

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE
RELAVES A PARTIR DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA DE
SITIO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**ELABORADO POR
LUIS CARLOS LUZQUIÑOS SÁNCHEZ**

**ASESOR
Dr. ZENÓN AGUILAR BARDALES**

**LIMA-PERÚ
2023**

© 2023, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir el Trabajo de Suficiencia Profesional en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Luzquiños Sánchez, Luis Carlos

luisaenz@hotmail.com

969745809

Esta obra materializa un proyecto de vida, y espero de corazón que sea un motivo para crecer juntos, cada paso que camino lo hago pensando en ustedes, pues verlos felices es gran parte o quizás toda mi felicidad. Los amo, mi familia.

AGRADECIMIENTO

En esta oportunidad, quiero iniciar dando las gracias a mi alma máter, a la Universidad Nacional de Ingeniería, por brindarme el privilegio de aprender y formarme en vuestra casa a través de los grandes docentes que día a día me han transmitido sus conocimientos y experiencias en esta bella carrera que es la Ingeniería Civil.

A mi asesor, el Dr. Zenón Aguilar Bardales, por su apoyo en este tramo de mi profesión brindándome parte de su tiempo para este trabajo y ayudarme a conocer nuevos horizontes de la ingeniería sísmica geotécnica con su gran arte de la enseñanza y su pasión por la investigación, fomentando además en mí, esa pasión por esta bonita especialidad. Agradezco también a Pamela Gonzales Vigil, Juan Andrés Sevilla y Freddy Guevara líderes de la empresa JMF Ingeniería y Construcción por haber depositado en mí la confianza de liderar proyectos importantes donde pude afianzar mis conocimientos geotécnicos y además construir grandes lazos amicales.

Quiero dar un especial agradecimiento a mi familia, a mi querida madre Rosario Sánchez Aliaga, por su cariño, dulzura y dedicación, a mi querido padre Víctor Hugo Luzquiños por su carácter ineludible y enseñarme el valor del trabajo desde pequeño, a Lucía Beatriz por darme el mejor regalo que me pudo haber dado la vida, nuestro hijo, y a mis hermanos por que depositaron en mí, confianza y sobre todo me hicieron sentir muy querido. Quiero agradecerles porque en los momentos difíciles me hicieron sentir fuerte, porque cuando no supe de donde sacar fuerzas, conseguí hacerlo cuando pensé en nuestro futuro.

Quiero agradecer también a mis compañeros de la facultad que me vieron crecer en esta profesión y me dieron un impulso para concretar este reto, quiero agradecer a Celso Salvador, Miguel Zúñiga, Yordy Urbe y Yhon Elliot. Amigos míos que, a pesar de la distancia y el tiempo, cuando nos reencontramos o comunicamos se siente esa fuerte amistad que nos une.

ÍNDICE	
RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	6
PRÓLOGO.....	8
LISTA DE FIGURAS.....	10
LISTA DE TABLAS.....	12
LISTA DE SÍMBOLOS Y ACRÓNIMOS.....	14
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	19
1.1 ANTECEDENTES.....	21
1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	24
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	25
1.4 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS.....	25
1.4.1 Objetivo General.....	25
1.4.2 Objetivos Específicos.....	26
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	27
2.1 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA.....	27
2.1.1 Multichannel Array Surface Wave Analysis (MASW).....	27
2.1.2 Microtremor Array Measurement (MAM).....	29
2.1.3 Clasificación de Sitio (IBC, 2015) ⁽³⁶⁾	30
2.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN NALPT Y SPT.....	31
2.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO.....	33
2.3.1 Darendeli (2001) ⁽²²⁾	33
2.3.2 Menq (2003) ⁽⁴⁵⁾	35
2.4 CONSIDERACIONES SÍSMICAS.....	37
2.4.1 Estudios Sísmicos.....	38
2.4.2 Práctica Actual.....	38
2.5 PARÁMETROS SÍSMICOS.....	39
2.5.1 Aceleración Pico (PGA) y Velocidad Pico (PGV) del terreno.....	39
2.5.2 Espectro de Respuesta.....	39
2.6 ALGORITMO DE AJUSTE ESPECTRAL.....	40
2.6.1 Espectro del Sismo de Diseño (Espectro Objetivo).....	41
2.6.2 Elección de Registros Sísmicos.....	41
2.7 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.....	42

2.8	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	44
2.8.1	Método de Equilibrio Límite (EL).....	44
2.8.2	Métodos Numéricos.....	46
2.8.3	Análisis de Estabilidad Sísmica.....	47
CAPÍTULO III: RECOPIACIÓN Y REVISIÓN DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS.....		55
3.1	CARACTERÍSTICAS DE SITIO.....	55
3.1.1	Clasificación de Presa (CDA, 2014) ⁽¹⁷⁾	57
3.1.2	Clima y Meteorología.....	61
3.1.3	Geología.....	62
3.1.4	Peligro Sísmico.....	65
3.2	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	68
3.2.1	Generalidades.....	68
3.2.2	Calicatas.....	68
3.2.3	Perforaciones.....	70
3.2.4	Exploración Geofísica.....	73
3.3	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	77
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.....		79
4.1	SISMICIDAD.....	79
4.2	GENERACIÓN DE REGISTROS SINTÉTICOS.....	80
4.2.1	Registros Seleccionados.....	80
4.2.2	Ajuste Espectral.....	82
4.3	ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO UNIDIMENSIONAL.....	83
4.3.1	Modelamiento de la Columna de Suelo 1D.....	84
4.3.2	Consideraciones en el Análisis de Respuesta Sísmica.....	86
4.3.3	Espectros de Aceleración Resultante.....	86
4.3.4	Espectro de diseño de la Norma E.030-2019.....	88
CAPÍTULO V: ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO.....		90
5.1	MÉTODOS APLICADOS.....	90
5.2	CRITERIOS DE DISEÑO.....	91
5.3	CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS.....	92
5.3.1	Sección de Análisis.....	92
5.3.2	Nivel Freático.....	93
5.4	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	93

5.4.1	Unidades geotécnicas.....	93
5.5	CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO.....	98
5.5.1	Criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984) ⁽³⁵⁾	98
5.5.2	Criterio de Bray et al. (2017) ⁽¹⁴⁾	98
5.6	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS PSEUDOESTATICOS.....	100
5.7	ANÁLISIS COMPARATIVO.....	101
	CONCLUSIONES.....	104
	RECOMENDACIONES.....	109
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
	ANEXOS.....	118

RESUMEN

Este trabajo es impulsado por un acta de supervisión operativa realizada por OSINERGMIN (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería). El acta deja por escrito que la empresa minera debe realizar un análisis de respuesta de sitio en la presa de relaves N°4A debido a la presencia de un depósito de suelo de gran profundidad que subyace su cimentación. El autor, contemplando este análisis previo y un escenario de operación de la presa de relaves, obtiene el coeficiente sísmico pseudoestático por el criterio de Bray et al. (2017) y realiza un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes – Griffin y Franklin (1984).

Este trabajo revisa y recopila información de la presa de relaves existente, respecto a su topografía, geología, investigaciones geotécnicas, exploraciones geofísicas y estudio de peligro sísmico. La presa de relaves se encuentra en la etapa de operación y es clasificada como una presa de riesgo alto, esto en base a la evacuación de riesgo realizada por la minera y de acuerdo con la guía CDA (2014). Los criterios sísmicos de la guía sugieren un periodo de retorno correspondiente a $T_r = 2475$ años para estas condiciones descritas.

Para el análisis de respuesta de sitio no lineal fue necesario realizar el ajuste espectral de registros sísmicos tiempo – historia de Perú y Chile (07 sismos). Los registros sísmicos fueron ajustados al espectro objetivo para un periodo de retorno de $T_r = 2475$ años desprendido del espectro de peligro uniforme presentado en el estudio de peligro sísmico (ZER, 2017). Una vez realizado el ajuste espectral, se procedió con el modelamiento de la columna de suelo para el análisis de respuesta de sitio en el software DeepSoil v7.0.

Debido a que el depósito de suelo que subyace la presa corresponde a un suelo granular en toda su extensión, se utilizó las curvas de degradación planteadas por Menq (2003). Los resultados del software (espectro de respuesta promedio en superficie) indican que existen amplificaciones sísmicas en el rango de periodos de 0,3 a 3,0 seg. Esto es coherente con los resultados de Seed and Idriss (1983) para este tipo de depósitos de suelos con profundidades mayores a los 60 m. Además, se

observa que este espectro de respuesta promedio se encuentra por debajo del espectro de diseño de la norma técnica NTP E030-Diseño sismo resistente (2019), lo que hace concluir que este último es conservador.

El autor con la información previa del análisis de respuesta de sitio no lineal obtuvo el coeficiente sísmico por el criterio de Bray et al. (2017), y realizó un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984). Mediante estos criterios se determinaron los coeficientes sísmicos pseudoestáticos de $K_s = 0,172$ y $0,287$, respectivamente. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis pseudoestáticos por equilibrio límite mediante el software SlideV6.0 arrojan factores de seguridad de $F.S. = 1,23$ y $0,983$ respectivamente, lo que hace concluir que el criterio de Hynes – Griffin y Franklin (1984) conlleva a un factor de seguridad que está por debajo del factor de seguridad mínimo recomendable, resultando en un diseño muy conservador.

Finalmente, se realizó un análisis comparativo de los criterios evaluando las suposiciones adoptadas para el comportamiento sísmico de un talud, llegando a la conclusión de que realizar análisis pseudoestáticos a presas de relaves con el criterio de Hynes – Griffin y Franklin (1984) conlleva a coeficientes sísmicos altos y a escenarios muy conservadores para el diseño sísmico. Por otro lado, el criterio de Bray et al. (2017) conlleva a coeficientes sísmicos más bajos, es más racional y por lo tanto es el más adecuado para la elección de un coeficiente sísmico para los análisis pseudoestáticos de presas de relaves.

ABSTRACT

This work is promoted by an act of operational supervision carried out by OSINERGMIN (Supervisory Agency for Investment in Energy and Mining). The record leaves in writing that the mining company must carry out a site response analysis in the tailings dam No. 4A due to the presence of a deep soil deposit that underlies its foundation. The author, contemplating this previous analysis and a scenario of the operation of the tailings dam, obtains the pseudostatic seismic coefficient by the criteria of Bray et al. (2017) and performs a comparative analysis with the seismic coefficient obtained by the Hynes – Griffin and Franklin (1984) criteria.

This work reviews and compiles information on the existing tailings dam, regarding its topography, geology, geotechnical investigations, geophysical explorations, and seismic hazard study. The tailings dam is in the operation stage and is classified as a high risk dam, based on the risk evacuation carried out by the mining company and in accordance with the CDA guide (2014). The seismic criteria of the guide suggest a return period corresponding to $T_r = 2475$ years for these described conditions.

For the non-linear site response analysis, it was necessary to perform the spectral adjustment of time – history seismic records of Peru and Chile (07 earthquakes). The seismic records were adjusted to the objective spectrum for a return period of $T_r = 2475$ years detached from the uniform hazard spectrum presented in the seismic hazard study (ZER, 2017). Once the spectral adjustment was made, we proceeded with the modeling of the soil column for the site response analysis in the DeepSoil v7.0 software.

Because the soil deposit that underlies the dam corresponds to a granular soil throughout its extension, the degradation curves proposed by Menq (2003) were used. The software results (surface average response spectrum) indicate that there are seismic amplifications in the range of periods from 0,3 to 3,0 s. This is coherent with the results of Seed and Idriss (1983) for this type of soil deposits with depths greater than 60 m. In addition, it is observed that this average response spectrum is below the

design spectrum of the technical standard NTP E030–Earthquake resistant design (2019), which leads to the conclusion that the latter is conservative.

The author with the previous information of the non–linear site response analysis obtained the seismic coefficient by the criteria of Bray et al. (2017), and performed a comparative analysis with the seismic coefficient obtained by the Hynes–Griffin and Franklin (1984) criteria. Using these criteria, the pseudostatic seismic coefficients of $K_s = 0,172$ and $0,287$, respectively, were determined. The safety factors obtained in the pseudostatic analysis by limit equilibrium using the SlideV6.0 software show safety factors of $F.S. = 1,23$ and $0,983$ respectively, which leads to the conclusion that the Hynes–Griffin and Franklin (1984) criterion leads to a factor safety that is below the recommended minimum safety factor, resulting in a very conservative design.

Finally, a comparative analysis of the criteria was carried out, evaluating the assumptions adopted for the seismic behavior of a slope, reaching the conclusion that performing pseudostatic analyzes of tailings dams with the criteria of Hynes – Griffin and Franklin (1984) leads to coefficients high seismic and very conservative scenarios for seismic design. On the other hand, the criterion of Bray et al. (2017) leads to lower seismic coefficients, is more rational, and is therefore the most suitable for the choice of a seismic coefficient for pseudostatic analyzes of tailings dams.

PRÓLOGO

Las presas de relaves son estructuras mineras de vital importancia y su capacidad de almacenamiento permite la continuidad de la operación minera. El diseño geotécnico de ésta tiene un papel importante pues define el comportamiento de la presa ante cargas internas y externas (sísmicas).

Las cargas por sismo están ligadas a la sismicidad de la zona y es necesario disponer de estudios detallados que permitan conocer esta información. Esto refiere a los estudios de peligro sísmico probabilístico o determinístico, sin embargo, estos estudios no son realizados a veces en un tipo de suelo que predomine en la zona de estudio (clasificación según IBC (2015)) lo que conlleva a tener que realizar análisis de respuesta sísmica para obtener registros en superficie o zona de interés.

Este trabajo es impulsado por un acta de supervisión operativa realizada por OSINERGMIN (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería). El acta deja por escrito que la empresa minera debe realizar un análisis de respuesta de sitio en la presa de relaves N°4A debido a la presencia de un depósito de suelo de gran profundidad que subyace su cimentación. El autor, contemplando este análisis previo y un escenario de operación de la presa de relaves, obtiene el coeficiente sísmico pseudoestático por el criterio de Bray et al. (2017) y realiza un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984).

Es importante mencionar que los análisis se ejecutaron con criterios de diseño empleados en la literatura técnica y la práctica actual en el diseño de estructuras mineras. Según lo expresado en los párrafos anteriores, se muestra un resumen de los cinco capítulos que conforman el presente trabajo:

El capítulo I expone los antecedentes respecto al análisis de respuesta de sitio y cálculo de coeficientes sísmicos, así como la justificación, planeamiento y objetivos del presente trabajo de suficiencia profesional.

El capítulo II trata acerca de los fundamentos teóricos referente a ensayos exploración geofísica (ensayo MASW y MAM), correlaciones entre ensayos de penetración, propiedades dinámicas de suelo, consideraciones sísmicas, ajuste espectral de registros sísmicos, análisis de respuesta sísmica y análisis pseudoestático de taludes por el método de equilibrio límite.

El capítulo III describe el sitio, los criterios sísmicos según la guía Canadian Dam Association (CDA, 2014) e información de geología, geotecnia, geofísica y peligro sísmico.

El capítulo IV describe la sismicidad de la zona, los registros sísmicos sintéticos (ajuste espectral), y muestra las consideraciones y resultados del análisis de respuesta no lineal. Muestra, además, un análisis comparativo con el espectro de respuesta de la Norma Técnica Peruana NTP E030 (2019).

El capítulo V describe el cálculo de los coeficientes sísmicos pseudoestáticos con los criterios de Bray et al. (2017) y Hynes - Griffin y Franklin (1984). Con ello, además, realiza los análisis pseudoestáticos de la presa de relaves por el método de equilibrio límite. Finalmente, realiza un análisis comparativo de los coeficientes sísmicos obtenidos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Tipo de ondas sísmicas.....	28
Figura 2.2	Diagrama de ensayo geofísico MASW.....	28
Figura 2.3	Secuencia de procesamiento de MASW.....	29
Figura 2.4	Perfil de velocidad de Ondas S. Método MAM y MASW.....	30
Figura 2.5	Procedimiento de correlación SPT-LPT generalizado propuesto con consideración de los efectos del tamaño de grano.....	32
Figura 2.6	Obtención del espectro de respuesta de aceleración (Ohsaki, 1976) ⁽⁵⁴⁾	40
Figura 2.7	Esquema de clasificación de tipos de análisis para la estabilidad sísmica (Pérez, 2017) ⁽⁵⁶⁾	48
Figura 3.1	Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2010 (antes de la construcción).....	55
Figura 3.2	Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2013.....	56
Figura 3.3	Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2016.....	56
Figura 3.4	Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2020.....	57
Figura 4.1	Espectros de Peligro Uniforme – Suelo: Tipo B Periodo de Exposición en 50 años y Amortiguamiento=5% (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾	80
Figura 4.2	Ubicación de epicentros de sismos utilizados para el ajuste espectral.....	82
Figura 4.3	Envoltentes (rojo) y promedio (azul) de los Espectros de respuesta en la superficie para un periodo de retorno de 2475 años.....	87

Figura 4.4	Espectros de Respuesta de varios suelos (Seed e Idriss, 1983) (61).....	88
Figura 4.5	Comparación de espectros para un periodo de retorno de 2475 años.....	89

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Clasificación de sitio (IBC, 2015) ⁽³⁶⁾	30
Tabla 2.2	Datos de entrada para las ecuaciones de efecto granulométrico generalizado.....	32
Tabla 2.3	Características de los procedimientos para los análisis de estabilidad de taludes por EL.....	46
Tabla 2.4	Coefficiente sísmico para el análisis pseudo estático.....	50
Tabla 3.1	Clasificación de Presas según la CDA (2014) ⁽¹⁷⁾	58
Tabla 3.2	Niveles sugeridos de terremoto de diseño – Fase de selección de sitio, Construcción, Operación y Transición CDA (2014) ⁽¹⁷⁾	59
Tabla 3.3	Niveles sugeridos de terremoto de diseño – Fase de Cierre Pasiva CDA (2014) ⁽¹⁷⁾	60
Tabla 3.4	Precipitación máxima esperada para diferentes periodos de retorno (ANPHOS 2016).....	61
Tabla 3.5	Resultados del Análisis Peligro Sísmico Probabilístico – Suelo Tipo B (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾	66
Tabla 3.6	Resultados del Análisis Peligro Sísmico Determinístico – Suelo Tipo B (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾	67
Tabla 3.7	Resultados del Análisis de Desegregación Sísmica (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾	68
Tabla 3.8	Resumen de Calicatas.....	69
Tabla 3.9	Resumen General de Perforaciones (KP, 2010) ⁽³⁹⁾	70
Tabla 3.10	Resumen de ensayos de Penetración NALPT (KP, 2010) ⁽³⁹⁾	71
Tabla 3.11	Resumen General de Densidades de Campo (KP, 2010) ⁽³⁹⁾	73
Tabla 3.12	Resumen de Ensayos Geofísicos - Sondajes MASW (ZER, 2018) ⁽⁷³⁾	74

Tabla 3.13	Resumen de Ensayos Geofísicos - Sondajes MAM (ZER, 2018) ⁽⁷³⁾	75
Tabla 3.14	Clasificación del Sitio de los perfiles MASW (ZER, 2018) ⁽⁷³⁾	75
Tabla 4.1	Aceleraciones horizontales máximas en el terreno (PGA) Clasificación de Sitio Tipo B (roca) (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾	79
Tabla 4.2	Resumen de Registros Sísmicos.....	81
Tabla 5.1	Fuentes de criterios de análisis.....	91
Tabla 5.2	Principales criterios de evaluación geotécnica.....	91
Tabla 5.3	Resumen de los Parámetros de Resistencia.....	97
Tabla 5.4	Resumen del cálculo del coeficiente sísmico.....	100
Tabla 5.5	Resultados de los Análisis de Estabilidad Física de Taludes.....	101
Tabla 5.6	Análisis Comparativo de los criterios para cálculo de coeficiente sísmico.....	102

LISTA DE SÍMBOLOS Y ACRÓNIMOS

$a_{m,z}$: Aceleración a una profundidad z
c	: Cohesión total del suelo
c'	: Cohesión efectiva del suelo
C_u	: Coeficiente de uniformidad
D_a	: Desplazamiento máximo permisible
D_{5-75}	: Duración significativa sobre el 5% a 75% de la Intensidad de Arias
D_{5-95}	: Duración significativa sobre el 5% a 95% de la Intensidad de Arias
D_{50}	: Diámetro medio de una muestra de suelo
E	: Fuerzas entre dovelas horizontales
$f(x)$: Función de fuerzas entre dovelas
g	: Aceleración de la gravedad
G	: Módulo de corte
G_e	: Módulo de corte equivalente
$G_{máx}$: Módulo de corte máximo
$\frac{G}{G_{máx}}$: Factor de reducción del módulo
h	: Altura de la masa potencialmente deslizante

H	: Altura total del talud
H_e	: Altura del espesor de suelo
K_s	: Coeficiente sísmico
I_a	: Intensidad de Arias
M_w	: Magnitud del sismo
m_z	: Masa de una porción horizontal a una profundidad z
R_s	: Distancia a la fuente del sismo
S_a	: Aceleración espectral del espectro de respuesta
$S_a(1.5T_s)$: Aceleración espectral del espectro de respuesta a 1.5 veces el periodo fundamental de la masa potencialmente deslizante (Bray et al, 2017)
T_r	: Periodo de retorno
T_s	: Periodo fundamental de la masa potencialmente deslizante
u	: Presión de poros
V_s	: Velocidad de ondas de corte
w	: Peso de la masa deslizante
X	: Fuerzas entre dovelas verticales
Z	: Profundidad
ε	: Desplazamiento umbral

γ_e	: Deformación cortante equivalente
ξ	: Razón de amortiguamiento
λ	: Constante de fuerzas entre dovelas
σ	: Desviación estándar
σ'	: Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla
σ_v	: Esfuerzo normal a una profundidad en una columna de suelo 1D
τ	: Esfuerzo de corte horizontal en una columna de suelo 1 D
τ_d	: Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla
ϕ	: Angulo de fricción del suelo
ϕ'	: Ángulo de fricción efectivo del suelo
1D	: Unidimensional
2D	: Bidimensional
3D	: Tridimensional
ASCE	: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles
BR	: Bloque rígido
CG	: Curva granulométrica
DPIS	: Desplazamientos permanentes inducidos por sismo

ECM	: Espectro condicional medio
ED	: Espectro determinístico
EF	: Elementos finitos
EL	: Equilibrio límite
EPU	: Espectro de peligro uniforme
FHWA	: Administración Federal de Carreteras
FS	: Factor de seguridad
FS 2D	: Factor de seguridad del análisis bidimensional
FS_{pseudo}	: Factor de seguridad pseudoestático
HEA	: Aceleración horizontal equivalente
IBC	: Código Internacional de Construcción
LPT	: Ensayo de penetración a gran escala
MAM	: Análisis de microtrepidaciones en arreglos multicanal
MASW	: Arreglo multicanal de ondas superficiales
MINEM	: Ministerio de Energía y Minas
GQ/H	: Modelo cuadrático/hiperbólico
MNL	: Método no lineal
NCHRP	: Programa Nacional Cooperativo de Investigación de carreteras

NTP	: Norma Técnica Peruana
OSINERGMIN	: Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería
PGA	: Aceleración máxima del terreno
RCTS	: Ensayo de columna resonante y torsional
SPT	: Ensayo de penetración estándar
SUCS	: Sistema unificado de clasificación de suelos
USACE	: Cuerpo de ingenieros del Ejército de Estados Unidos

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Este trabajo de suficiencia profesional es impulsado por un acta de supervisión operativa realizada por OSINERGMIN (Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería). El acta deja por escrito que la empresa minera debe realizar un análisis de respuesta de sitio en la presa de relaves N°4A debido a la presencia de un depósito de suelo de gran profundidad que subyace su cimentación. El autor contemplando este análisis previo y un escenario de operación de la presa de relaves, obtiene el coeficiente sísmico pseudoestático por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ y realiza un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾.

El acta de supervisión operativa describe en una de sus observaciones que la empresa minera debe seguir las recomendaciones indicadas en el estudio de estabilidad física y química realizada por la empresa Anddes (2017)⁽⁵⁾ realizados a la presa de relaves N°4A.

“Los estudios de estabilidad física para el depósito de relaves N° 4A (operativo) y depósito de relaves N°4 elaborado por la empresa consultora Anddes de fecha diciembre de 2017, concluyen que la cimentación de la presa de relaves N°4 y 4A presentan una potencia de más de 40.0 y 30.0 m de suelo aluvial respectivamente, por lo que recomienda realizar investigaciones geotécnicas que incluyan perforaciones y ensayos geofísicos para realizar un análisis de respuesta sísmica en el suelo de cimentaciones de las presas de relaves, (...).” (OSINERGMIN, 2019, pág. 1)

Para realizar el análisis de respuesta sísmica, previamente, se revisó y recopiló información de la presa de relaves N°4A existente, tales como estudios básicos (topografía, investigación geotécnica, ensayos geofísicos y estudio de peligro sísmico), planos As-Built y estudios complementarios realizados en su etapa operativa, etapa en la cual se encuentra actualmente.

La información sísmica fue procesada y permitió obtener registros sintéticos a través de la herramienta computacional SeismoMatchv1.3.0 de la empresa SeismoSoft. La información geológica – geotécnica fue procesada y permitió idealizar un modelo geotécnico unidimensional discretizado, el mismo que fue ingresado a la herramienta computacional DEEPSOIL v7.0 (Hashash et al., 2020)⁽³³⁾ para su posterior análisis de respuesta unidimensional no lineal.

El autor contemplando este análisis previo (espectro de respuesta en superficie), calcula el coeficiente sísmico pseudoestático para la presa de relaves R4A con los criterios de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ y Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, para finalmente realizar un análisis comparativo de los mismos.

El criterio de la Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾, sugiere que un coeficiente sísmico pseudoestático igual a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA) prevista del lecho rocoso, aseguraría que las deformaciones no serían peligrosamente grandes para presas de terraplén. Este criterio está basado en un modelo de bloque rígido y un análisis de respuesta elástica desacoplada que limita los desplazamientos permanentes a menos de 1.00 m. Este método se considera muy conservador, sin embargo, es un criterio muy utilizado en la práctica actual.

El criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ usa como parámetros de entrada el periodo fundamental inicial de la masa deslizante (T_s), la aceleración espectral de diseño para las condiciones de sitio debajo de la masa deslizante (que puede incluir amplificación topográfica) en un periodo degradado de la masa deslizante ($S_a(1.5T_s)$) y la magnitud momento (M_w) del evento sísmico de diseño. Este criterio está basado en un modelo simplificado totalmente acoplado semi - empírico para el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS). Hoy en día es uno de los métodos modernos que considera características y asunciones más acordes con la realidad.

1.1 ANTECEDENTES

La minería es uno de los sectores económicos más importantes del país, el Perú es el segundo exportador de Zinc y plata a nivel mundial y el primer productor en oro, zinc, estaño, plomo y molibdeno en América Latina. La Cordillera de los Andes es la principal fuente de depósitos minerales del mundo, sin embargo, para conseguir esta materia prima es inevitable la generación de residuos mineros, lo que conduce a una necesidad de construir depósitos importantes para su disposición. Tal es el caso de los depósitos de relaves mineros, que comprende uno de los componentes más determinantes en la continuidad de la operación minera y su diseño ingenieril es uno de los retos más importantes desde el punto de vista geotécnico.

Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), los resultados obtenidos del análisis de 251 casos de falla y accidentes en presas de relaves muestran que las principales causas de falla de presas son deslizamiento de talud, sismos y sobrepaso (Oldecop y Rodriguez, 2007)⁽⁵²⁾. Algunas de las fallas de presas más importantes ocurridas alrededor del mundo son: El Cobre (Chile, 1965), Buffalo Creek (Estados Unidos, 1972), Mochilcochi (Japón, 1978), Stava (Italia, 1985), Fujinuma Dam (Japón, 2011).

Nuestro país al tener alta actividad sísmica debe considerar en el diseño de presas de relaves los efectos de un gran evento sísmico. En el Perú podemos nombrar algunas fallas de presas de relaves ocurridas por efecto de sismo tales como: Casapalca (1952), Milpo (1956), Atacocha (1971) entre otros. Las consecuencias de estas fallas de presas son grandes pérdidas económicas, degradación y contaminación del medio ambiente y en muchos casos pérdidas de vidas humanas.

El estudio de peligro sísmico es una herramienta que permite comprender la sismicidad de la zona como también estimar las aceleraciones espectrales del sitio en forma probabilística o determinística. Estos estudios generalmente se pueden realizar en base a la clasificación del sitio de la presa de relaves, sin embargo, es común hacerlo para suelos Tipo B (IBC, 2015) o roca.

Para el diseño sísmico de una presa de relaves es importante conocer las aceleraciones espectrales, este último se puede obtener a partir de registros sísmicos tiempo-historia o en consecuencia del espectro de respuesta.

Los registros sísmicos tiempo – historia, son también una herramienta importante para comprender la sismicidad, pero es poco común tener instrumentación sísmica en el sitio de interés, por lo que es poco usual disponer de esta información para los diseños sísmicos de la presa de relaves. Es por ello por lo que se recurre a los ajustes espectrales de otros registros que posean características sismogénicas similares y son modificados a partir de un espectro objetivo (para un periodo de retorno determinado) del espectro de peligro uniforme (EPU) que se obtuvo en un estudio de peligro sísmico.

También no es usual que las presas de relaves estén cimentadas en roca, ya que la presa puede estar cimentada en depósitos de suelos importantes que modifican las aceleraciones espectrales en roca. Esto implica los efectos de sitio, los cuales pueden ser evaluados mediante análisis de respuesta sísmica, y hoy en día son muy importantes para los diseños sísmicos de presa de relaves. En consecuencia, es necesario tener una adecuada caracterización del suelo, lo que conlleva también a considerar investigaciones geotécnicas que puedan definir la estratificación de los suelos a grandes profundidades y poder determinar la profundidad de la roca. Es importante también conocer los parámetros dinámicos del suelo que sobreyace a la roca, ya que su conocimiento permite darle más confiabilidad a los análisis. Finalmente, los análisis de respuesta de sitio permiten identificar posibles amplificaciones para cierto rango de periodos estructurales en el nuevo espectro de respuesta.

A nivel mundial existen innumerables trabajos acerca del análisis de respuesta. Por ejemplo, Aracena y Germoso (2019)⁽⁷⁾ muestra un análisis de respuesta no lineal en la presa de tierra “Las Dos Bocas” y explica como la no linealidad puede afectar la amplificación del suelo en función de diferentes fuentes de excitación.

Negrón, J. (2015)⁽⁴⁸⁾ desarrolló también análisis de respuesta para pilas de lixiviación, y en su trabajo se puede contemplar el uso de herramientas como el espectro de peligro uniforme y el método de ajuste espectral (Lilhanand y Tseng, 1988)⁽⁴²⁾ en el dominio del tiempo. El cual hoy en día es el estado actual de la práctica.

Soto Huamán (2016)⁽⁶³⁾ obtuvo los espectros de respuesta en superficie, a través del análisis de respuesta sísmica unidimensional en siete distritos de Lima. Para el análisis de respuesta de sitio usó un movimiento sísmico en la base del depósito del suelo, para lo cual generó un acelerograma sintético mediante el método de ajuste espectral (Lilhanand y Tseng, 1988)⁽⁴²⁾. Además, observó que el espectro de respuesta obtenido en el análisis no lineal realizado deduce un factor de amplificación que es superior al 2.5 indicado en la Norma Técnica Peruana NTP E030 (2019)⁽⁵¹⁾.

Como se mostró líneas arriba existen trabajos e investigaciones respecto a los efectos de sitio, que hoy en día van adquiriendo cada vez más importancia.

El diseño sísmico de una presa de relaves no termina aún con la determinación de las aceleraciones espectrales, es necesario entender cómo usar estas aceleraciones y estimar el comportamiento sísmico de la presa de relaves. Terzaghi (1950)⁽⁶⁷⁾ fue el primero en interpretar de forma simplificada al sismo como una fuerza inercial (fuerza expresada como el producto de un coeficiente sísmico y el peso de la masa deslizante) que actúa en forma horizontal en un análisis de equilibrio límite teniendo como resultado un factor de seguridad, este método se le llama usualmente análisis pseudoestático. Sin embargo, existen métodos más sofisticados para determinar el comportamiento sísmico de la presa, ya no en forma cualitativa, sino más bien desde un punto de vista de la serviciabilidad.

Cuando se desea realizar los análisis sísmicos de un talud se necesita representar en lo posible, de la forma más real la carga externa (sismo) para analizar el comportamiento del talud de la presa. Se pueden usar los análisis pseudoestáticos o en su defecto calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS). Hoy en día se han desarrollado variedad de métodos simplificados que permiten estimar los desplazamientos permanentes inducidos por sismo, y son recomendables

respecto a los métodos pseudoestáticos (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾, sin embargo, el desarrollo de estos métodos ha conllevado también a mejorar los análisis pseudoestáticos por que ha permitido tener criterios para elegir adecuadamente el coeficiente sísmico pseudoestático.

Pérez (2017)⁽⁵⁶⁾ recomienda utilizar el método de Bray y Travasarou (2007)⁽¹²⁾ para el cálculo de DPIS para estructuras geotécnicas como pilas de lixiviación, presas de relaves, presas de tierra, depósito de materiales excedentes etc. Además, para casos de estudio (pilas de lixiviación), realiza también análisis pseudoestáticos recomendando usar el criterio de Bray y Travasarou (2009)⁽¹³⁾ para el cálculo de coeficiente sísmico para estabilidad sísmica de taludes. Es importante mencionar que actualmente estos métodos y criterios han sido actualizados para sismos de subducción en el método de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, y fueron utilizados para el cálculo del coeficiente sísmico de la presa relaves N°4A en este trabajo.

1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Los depósitos de suelos granulares con espesores mayores a los 60.00 m de profundidad generan amplificaciones sísmicas en cierto rango de periodos estructurales (Seed and Idriss, 1983)⁽⁶¹⁾, lo que sugiere realizar el análisis de respuesta de sitio en la presa de relaves N°4A y revisar las amplificaciones importantes.

El diseño sísmico de una presa de relaves contempla la estabilidad sísmica de la misma. Cuando se desea realizar los análisis sísmicos de un talud se necesita representar en lo posible, de la forma más real la carga externa (sismo) para analizar el comportamiento del talud de la presa. Se pueden usar los análisis pseudoestáticos o en su defecto calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS). Hoy en día se han desarrollado variedad de métodos simplificados que permiten estimar los desplazamientos permanentes inducidos por sismo, y son recomendables respecto a los métodos pseudoestáticos (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾, sin embargo, el desarrollo de estos métodos ha conllevado también a mejorar los análisis

pseudoestáticos por que ha permitido tener criterios para elegir adecuadamente el coeficiente sísmico pseudoestático. En consecuencia, la elección de un coeficiente sísmico pseudoestático con criterios modernos, entrega también resultados desde un punto de vista de la serviciabilidad de la estructura.

De acuerdo con lo anterior mencionado, y contemplando el análisis de respuesta sísmica de la presa de relaves, el autor obtiene el coeficiente sísmico pseudoestático para la presa de relaves por el criterio Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ y realiza un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país, las normas de diseño Sismorresistente (E.030) o suelos y cimentaciones (E.050), así como la de taludes (CE.020) no contienen recomendaciones específicas respecto a que coeficiente sísmico es el adecuado para un análisis de estabilidad física de presas de relaves por el método pseudoestático.

1.4 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Calcular el coeficiente sísmico para la presa de relaves N°4A en condiciones de operación por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, esto mediante el uso del espectro de respuesta de aceleraciones obtenido del análisis de respuesta no lineal unidimensional y realizar un análisis comparativo con el coeficiente sísmico obtenido por el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾.

1.4.2 Objetivos Específicos

Revisión de la información geotécnica y sísmica existente de la presa de relaves N°4A.

Establecer las propiedades dinámicas del suelo que componen la presa y su fundación.

Generar acelerogramas sintéticos en roca mediante el método de ajuste espectral con el software SeismoMatchv1.3.0.

Análisis de respuesta de sitio unidimensional (1D) no lineal usando el software DEEPSOIL v7.0 (Hashash et al., 2020)⁽³³⁾.

Calcular el coeficiente sísmico por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ y Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ para el análisis pseudoestático del talud de la presa de relaves N°4A para condiciones de operación.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

La velocidad de onda de corte es un parámetro que está ligado con el módulo de corte máximo para el rango de deformaciones pequeñas, lo que está muy bien representado con los ensayos de baja deformación, es decir con los ensayos geofísicos sísmicos. Existen diferentes técnicas geofísicas importantes hoy en día, pero este trabajo describe dos técnicas que en conjunto son muy útiles, ya que dan como resultados velocidades de ondas de corte a profundidades de 50 a 100 m. Es importante mencionar que estos resultados deben ser coherentes con los registros de perforación que existen de la presa de relaves en estudio. Estamos hablando del ensayo MAM (Microtremor Array Measurement) y el ensayo MASW (Multichannel array surface wave analysis).

Como sabemos una perturbación (golpe del suelo en superficie) de un medio (semi espacio) puede generar ondas de cuerpo y ondas superficiales, dentro de las que se encuentran las llamadas ondas Love y Rayleigh tal como se muestra en la Figura 2.1.

El ensayo MASW es un ensayo activo que consiste en generar ondas vibratorias a través de un impacto en el suelo y registra las ondas Rayleigh, sin embargo, el ensayo MAM es un ensayo pasivo que se basa en medición del ruido ambiental.

2.1.1 Multichannel Array Surface Wave Analysis (MASW)

Este ensayo analiza las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, la forma de generar la perturbación del medio es a través de un impacto, luego de ello se registra las señales en cada uno de los geófonos instalados en puntos equidistantes tal como se muestra Figura 2.2. Este ensayo permite obtener el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) entre 25 a 30 metros de profundidad sin embargo esto debe ser corroborado con perforaciones.

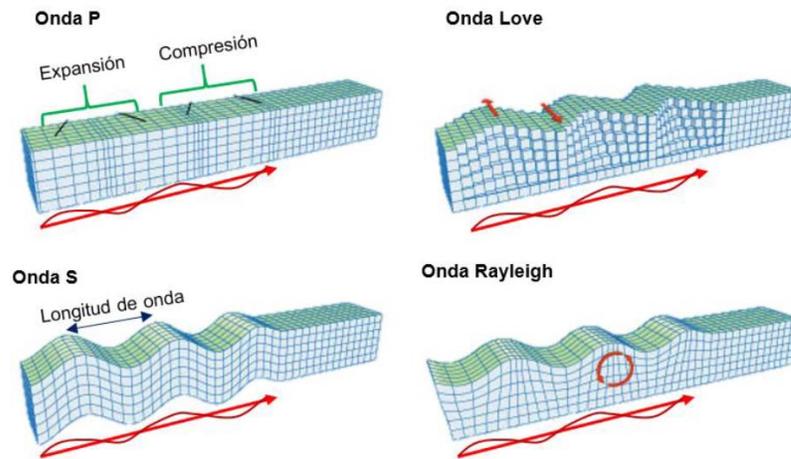


Figura 2.1 Tipo de ondas sísmicas.

A partir de los registros se obtiene una curva de dispersión característicos del ensayo, tal como se aprecia en la Figura 2.3 (a) (velocidad de fase (c) versus la frecuencia (f)). La zona azul representa la cumbre del espectro de amplitud de Fourier, si imaginamos un corte paralelo al eje de las frecuencias. En consecuencia, de acuerdo con (Hayashi, 2003)⁽³⁴⁾, se presenta la Figura 2.3 (b) que representa la relación entre la Velocidad de Onda de Corte (m/s) y Profundidad (m).

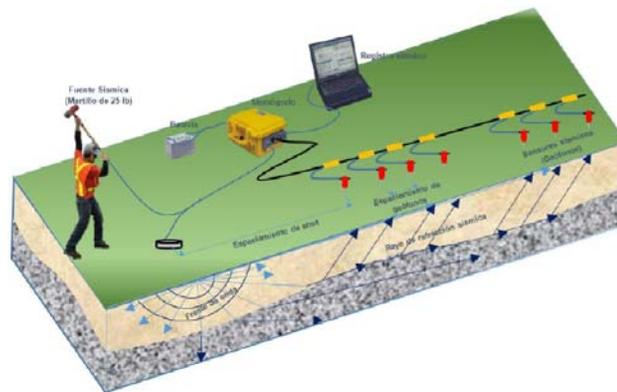


Figura 2.2 Diagrama de ensayo geofísico MASW

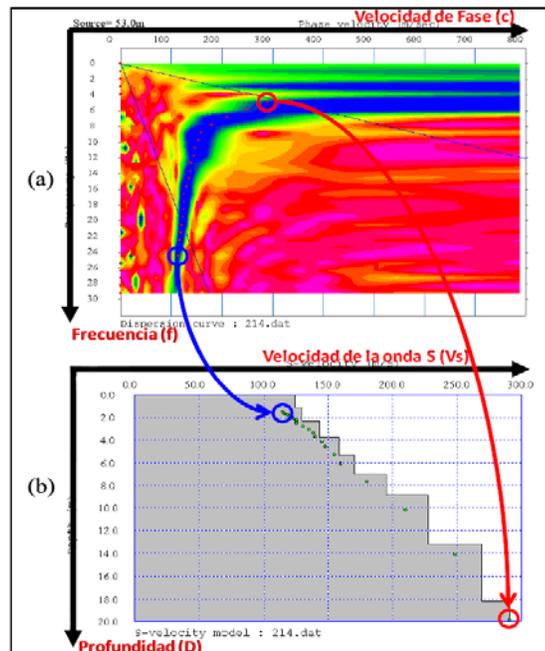


Figura 2.3 Secuencia de procesamiento de MASW.

Esta técnica es ideal para la exploración geotécnica de las cimentaciones de presas de relaves, se obtienen resultados coherentes con las perforaciones realizadas en campo y existe bastante confiabilidad en sus resultados, además es una alternativa económica para estudios de factibilidad e ingeniería de detalle.

2.1.2 Microtremor Array Measurement (MAM)

El ensayo MAM consiste en registrar en un arreglo de geófonos las vibraciones ambientales, y mediante el análisis de dispersión de las ondas superficiales, determina el perfil de velocidades de ondas S (Park et al., 1999)⁽⁵⁴⁾. Este método permite determinar un perfil sísmico unidimensional del suelo bajo el punto de análisis, basándose en el cambio de las propiedades elásticas de los materiales que la conforman (ZER, 2018, pág. 4)⁽⁷³⁾

Este método permite determinar perfiles sísmicos de hasta 100.0 m de profundidad, sin embargo, debido a que alcanzar una mayor profundidad se pierde resolución, es

frecuente complementar la información de los estratos superficiales con el perfil obtenido por el ensayo MASW, tal como muestra la Figura 2.4.

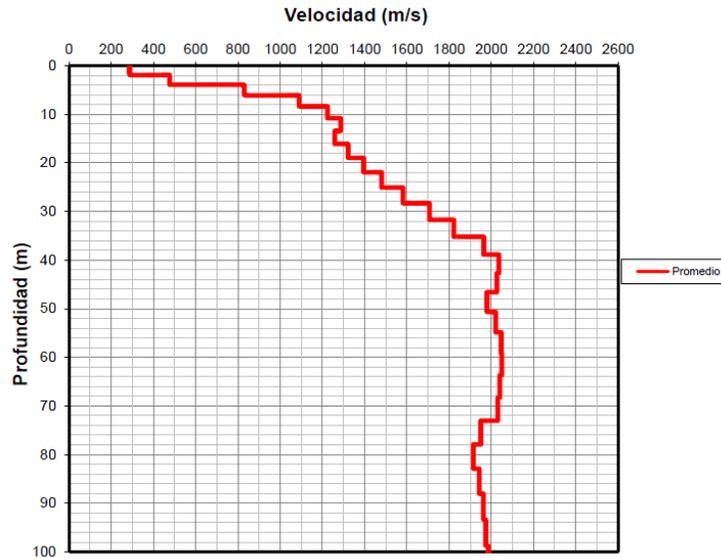


Figura 2.4 Perfil de velocidad de Ondas S. Método MAM y MASW.

2.1.3 Clasificación de Sitio (IBC, 2015)⁽³⁶⁾

Esta norma clasifica los suelos en 6 clases, tal como se presenta en la Tabla 2.1. Esta clasificación ha sido definida en función a la velocidad de ondas de corte promedio de un estrato de 30 m de profundidad.

Tabla 2.1 Clasificación de sitio (IBC, 2015)⁽³⁶⁾

Tipo de Suelo	Nombre de Suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros, ver sección 1613.5.5		
		Velocidad de onda de corte, \bar{V}_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte no drenado, \bar{S}_u (psf)
A	Roca muy dura	$\bar{V}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < \bar{V}_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 2000$
D	Suelo rígido	$180 \leq \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1000 \leq \bar{S}_u \leq 2000$

Tipo de Suelo	Nombre de Suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros, ver sección 1613.5.5		
		Velocidad de onda de corte, \bar{V}_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte no drenado, \bar{S}_u (psf)
E	Suelo blando	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 50$	$\bar{S}_u < 1000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3 m de espesor que tenga las siguientes características: 1. Índice de plasticidad (IP) > 50 2. Contenido de humedad (w) > 50 3. Resistencia al corte no drenado $\bar{S}_u < 500$ psf		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes: 1. Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H = espesor del suelo). 3. Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.6$ m con índice de plasticidad $IP > 75$). 4. Arcillas gruesas suaves a medias ($H > 36$ m).		

2.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN NALPT Y SPT

Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ realizaron una propuesta de correlación entre el ensayo de NALPT (North American Large Penetration Test) y el ensayo de SPT (Standard Penetration Test). Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ compilaron índices de conteo de golpes SPT-LPT de la literatura para cuatro tipos de LPT, incluidos el LPT Japonés (JLPT), el LPT norteamericano (NALPT), el LPT de referencia (RLPT) y el italiano (ILPT).

En la Tabla 2.2 se presenta los parámetros utilizados para describir cada uno de los diferentes tipos de LPT, de esta tabla se obtiene la relación que existe entre la energía transferida del martillo y al área de la sección del tubo de muestreo.

En la Figura 2.5, Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ propusieron un procedimiento de correlación generalizado SPT-LPT que considera los efectos del tamaño de grano del suelo. La entrada requerida para el procedimiento incluye la energía del martillo LPT

y los diámetros interior y exterior del muestreador. Los factores de correlación pronosticados se utilizan para estimar los recuentos de golpes SPT equivalentes que son aplicables al tamaño medio de grano del suelo que se analizó. Es posible que sea necesario ajustar el recuento de golpes SPT equivalente para usarlo con algunas correlaciones empíricas.

Tabla 2.2 Datos de entrada para las ecuaciones de efecto granulométrico generalizado.

Test	D_{50}'	$(C_D)_{1mm}$	$(C_D)_{máx}$	$E_{60}/(A_{TE})$
SPT	2.0	88	105	21.0 J/cm ²
JLPT	2.9	49	57	33.5 J/cm ²
NALPT	3.5	56	69	29.2 J/cm ²
RLPT	5.6	132	207	14.4 J/cm ²
ILPT	5.7	90	134	20.1 J/cm ²

Donde:

D_{50}' : Tamaño de grano medio crítico

$(C_D)_{1mm}$: Parámetro para tamaño de grano igual a 1 mm

$(C_D)_{máx}$: Parámetro para tamaño máximo de grano

$E_{60}/(A_{TE})$: Energía de transferencia del martillo (60%) entre el área efectiva del tubo de muestra.

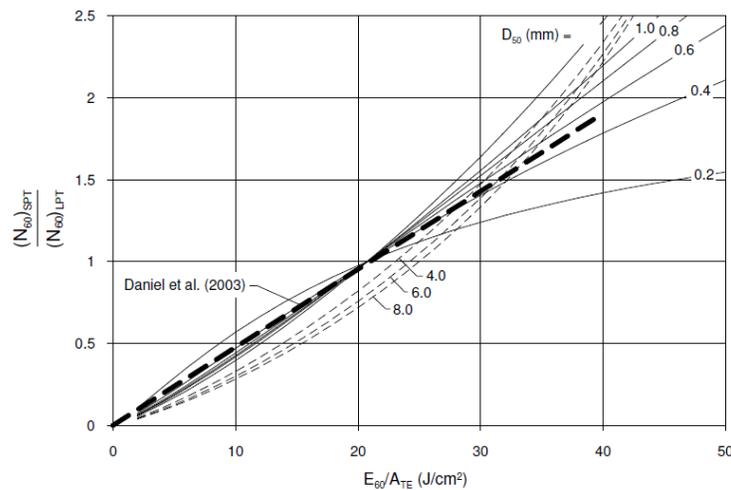


Figura 2.5 Procedimiento de correlación SPT-LPT generalizado propuesto con consideración de los efectos del tamaño de grano.

Teniendo la cantidad de $(N_{60}')_{SPT}$ se puede obtener mediante la relación empírica de Hatanaka y Uchida (1996)⁽³⁰⁾ el ángulo de fricción del material.

2.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

El análisis mediante una respuesta no lineal del material requiere un mínimo de parámetros de entrada tales como: un perfil estratigráfico con curvas de degradación de módulo de corte y de amortiguamiento, peso unitario, ángulo de fricción y velocidad de onda de corte de cada unidad de suelo. Las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento se pueden obtener a través de ensayos de laboratorio (RCTS y triaxiales cíclicos) o relaciones analíticas para la determinación de propiedades dinámicas como las propuestas por Darendeli (2001)⁽²²⁾ y Menq (2003)⁽⁴⁵⁾. A continuación, se describe cada una de ellas y su importancia.

2.3.1 Darendeli (2001)⁽²²⁾

Mediante un equipo de columna resonante y corte torsional (RCTS); Darendeli (2001)⁽²²⁾, evaluó las propiedades dinámicas de arenas y arcillas. La investigación determina una correlación del IP y OCR versus las propiedades dinámicas de suelos arenosos y arcillosos. Las ecuaciones muestran el modelo hiperbólico empleado para la determinación de la $\frac{G}{G_{máx}}$ y las relaciones asociadas al IP y OCR .

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_r}\right)^a} \quad 2.1$$

$$a = 0,919 \quad 2.2$$

$$\gamma_r = (0,0352 + 0,001)(IP)(OCR)\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0,3483} \quad 2.3$$

$$\sigma_0 = \sigma_v \left(\frac{1+k}{2}\right) \quad 2.4$$

Donde:

G	:	Módulo de corte (kPa)
$G_{máx}$:	Módulo de corte máximo (kPa)
a	:	Coefficiente de curvatura

γ	:	Deformación cortante (%)
γ_r	:	Deformación cortante de referencia (%)
IP	:	Índice de plasticidad
OCR	:	Relación de sobreconsolidación
σ_0	:	Presión de confinamiento medio (kPa)
P_a	:	Presión atmosférica (kPa)
σ_v	:	Presión de confinamiento vertical (kPa)
k	:	Constante de Jaky

Para mejorar el ajuste entre los datos de laboratorio y su modelo hiperbólico, Darendeli (2001)⁽²²⁾ ajusta D determinado a través del comportamiento de Masing (1926)⁽⁴⁴⁾ tal como se indica en la siguiente expresión matemática.

$$D = b \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^{0,1} D_{Masing} + D_{min} \quad 2.5$$

$$D_{Masing} = \frac{4}{\pi} \left(\frac{\int \frac{\gamma}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} dy - \frac{1}{2} \frac{\gamma^2}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}}{\frac{\gamma^2}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}} \right) \quad 2.6$$

$$D_{min} = (0,8005 + 0,0129(IP)(OCR)^{-0,1069}) \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{-0,2889} (1 + 0,2919 \ln frec) \quad 2.7$$

$$b = 0,6329 - 0,0057 \ln N \quad 2.8$$

Donde:

D	:	Razón de amortiguamiento (%)
D_{min}	:	Razón de amortiguamiento mínimo (%)
D_{Masing}	:	Razón de amortiguamiento; comportamiento de Masing (%)
G	:	Módulo de corte (kPa)
$G_{m\acute{a}x}$:	Módulo de corte máximo (kPa)
a	:	Coefficiente de curvatura
b	:	Constante de ajuste
IP	:	Índice de plasticidad
OCR	:	Relación de sobreconsolidación

σ_0	:	Presión de confinamiento medio (kPa)
P_a	:	Presión atmosférica (kPa)
N	:	Número de ciclos de carga
$frec$:	Frecuencia de carga

2.3.2 Menq (2003)⁽⁴⁵⁾

Menq (2003)⁽⁴⁵⁾ también usando ensayos con un equipo de columna resonante y corte torsional (RCTS) realiza sus investigaciones sobre suelos granulares y presenta correlaciones entre las propiedades dinámicas de los suelos granulares y las características granulométricas. Debido a que la presa de relaves contempla en su mayoría ensayos estándar, esta relación numérica fue útil para representar las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento. Las ecuaciones 2.9 y 2.10 describen la relación entre $G_{m\acute{a}x}$ y D_{min} con C_u , D_{50} , σ_0 .

$$G_{m\acute{a}x} = 67,1(C_u^{-0,20})e^{-1-\left(\frac{D_{50}}{20}\right)^{0,75}}\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{-0,48}C_u^{0,09} \quad 2.9$$

$$\sigma_0 = \sigma_v\left(\frac{1+k}{2}\right) \quad 2.10$$

Donde:

$G_{m\acute{a}x}$:	Módulo de corte máximo (kPa)
C_u	:	Coefficiente de uniformidad
D_{50}	:	Diámetro de grano medio (mm)
σ_0	:	Presión de confinamiento medio (kPa)
P_a	:	Presión atmosférica (kPa)
σ_v	:	Presión de confinamiento vertical (kPa)
k	:	Constante de Jaky

Menq (2003)⁽⁴⁵⁾ con base al modelo hiperbólico propuesto por Darendeli (2001)⁽²²⁾ (ecuación 2.1), determina la relación entre a y γ_r con C_u y σ_0 .

$$\gamma_r = 0,12C_u^{-0,6}\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0,5}C_u^{-0,15} \quad 2.11$$

$$a = 0,86 + 0,1 \log\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right) \quad 2.12$$

Dónde:

a	:	Coefficiente de curvatura
γ	:	Deformación cortante (%)
γ_r	:	Deformación cortante de referencia (%)
C_u	:	Coefficiente de uniformidad
σ_0	:	Presión de confinamiento medio (kPa)
P_a	:	Presión atmosférica (kPa)

Asimismo, Menq (2003) ⁽⁴⁵⁾ presenta un modelo que describe la relación que guarda

D con el número de ciclos de carga N , $\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}$, γ y γ_r .

$$D = (0,6329 - 0,0057 \ln N) \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right)^{0,1} D_{Masing} + D_{min} \quad 2.13$$

$$D_{Masing} = c_1 D_{Masing,a=1} + c_2 D_{Masing,a=1}^2 + c_3 D_{Masing,a=1}^3 \quad 2.14$$

$$c_1 = -1,1143a^2 + 1,8618a + 0,2523 \quad 2.15$$

$$c_2 = 0,0805a^2 - 0,0710a - 0,0095 \quad 2.16$$

$$c_3 = -0,0005a^2 + 0,0002a + 0,0003 \quad 2.17$$

$$D_{Masing,a=1}(\%) = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln\left(\frac{\gamma}{\gamma + \gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad 2.18$$

$$D_{min} = 0,55 C_u^{0,1} D_{50}^{-0,3} \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{-0,08} \quad 2.19$$

Donde:

D	:	Razón de amortiguamiento (%)
D_{min}	:	Razón de amortiguamiento mínimo (%)
D_{Masing}	:	Razón de amortiguamiento; comportamiento de Masing (%)
$D_{Masing,a=1}$:	Razón de amortiguamiento basado en el comportamiento de Masing para un coeficiente de curvatura igual a 1 (%)
N	:	Número de ciclos de carga

C_u	:	Coefficiente de uniformidad
D_{50}	:	Diámetro de grano medio (mm)
G	:	Módulo de corte (kPa)
$G_{máx}$:	Módulo de corte máximo (kPa)
c_1, c_2 y c_3	:	Constantes de ajuste
a	:	Coefficiente de curvatura
γ	:	Deformación cortante (%)
γ_r	:	Deformación cortante de referencia (%)
σ_0	:	Presión de confinamiento medio (kPa)
P_a	:	Presión atmosférica (kPa)

2.4 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Es conocido que nuestro país se ubica en una zona de alta actividad sísmica, debido a la constante interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. Investigaciones indican que la velocidad de subducción de la placa de Nazca es de 7 a 12 cm por año por debajo de la placa sudamericana (Berrocal et al. 1975)⁽⁹⁾. Los sismos generados en la zona de subducción son los sismos de más importancia y son la principal fuente de energía sísmica.

Es muy importante comprender la forma en cómo se generan los sismos, hoy en día es posible conocer la ubicación de la fuente sísmica y se pueden registrar los movimientos mediante la instrumentación acelerográfica. La información sísmica histórica e instrumental y en coherencia con los aspectos geológicos y tectónicos permitieron a Castillo y Alva (1993)⁽¹⁸⁾ y Gamarra (2010)⁽²⁶⁾ caracterizar las fuentes sismogénicas de subducción en la zona de interfase e intraplaca en nuestro país. De acuerdo con los catálogos sísmicos se ha podido observar que los eventos de interfase se encuentran distribuidos en la zona paralela a la costa del Perú, por otro lado los sismos intraplaca poseen profundidades mayores y se encuentran distribuidos en tres sectores importantes, por debajo de la zona andina: Una zona paralela a la costa paralela a la costa (Norte y centro del Perú) y finalmente un grupo

que se ubica en la región Sur del Perú y es la que presenta una gran acumulación de sismos y magnitudes relativamente mayores.

2.4.1 Estudios Sísmicos

Hoy en día se ha detallado con mayor precisión las fuentes sismogénicas a través de sus parámetros sismológicos, sin embargo, el catálogo sísmico está en constante actualización y sigue siendo una de las principales herramientas para la evaluación del peligro sísmico.

Los enfoques de la evaluación del peligro sísmico son de forma probabilístico y determinista. En el primer enfoque están considerados todos los escenarios posibles de sismos, de esta forma se han elaborado las leyes de atenuación en función al espectro de respuesta del tipo de sismo (ya sea subducción o continental). Empero, debe mencionarse que las leyes de atenuación en nuestro país han sido elaboradas en su mayoría para suelos Tipo B (roca) según IBC (2015)⁽³⁶⁾ o S_0 (roca dura) según E 0.30 NTP (2019)⁽⁵¹⁾.

2.4.2 Práctica Actual

Las evaluaciones de peligro sísmico de una zona permiten en definitiva conocer la demanda sísmica a nivel de roca base. Sin embargo, es muy común encontrar suelos de fundación que clasifican como suelos S2 según NTP E030 (2019)⁽⁵¹⁾ o como tipo C o D según IBC (2015)⁽³⁶⁾, lo que hace que los estudios de peligro sísmico queden limitados, y se recurra a los análisis de respuesta de sitio, permitiendo encontrar un espectro de respuesta más real que conllevará a un diseño más acorde a la demanda sísmica del sitio.

2.5 PARÁMETROS SÍSMICOS

A partir de los registros tiempo – historia se pueden obtener los principales parámetros sísmicos de interés. En el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, es importante definir los parámetros sísmicos a la que está sujeto el talud en cuestión.

2.5.1 Aceleración Pico (PGA) y Velocidad Pico (PGV) del terreno

El pico más alto en un registro tiempo – historia de aceleraciones en valor absoluto en las direcciones NS o EW representa el PGA. Es importante tomar en cuenta que este valor máximo de aceleración pico no afecta de manera constante durante el desarrollo del evento sísmico. Por otro lado, se sabe en la actualidad que este parámetro por sí sólo no es suficiente para el diseño sísmico y requiere de más información que se puede aprovechar de los registros sísmicos. (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾

2.5.2 Espectro de Respuesta

Medir los efectos de un sismo a partir de un registro tiempo – historia permite conocer de forma más real los efectos (deformaciones) que pueden producirse en las estructuras construidas en la zona de interés. Una manera práctica, es analizar estos efectos mediante aceleraciones espectrales. El espectro de respuesta es una recopilación de aceleraciones máximas de salida para sistemas de un grado de libertad para diferentes factores de amortiguamiento y periodos naturales de vibración. Hoy en día existen herramientas computacionales que facilitan la elaboración de los espectros respuestas a partir de un registro tiempo – historia definida por el usuario.

El espectro de respuesta es fundamental en el diseño sísmico de las estructuras, ya que permite reconocer de forma gráfica la respuesta dinámica en valores de máximas aceleraciones espectrales. Sin embargo, el espectro de respuesta es necesario, pero

no suficiente del todo, ya que omite información importante del registro sísmico tales como su duración y la frecuencia del sismo (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾.

En la Figura 2.6 se muestra el proceso de cálculo de un espectro de respuesta sísmico a partir de las aceleraciones máximas en cada instante de tiempo, graficada en el espectro de respuesta final como aceleraciones espectrales (S_a) para un sistema de un solo grado de libertad.

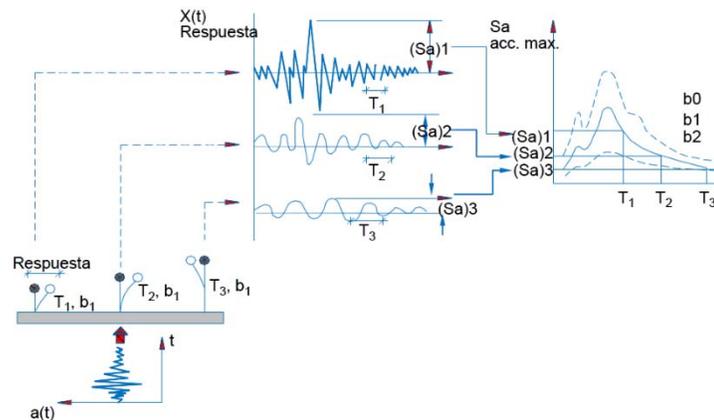


Figura 2.6 Obtención del espectro de respuesta de aceleración (Ohsaki, 1976)⁽⁵⁴⁾

De hecho, el cálculo de coeficiente sísmico por el método de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ requiere el cálculo de aceleraciones espectrales en la superficie de la zona de cimentación de la presa de relaves, es decir en campo libre o sin presencia de ésta (Perez, 2017)⁽⁵⁶⁾.

2.6 ALGORITMO DE AJUSTE ESPECTRAL

Es importante para los análisis de respuesta sísmica 1D tener registros sísmicos de sitio, es decir registros de la propagación de las ondas sísmicas en la zona de estudio. Sin embargo, no es usual contar con registros sísmicos en el mismo lugar de estudio e incluso de tener registros en la cercanía de la zona de interés, es poco probable que este sea en roca. Por lo que es necesario utilizar información de registros sísmicos de otras zonas de similares características sismotectónica y estos deben ser adecuadamente ajustados a la sismicidad de la zona de emplazamiento de la

estructura, es debido a esto que se realiza el ajuste o escalamiento espectral a través de criterios aceptados en la práctica actual. Hoy en día es común realizar estos ajustes usando el espectro objetivo (para un periodo de retorno definido) que se puede obtener del estudio de peligro sísmico de la zona.

El ajuste espectral consiste en la modificación de series de tiempo iniciales de registros de terremoto pasados representativos del evento del diseño mediante la adición de ondículas o wavelets propuesto por Abrahamson (1992)⁽¹⁾ y posteriormente actualizado por Hancock et al. (2006)⁽³¹⁾. Existen dos enfoques para modificar las series de tiempo para que sean coherentes con el espectro de respuesta de diseño: escalamiento y ajuste espectral. Para realizar el ajuste espectral de los acelerogramas se utilizó el software SeismoMatchv1.3.0 de la empresa SeismoSoft.

2.6.1 Espectro del Sismo de Diseño (Espectro Objetivo)

El enfoque probabilístico del estudio de peligro sísmico permite generar el espectro de peligro uniforme (EPU), a partir de un periodo de retorno definido como criterio de diseño para la estructura, este espectro objetivo servirá como data de ingreso para realizar el ajuste espectral.

El espectro objetivo puede ser obtenido de los estudios de peligro sísmico en donde se consideran los sismos más desfavorables o incidentes a la zona de estudio y las leyes de atenuación. Generalmente el espectro de peligro uniforme, que es la envolvente que encierra todos los espectros de respuesta considerados, es adoptado como el espectro objetivo, es por ello por lo que algunos autores no están de acuerdo con esta metodología, sin embargo, esta práctica actual es aceptada por la mayoría ya que representa una condición conservadora.

2.6.2 Elección de Registros Sísmicos

Nuestro país cuenta con información sísmica importante que nos permite elaborar nuevos registros sintéticos mediante el método de ajuste espectral. Es por ello por lo que es muy importante tener un criterio en la elección de los sismos que se usarán

para representar de la mejor manera el sismo de ingreso en el análisis de respuesta de sitio.

Los registros sísmicos (NE y EW), que generen espectros de respuesta similares al espectro de sitio minimizarán la necesidad de un escalamiento drástico, y así también evitarán una alteración en el contenido de frecuencias. Bray (2014)⁽¹¹⁾ recomienda que para realizar un diseño sísmico adecuado se requiere contar con al menos 14 registros sísmicos (EW y NS), y así de esta manera evitar zonas concentradas de aceleraciones debido a algunos de los registros, después del ajuste espectral.

2.7 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

Con la finalidad de realizar un diseño sísmico, se debe analizar el comportamiento sísmico del depósito de suelo que subyace una estructura (efecto de sitio). A menos que la presa este cimentada en roca se podría utilizar registros sísmicos en roca o suelo tipo B, sin embargo, este no es el caso debido a la presencia de un depósito de gran potencia que se encuentra por debajo de la presa de relaves N°4A, lo que indica que debe existir una modificación de las ondas sísmicas en roca. Hay mucha información respecto a los análisis de respuesta sísmica, en los últimos 30 años se ha podido conocer más sobre el efecto de sitio a través de eventos sísmicos importante que sucedieron en la historia (Seed et al. 1991; Kramer 1995)^(62 y 40). Como bien se sabe ahora la respuesta sísmica depende de forma funcional de las características mecánicas y físicas del suelo. La respuesta sísmica tiene una mayor sensibilidad con los parámetros de rigidez y profundidad del suelo (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾

Un análisis de respuesta de sitio necesita de entrada la siguiente información:

- Potencia de los estratos de suelos y altura total del depósito de suelo.
- Propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Propiedades estáticas y dinámicas del suelo, a pequeñas deformaciones.
- Modelos constitutivos para los tipos de suelo en estudio.
- Registros sísmicos sintéticos.

Para el análisis de respuesta de sitio de la presa de relaves, se utilizó el programa DEEPSOIL v7.0 (Hashash et al., 2020)⁽³³⁾. Este programa posee la facilidad de resolver el modelo 1D para esfuerzos totales y efectivos, y además posee una interfaz muy sencilla de comprender para el usuario, es de rápido cálculo e incluye mejoras para las curvas de propiedades dinámicas para la caracterización del suelo involucrado en análisis del modelo 1D. Por otro lado, el software permite realizar varios tipos de análisis: lineal, no lineal o lineal equivalente. Para este caso de nuestro estudio el análisis fue realizado con el método no lineal el cual se describe a continuación.

2.7.1.1 Método no Lineal (MNL)

El comportamiento histérico del suelo es representado con más precisión con el método no lineal. Los métodos no lineales permiten tomar en cuenta el comportamiento histérico del suelo debido a cargas cíclicas. El modelamiento unidimensional de una columna de suelo es representado mediante un sistema de varios grados de libertad con características dinámicas importante como el amortiguamiento y módulo de corte del suelo. La relación no lineal de esfuerzo – deformación del suelo generalmente es modelada por un modelo hiperbólico y las ecuaciones se resuelven en el dominio del tiempo (forma más utilizada comúnmente en análisis unidimensionales (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾):

Asimismo, el software DeepSoil v7.0 es capaz de capturar el comportamiento del suelo a pequeñas, intermedias y grandes deformaciones mediante el uso de una función cuadrática definida como el modelo cuadrático/hiperbólico o modelo GQ/H (Groholski et al., 2015)⁽²⁹⁾, este último fue considerado en el análisis.

2.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

La estabilidad física de un talud depende de diferentes factores, tales como la topografía y las características geotécnicas de los materiales involucrados. A su vez el análisis de estabilidad de taludes se puede realizar en forma estática o como también de forma dinámica (cargas sísmicas). La estabilidad física de un talud además, se puede medir de forma cualitativa (mediante factores de seguridad) o de forma cuantitativa (mediante desplazamientos permanentes).

2.8.1 Método de Equilibrio Límite (EL)

Este método implica la introducción de un factor de seguridad (FS) que reduce la resistencia cortante del suelo, para que esta misma se encuentre con equilibrio con el esfuerzo cortante, es decir que la resultante esté en un estado límite de equilibrio (Duncan y Wright, 2005)⁽²³⁾.

El FS 2D se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad 2.20$$

Donde:

- FS : factor de seguridad con respecto a la resistencia
 τ_f : resistencia cortante promedio del suelo
 τ_d : esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

Por otro lado, de la teoría del modelo Mohr-Coulomb, la resistencia al corte de un suelo puede ser representada con esfuerzos totales mediante la siguiente expresión:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad 2.21$$

Y expresado en términos de esfuerzos efectivo:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{\tau_d} \quad 2.22$$

Donde:

- c, φ : cohesión y ángulo de fricción en esfuerzos totales
 c', φ' : cohesión y ángulo de fricción en esfuerzos efectivos
 u : presión de poros

Se debe considerar que el FS es constante en todos los puntos de la superficie de falla en análisis, además se deben evaluar diferentes superficies de falla las mismas que tendrán diferentes factores de seguridad. La superficie de falla crítica será aquella que brinde el factor de seguridad mínimo entre todas las demás. El método de equilibrio límite (EL) implica el cumplimiento de las siguientes tres ecuaciones de equilibrio:

- Equilibrio de fuerzas en la dirección vertical;
- Equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal; y
- Equilibrio de momentos en cualquier punto.

Las soluciones de estas ecuaciones involucran una gran cantidad de incógnitas, que dependiendo de la metodología usada serán usadas o no. El equilibrio estático de un talud en dos dimensiones puede evaluarse de dos formas: La primera es considerar la masa deslizante como una unidad, ejemplos de esto son el talud infinito definido por Taylor (1948)⁽⁶⁶⁾ y el método de superficie circular sueco, definido por distintos autores. La segunda es el método más utilizado y aceptado, donde la masa del suelo es seccionada en dovelas verticales y las ecuaciones de equilibrio son efectuadas para cada dovela definida. Estas condiciones son trabajadas en los métodos ordinarios de dovelas desarrollado por Fellenius (1927)⁽²⁵⁾, el procedimiento de Bishop Simplificado (1955)⁽¹⁰⁾ y el procedimiento de Spencer (1967)⁽⁶⁴⁾. Es importante mencionar, que los métodos Fellenius y Bishop cumplen solo algunas de las ecuaciones de equilibrio de EL, por otro lado, el método de Spencer (1967)⁽⁶⁴⁾ y Morgenstern y Price (1965)⁽⁴⁶⁾ cumplen todos los requerimientos del EL.

Es importante mencionar que los efectos tridimensionales no son considerados ya que se consideran taludes de longitud infinita (deformación plana). En la Tabla 2.3 se muestra un resumen de los procedimientos de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite por el método de dovelas.

Tabla 2.3 Características de los procedimientos para los análisis de estabilidad de taludes por EL

Nombre	Condiciones de equilibrio satisfechas			Forma de superficie de fallas	Considera
	M	V	H		
Ordinario de dovelas (Fellenius, 1927)	Si	No	No	Circular	Las fuerzas entre dovelas nulas
Bishop modificado (Bishop, 1955)	Si	Si	No	Circular	Las fuerzas entre dovelas horizontales
Janbu generalizado de dovelas (Janbu, 1973)	Si	Si	Si	Cualquiera	Las fuerzas entre dovelas horizontales
Spencer (1967)	Si	Si	Si	Cualquiera	Las fuerzas entre dovelas horizontales
Morgenstern y Price (1965)	Si	Si	Si	Cualquiera	Fuerzas de corte y normal entre dovelas están relacionadas por $X/E=\lambda f(x)$

Fuente: Pérez (2017)⁽⁵⁶⁾

Abreviaturas:

M: Ecuación de momentos

V: Fuerzas en dirección vertical

H: Fuerzas en dirección horizontal

2.8.2 Métodos Numéricos

Es posible realizar cálculos de taludes con métodos más sofisticados sin la necesidad de recurrir a simplificaciones, debido a que en la actualidad es posible realizar cálculos complejos mediante asistencia de computadoras. En el campo del continuo es posible conocer en especial el comportamiento esfuerzo – deformación de los materiales o en este caso de los suelos a través de un modelo constitutivo, lo que resalta una gran ventaja sobre el método de equilibrio límite. Tenemos procedimientos como los elementos finitos (EF), diferencias finitas (DF), elementos discretos, elementos de borde, entre otros, y son los métodos numéricos más desarrollados hoy

en día. Entre los programas más usados que involucran el uso de métodos numéricos tenemos el PLAXIS (EF) y FLAC (DF) (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾.

Sin embargo, es importante mencionar que investigadores como Griffiths y Lane (1999)⁽²⁷⁾, Chugh (2003)⁽¹⁹⁾ y Griffiths y Márquez (2007)⁽²⁸⁾ han efectuado análisis de estabilidad física de taludes usando como herramienta los métodos numéricos y concluyen que tienen factores de seguridad similares a los calculados por equilibrio límite, lo que refuerza el hecho de utilizar métodos de equilibrio límite por su menor complejidad en el cálculo.

2.8.3 Análisis de Estabilidad Sísmica

En cuanto a la estabilidad sísmica de un talud se requiere representar las cargas externas que afectan al talud y considerar además los siguientes efectos:

- Esfuerzos generados por cargas sísmicas.
- Efectos de estos esfuerzos en el comportamiento de la resistencia y esfuerzo - deformación de los suelos que conforman el talud.

Terzaghi (1950)⁽⁶⁷⁾ fue el primero en interpretar de forma simplificada al sismo como una fuerza inercial (fuerza expresada como el producto de un coeficiente sísmico y el peso de la masa deslizante) que actúa en forma horizontal en un análisis de equilibrio límite, teniendo como resultado un factor de seguridad, a este método se le llama usualmente análisis pseudoestático. Hoy en día existen métodos más sofisticados para determinar el comportamiento sísmico de la presa, ya no en forma cualitativa, sino más bien desde un punto de vista de la serviciabilidad.

Cuando se desea realizar los análisis sísmicos de un talud se necesita representar en lo posible, de la forma más real la carga externa (sismo) para analizar el comportamiento del talud de la presa. Se pueden usar los análisis pseudoestáticos o en su defecto calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS). Hoy en día se han desarrollado variedad de métodos simplificados que permiten estimar los desplazamientos permanentes inducidos por sismo, y son recomendables

respecto a los métodos pseudoestáticos (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾, sin embargo, el desarrollo de estos métodos ha conllevado también a mejorar los análisis pseudoestáticos por que ha permitido tener criterios para elegir adecuadamente el coeficiente sísmico pseudoestático.

Pérez (2017)⁽⁵⁶⁾ recomienda utilizar el método de Bray y Travasarou (2007)⁽¹²⁾ para el cálculo de DPIS para estructuras geotécnicas como pilas de lixiviación, presas de relaves, presas de tierra, depósito de materiales excedentes etc. Además, para casos de estudio (pilas de lixiviación), realiza también análisis pseudoestáticos recomendando usar el criterio de Bray y Travasarou (2009)⁽¹³⁾ para el cálculo de coeficiente sísmico para estabilidad sísmica de taludes. Actualmente estos métodos y criterios han sido actualizados para sismos de subducción en el método de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, el cual ha sido utilizado para el cálculo del coeficiente sísmico de la presa relaves N°4A.

En la Figura 2.7 se puede observar como en la práctica actual se resuelven los análisis sísmicos por diferentes alternativas, del caso más sencillo como es el método pseudoestático (equilibrio límite) y análisis más complejos (análisis por desplazamientos permanentes inducidos por sismo).



Figura 2.7 Esquema de clasificación de tipos de análisis para la estabilidad sísmica (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾

2.8.3.1 Análisis Pseudoestático

Los procedimientos de estabilidad de taludes pseudoestáticos se utilizan a menudo en la práctica de la ingeniería para evaluar preliminarmente el comportamiento sísmico probable de estructuras de tierra/desechos y taludes naturales. Aunque estos procedimientos tienen la ventaja de ser sencillos y relativamente fáciles de usar, no pueden ofrecer una evaluación confiable del desempeño sísmico probable del sistema a menos que los parámetros usados en el análisis reflejen con precisión la demanda sísmica potencial. Por lo tanto, la selección del coeficiente sísmico utilizado en un análisis de estabilidad de taludes pseudoestáticos es de vital importancia.

El coeficiente sísmico utilizado en un análisis de estabilidad de taludes pseudoestático se toma típicamente como una fracción de la aceleración sísmica máxima (PGA), porque exceder ligeramente la resistencia sísmica máxima en unos pocos casos solo conducirá a un desplazamiento permanente acumulado menor. Por lo tanto, incluso cuando se utiliza un enfoque pseudoestático, el objetivo de desempeño es, en términos del rango esperado, el desplazamiento sísmico (Bray y Travararou, 2009)⁽¹³⁾.

Como se mencionó anteriormente el análisis pseudoestático realiza un cálculo usualmente mediante el método de EL, da un FS a través de una fuerza inercial horizontal que es aplicada a la masa del suelo que conforma al talud. La fuerza inercial es producto de la elección de un coeficiente sísmico (K_s), el mismo que debe ser definido por el especialista, y la masa del suelo. Esta fuerza representa la desestabilización para la estructura en análisis, es por ello que este enfoque está basado en una correcta elección del coeficiente sísmico que represente de manera más adecuada la carga sísmica (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾.

Debido a que este método está ligado directamente a un coeficiente sísmico muchos autores han realizado recomendaciones para obtener este valor a través de diferentes consideraciones que se describen en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Coeficiente sísmico para el análisis pseudo estático

Autor (es)	Criterio de k_s	Consideraciones
Terzaghi (1950) ⁽⁶⁷⁾	$k_s = 0,10 ; 0,20 \text{ y } 0,50$	Para sismos severos, violentos y destructivos
Noda y Uwave (1976) ⁽⁵⁰⁾	$k_s = \frac{PGA}{g}$	$PGA \leq 2 \frac{m}{s^2}$
	$k_s = 0,33 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{0,33}$	$PGA > 2 \frac{m}{s^2}$
Seed (1979) ⁽⁵⁹⁾	$k_s = 0,10 ;$ $FS_{pseudo} \geq 1,15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de magnitud 6.5
	$k_s = 0,15 ;$ $FS_{pseudo} \geq 1,15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de magnitud 8.5
Marcuson (1981) (43)	$k_s = 0,33 \frac{PGA}{g} a \ 0,50 \frac{PGA}{g}$	Considera posible amplificación o amortiguamiento
Krinitzsky et al. (1993) ⁽⁴¹⁾ , Taniguchi y Sasaki (1986) ⁽⁶⁵⁾	$k_s = 0,65 \left(\frac{PGA}{g}\right)$	Recomendada para deslizamiento de una magnitud intermedia
Seed y Martin (1966) ⁽⁶⁰⁾ , Dakoulas y Gazetas (1986) ⁽²¹⁾	$k_s = \frac{PGA}{g}$	Para un talud pequeño
	$k_s = 0,65 \left(\frac{PGA}{g}\right)$	Para deslizamientos de magnitud intermedia
	Seed (1979)	Para grandes deslizamientos
Hynes – Griffis y Franklyn (1984) ⁽³⁵⁾	$k_s = 0,50 \left(\frac{PGA}{g}\right)$	Para presas con y un $FS_{pseudo}=1$, concluyó que estará sujeta a deformaciones importantes
Saragoni (1993) ⁽⁵⁸⁾	$k_s = 0,30 \left(\frac{PGA}{g}\right)$	$PGA \leq 6,6 \frac{m}{s^2}$
	$k_s = 0,22 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{0,33}$	$PGA > 6,6 \frac{m}{s^2}$
Kramer (1996) ⁽⁴⁰⁾	$k_s = 0,50 \left(\frac{PGA}{g}\right)$	En general, para varios taludes pero no como regla general
División de Minas y Geología	$k_s = 0,15$	-
Bray y Travasarou (2017) ⁽¹⁴⁾	$k_s = (\text{Ecuaciones } 8 \ a, \ b, \ c)$	Basado en los desplazamientos permisibles de la estructura

Fuente: Gamarra (2010)⁽²⁶⁾

Nota:

PGA: Peak Ground acceleration o aceleración pico

FS pseudo: factor de seguridad pseudoestático

2.8.3.2 Definición de Coeficiente Sísmico

Kavazanjian (2013)⁽³⁸⁾ define al coeficiente sísmico como un parámetro para modelar los efectos de carga sísmica en taludes y estructuras de retención, usando un análisis de EL. El autor considera que este coeficiente está influenciado por el factor de seguridad asociado, el comportamiento sísmico de la estructura, el sismo de diseño adoptado, la altura de talud en análisis y la masa de suelo definido por la falla potencial. Es importante mencionar, que este coeficiente es generalmente menor, pero nunca igual, que la aceleración pico del terreno (PGA) (Pérez, 2017)⁽⁵⁶⁾.

2.8.3.3 Criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾

De acuerdo con Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ así como también el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, 1970)⁽⁶⁸⁾; recomiendan el uso del 50% del PGA, como coeficiente sísmico para el análisis pseudoestático.

Este criterio es una consecuencia de los resultados obtenidos del método simplificado para cálculo de DPIS de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾, este método está basado en el procesamiento de 348 registros sísmicos naturales y 6 registros sintéticos. El criterio considera un modelo de bloques deslizantes y un análisis de respuesta elástica desacoplada (usando un factor de amplificación de 3.00) y muestra que los desplazamientos permanentes limitados a menos de 1.00 m pueden garantizarse si la relación entre la aceleración crítica (coeficiente de fluencia) y la aceleración máxima del lecho rocoso (PGA) es al menos 0.5. Este valor se considera muy conservador y está sujeto a una revisión de la respuesta sísmica y a las consideraciones establecidas para la serviciabilidad de la presa de relaves.

En nuestro país, normas disponibles como la Sismorresistente o suelos (E.030 y E.050) y de taludes (CE.020) no incluyen recomendaciones específicas respecto a que coeficiente sísmico es el adecuado para un análisis de estabilidad física por el método pseudoestático, sin embargo, en el estado de práctica actual es muy común utilizar el criterio del 50% del PGA para realizar los análisis pseudoestáticos incluso para presas de relaves.

2.8.3.4 Criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾

Kavazanjian (2013)⁽³⁸⁾, en un criterio más actualizado, sugiere que los desplazamientos permisibles de la estructura deben ser la base para el cálculo del coeficiente pseudoestático basándose en los siguientes tres métodos: NCHRP, (2008)⁽⁴⁷⁾ y FHWA, (2011)⁽²⁴⁾, y Bray y Travarasou (2009)⁽¹³⁾. Este criterio moderno considera los siguientes puntos:

- FS asociado al coeficiente sísmico, es decir este último sin un FS no tiene significado independiente.
- Comportamiento sísmico, ligado a un máximo desplazamiento permanente que da servicialidad a la estructura.
- Características del sismo, los factores como magnitud, duración y frecuencia del sismo inciden en el coeficiente.
- Geometría del Talud específicamente su altura, ya que es un factor importante en el cálculo del coeficiente.

El método simplificado para el cálculo de DPIS de Bray et al (2017)⁽¹⁴⁾ es un método que está basado en un modelo de bloques deslizantes deformables acoplados Stick-Slip no lineal que ofrece una representación más realista de la respuesta dinámica de la estructura al tomar en cuenta la deformabilidad de la masa deslizante y considerar la ocurrencia simultánea de su respuesta dinámica no lineal y episodios de deslizamientos periódicos. Además, el movimiento de entrada es la principal fuente de incertidumbre en la evaluación del comportamiento sísmico, por lo que este método tiene como base de datos integral que contiene 810 registros de movimientos de suelo de dos componentes de los terremotos de la interfaz de la zona de subducción.

En vez de calcular el desplazamiento permanente (D) en función de los parámetros más importantes que son K_y , T_s ; S_a y M como sugiere el método DPIS de Bray et al (2017)⁽¹⁴⁾ en sus ecuaciones, se puede reelaborar las ecuaciones para resolver K_y en

función de D y las mejores estimaciones de los otros parámetros. Si este valor de K es utilizado en un análisis de estabilidad de taludes pseudoestáticos como el coeficiente sísmico y el $F.S > 1$, entonces la estimación percentil seleccionada del desplazamiento sísmico será menos o igual al desplazamiento permisible (D_a). Es decir el criterio de Bray et al (2017)⁽¹⁴⁾ está relacionado directamente con el método DPIS y en consecuencia proporciona una base racional para seleccionar un coeficiente sísmico en base en la demanda sísmica esperada en el sitio del proyecto y el nivel deseado de desempeño sísmico para la estructura que se está evaluando.

A continuación, se presentan las ecuaciones 2.23 al 2.27 que permiten el cálculo del coeficiente sísmico, por el criterio de Bray et al (2017)⁽¹⁴⁾.

$$k_s = e^{\left[\frac{-a + \sqrt{b}}{0,780} \right]} \quad 2.23$$

$$a = 3,353 - 0,538 \ln(S_a(1.5T_s)) \quad 2.24$$

$$b = a^2 - 1,56[\ln(D_a) - a_1 - 3,06\ln(S_a(1.5T_s)) + 0,025\{\ln(S_a)\}^2 - a_2 T_s - a_3 T_s^2 - 0,550M - \varepsilon] \quad 2.25$$

$$a_1 = -6.896 \quad a_2 = 3.081 \quad y \quad a_3 = -0.803 \quad si \quad T_s \geq 0.10 \text{ s} \quad 2.26$$

$$a_1 = -5.864 \quad a_2 = -9.421 \quad y \quad a_3 = 0 \quad si \quad T_s < 0.10 \text{ s} \quad 2.27$$

Dónde:

a_1, a_2 y a_3 : constantes de cálculo

a, b : constantes de cálculo

S_a : aceleración espectral

T_s : periodo fundamental de la masa potencialmente deslizante

D_a : desplazamiento máximo permisible

El especialista en primer lugar debe establecer un valor adecuado de D_a y el porcentaje de excedencia para ese desplazamiento umbral (ε) [50% de probabilidad de excedencia para $\varepsilon = 0$ o 16% de probabilidad de excedencia para $\varepsilon = 1$ con una desviación estándar de 0,73]. El nivel de desplazamiento del 16% es aproximadamente la mitad del nivel de desplazamiento medio y, si se selecciona,

conduciría a un coeficiente sísmico más alto. La estabilidad sísmica de taludes se evalúa mediante la aplicación del coeficiente sísmico calculado con la ecuación 2.23 en un análisis de estabilidad de taludes pseudoestático que satisface las tres condiciones de equilibrio. Si el FS resultante es mayor o igual a uno, se considera que el sistema funciona satisfactoriamente porque la estimación del percentil seleccionado del desplazamiento permanente inducido sísmicamente calculado será menor que D_a . En general, se debe usar el nivel de desplazamiento medio, pero para proyectos críticos, se podría usar un nivel de desplazamiento de percentil más bajo (es decir, $\varepsilon > 0$) (...). Pendientes relativamente rígidas que tienen períodos fundamentales cortos (es decir, $0,1 \text{ s} < T_s < 0,3 \text{ s}$) tienden a desplazarse más debido a la resonancia con el movimiento del suelo. Las pendientes más flexibles (es decir, $T_s > 0,5 \text{ s}$) tienen un potencial relativamente menor para el desplazamiento sísmico (...). Por lo tanto, el coeficiente sísmico requerido para limitar un umbral de desplazamiento sísmico permisible especificado es mayor para masas deslizantes rígidas poco profundas que para masas deslizantes flexibles profundas (Bray et al., 2017)⁽¹⁴⁾.

CAPÍTULO III: RECOPIACIÓN Y REVISIÓN DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS

3.1 CARACTERÍSTICAS DE SITIO

Este capítulo describe la información general del área del proyecto basada en la revisión de información proporcionada por la minera relativo al depósito de relaves N°4A entre los años 2010 (inicio de la construcción) al 2020 (operación). A continuación, en las figuras Figura 3.1 a la Figura 3.4, se presenta unas imágenes satelitales de la zona de emplazamiento de la presa de relaves (cuadro rojo) desde el año 2010 a la actualidad. En el Anexo 1.1 se muestra un plano con el arreglo general con curvas de nivel del depósito de relaves en estudio.



Figura 3.1 Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2010. (antes de la construcción)



Figura 3.2 Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2013.



Figura 3.3 Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2016.



Figura 3.4 Vista en planta de la zona de emplazamiento de la presa de relaves en el año 2020.

3.1.1 Clasificación de Presa (CDA, 2014)⁽¹⁷⁾

La CDA publicó en octubre del 2014 (CDA, 2104)⁽¹⁷⁾ un boletín técnico titulado “Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams”. Este boletín proporciona una actualización de los valores recomendados para los eventos de inundación y terremoto de diseño, correspondientes a las clasificaciones de presas de la Tabla 3.1, para presas de relaves de cierre activo y pasivo.

3.1.1.1 Fases de una Presa de Relaves

El Technical Bulletin – Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams (CDA, 2014)⁽¹⁷⁾ describe las fases de una presa de minas de la siguiente manera:

- Selección del sitio
- Operación
- Transición Cierre Activo
- Cierre Pasivo

Tabla 3.1 Clasificación de Presas según la CDA (2014)⁽¹⁷⁾

Clasificación de la Presa	Población en Riesgo	Pérdidas de vida	Pérdidas Incrementales	
			Valores Ambientales	Infraestructura y economía
Bajo	Ninguna	0	Mínimas pérdidas de corto plazo. Ninguna pérdida de largo plazo	Bajas pérdidas económicas. El área contiene limitada infraestructura o servicios.
Significativo	Temporal	No especificado	Pérdida no significativa o deterioro del hábitat silvestre o acuático. Solo perdida marginal de hábitat. Altamente posible la restauración o compensación.	Pérdidas de la estructura recreacional, áreas de trabajo estacional, o rutas de transporte poco usadas.
Alto	Permanente	Menor a 10	Pérdidas significativas o deterioro importante del hábitat silvestre o acuático. Altamente posible la restauración o compensación.	Pérdidas económicas altas de la infraestructura, transporte público, e infraestructura comercial.
Muy Alto	Permanente	Menor a 100	Pérdida significativa o deterioro crítico del hábitat silvestre o acuático. Restauración o compensación posible peor no práctica.	Pérdidas económicas muy altas que afectan importantes infraestructuras y servicios (autopistas, infraestructuras industriales, infraestructuras de almacenamiento de sustancias peligrosas)
Extremo	Permanente	Mayor a 100	Grandes pérdidas y deterioro crítico del hábitat silvestre o acuático. Restauración o compensación imposible	Extremas pérdidas económicas que afectan infraestructuras y/o servicios críticos (hospitales, complejos industriales, grandes instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas)

Notas:

Definiciones para población en riesgo

Ninguno: No hay una población identificable en riesgo, por lo que no hay posibilidad de pérdida de vidas por otro accidente imprevisible.

Temporal: Las personas están temporalmente en la zona de inundación de represas (por ejemplo, uso de una casa de campo estacional, pasando por rutas de transporte, participando en actividades recreativas).

Permanente: La población en situación de riesgo se ubica normalmente en la zona de inundación de represas (por ejemplo, como residentes permanentes); Tres clases de consecuencias (alta, muy alta, extrema); Se proponen tres clases de consecuencias (alta, muy alta, extrema) para permitir estimaciones más detalladas de las posibles pérdidas de vidas (para ayudar en la toma de decisiones si se lleva a cabo el análisis apropiado).

Implicaciones para la pérdida de vidas

No especificado – el nivel apropiado de seguridad requerido en una presa donde las personas están temporalmente en riesgo depende del número de personas, el tiempo de exposición, la naturaleza de su actividad y otras condiciones.

Una clase más alta podría ser apropiada, dependiendo de los requisitos.

Es evidente las pérdidas incrementales tales como infraestructura (accesos), economía y valores medioambientales (río Orcopampa), como también es importante mencionar que, aunque el flujo de relaves seguiría la dirección del río (opuesta a la dirección del pueblo) la zona de inundación podría afectar de manera significativa el entorno del pueblo. Finalmente, en base a la evacuación de riesgo realizada por la minera de acuerdo con los criterios de evaluación de riesgo de la Tabla 3.1, la presa clasifica como un riesgo alto. El autor toma dicha clasificación para las recomendaciones de las consideraciones sísmicas.

3.1.1.2 Criterio Sísmico de Diseño – Canadian Dam Association 2014⁽¹⁷⁾

La Tabla 3.2 proporciona los valores de diseño recomendados para las fases de Selección de Sitio, Construcción, Operación y Transición, y la Tabla 3.3 proporciona los valores del sismo de diseño recomendados para la fase de cierre pasiva según la CDA (2014)⁽¹⁷⁾ Technical Bulletin: “Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams”, en los cuales los valores sugeridos se encuentran en función del riesgo de la presa.

Tabla 3.2 Niveles sugeridos de terremoto de diseño – Fase de selección de sitio, Construcción, Operación y Transición CDA (2014)⁽¹⁷⁾

Clasificación de la Presa	Probabilidad Anual de Excedencia
Bajo	1/100
Significativo	Entre 1/100 – 1/1000
Alto	1/2475
Muy Alto	½ entre 1/2475 – 1/10000 o el MCE_{DET}
Extremo	1/10000 – Máximo sismo creíble (MCE_{DET})

Tabla 3.3 Niveles sugeridos de terremoto de diseño – Fase de Cierre Pasiva CDA (2014)⁽¹⁷⁾

Clasificación de la Presa	Probabilidad Anual de Excedencia
Bajo	1/100
Significativo	1/2475
Alto	½ entre 1/2475 – 1/10000 o el MCE_{DET}
Muy Alto	1/10000 – Máximo sismo creíble (MCE_{DET})
Extremo	1/10000 – Máximo sismo creíble (MCE_{DET})

En base a la clasificación de la presa brindada definida en la Tabla 3.1 (Riesgo Alto), el ítem 3.1.1.1 y la Tabla 3.2 y Tabla 3.3, se definen las siguientes consideraciones sísmicas para el diseño.

3.1.1.2.1 Condiciones de Operación

Riesgo Alto

El valor de diseño se encuentra asociada a una probabilidad anual de excedencia de 2% en 50 años, correspondiente a un movimiento sísmico de 2475 años de periodo de retorno.

3.1.1.2.2 Condiciones de Cierre

Riesgo Alto

Los valores de diseño se encuentran entre una probabilidad anual de excedencia de 2% y 0.5% en 50 años correspondiente a un movimiento sísmico de 2475 y 10000 años de periodo de retorno respectivamente o el sismo máximo creíble.

Finalmente, para una presa de riesgo alto y en un escenario de operación, para el análisis pseudoestático de la presa de relaves se ha considerado conveniente utilizar un periodo de retorno de 2475 años.

3.1.2 Clima y Meteorología

El estudio de hidrología desarrollado como parte del presente trabajo, ha utilizado como base el estudio de Hidrología preparado por ANPHOS (2016)⁽⁶⁾. El clima de la zona de estudio fue caracterizado a partir de los registros de 11 estaciones regionales ubicadas en las zonas más próximas al ámbito de la unidad minera y una estación local. La síntesis de los resultados de los principales parámetros meteorológicos obtenidos indicó lo siguiente:

La precipitación promedio anual para la zona de operaciones de UM fue estimada en 463 mm. Mientras que, para los escenarios de años húmedo y seco con periodos de retorno de 100 años, se estimó la precipitación en 818 mm y 208 mm respectivamente.

Para el análisis de eventos extremos se elaboraron curvas de intensidad duración y frecuencia (IDF) a partir del análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas. En la Tabla 3.4 se muestra las precipitaciones máximas en 24 horas para 20, 50 y 100 años de periodo de retorno respectivamente.

Tabla 3.4 Precipitación máxima esperada para diferentes periodos de retorno (ANPHOS 2016)

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima 24 horas (mm)
20	51
50	66
100	80

La evaporación promedio anual en la estación de Orcopampa fue estimada en 1313 mm respectivamente. La temperatura anual presenta correlación con la altitud de la cual se determinó que para la zona de operaciones la temperatura promedio mensual varía entre -3.2 y 18 °C. La humedad relativa registrada en las estaciones locales varía entre 51.1 y 85.8%. La velocidad de viento del área de operaciones varía entre 0.7 y 10.64 m/s con dirección predominante. De acuerdo con ello, el tipo climático

predominante en Orcopampa es semi frígido, lluvioso, con lluvia deficiente en otoño e invierno, que presenta una humedad relativa calificada como húmeda.

3.1.3 Geología

3.1.3.1 *Geología Regional*

A nivel regional afloran rocas principalmente volcánicas de edad Terciario-mioceno al Cuaternario reciente, correspondientes al Grupo Tacaza (Formación Orcopampa), Volcánicos Barroso, Formación Sencca (Tufo Umachulco) y Grupo Andahua. Cortando a la formación Orcopampa se presentan domos intrusivos de composición dacítico a riodacítica del Complejo Sarpane. Cubriendo parcialmente a estas unidades se encuentran depósitos cuaternarios recientes.

Litológicamente, consiste en varios niveles tobáceos blancos amarillentos, andesitas, dacitas y riodacitas, así como brechas y aglomerados volcánicos de color gris a verde, asociadas a sedimentos lacustres.

3.1.3.2 *Geología Local*

En el área de estudio afloran principalmente rocas volcánicas piroclásticas de la Formación Orcopampa y Grupo Andagua, en menor porcentaje, se encuentra afloramientos correspondientes a los intrusivos riodacíticos del Complejo Sarpane. Cubriendo al basamento rocoso y sobre todo localizado hacia el fondo de valle del río Orcopampa, se presentan depósitos aluviales del cuaternario (ver Anexo 1.3 y 1.4). A continuación, se describen las unidades geológicas de lo más antiguo a lo más reciente.

Formación Orcopampa (Tm-or)

La Formación Orcopampa, constituye el basamento rocoso del área para depósito de relave, ubicado en la margen izquierda del río Orcopampa, es la base de la secuencia

estratigráfica del área de estudio. Su nombre se ha tomado del lugar homónimo, vinculada con los depósitos minerales.

A nivel regional esta unidad litológica forma parte del Grupo Tacaza; y en el área de estudio litológicamente presenta una secuencia de brechas volcánicas, aglomerados y tobas, cortada por diques andesíticos a dacíticos del Complejo Sarpane. Sus afloramientos se encuentran formando relieves ondulados de pendiente moderada.

En esta secuencia estratigráfica a nivel local se ha diferenciado la subunidad Volcánico-Santa Rosa Tudela, de edad entre $22,8 \pm 0,7$ a $20,1 \pm 0,60$ miles de años (m.a.). Está unidad aflora hacia el sector sur y este del depósito de relaves; consiste en brechas volcánicas de composición dacítica a latita, aglomerados y tobas, sobreyacen a estas capas horizontes de calizas e ignimbritas; las mismas que por sus características litológicas y ubicación estratigráfica han sido diferenciadas y mapeadas de la siguiente manera:

- Formación Orcopampa-Volcánico Santa Rosa Tudela (Tm-or 1).- Aglomerados y tobas en capas de 0,10 a 1,50 m, con diques y capas, de composición andesítica a dacítica, grano medio a grueso, gris con tonalidad beige, meteorización moderada a leve, resistencia alta a muy alta (76 a 176 MPa).
- Formación Orcopampa-Volcánico Santa Rosa Tudela (Tm-or 2).- Brechas con vetillas de cuarzo, gris con tonalidades verdes y amarillentas, ligera a moderadamente meteorizadas, resistencia alta (65 a 96 MPa).
- Formación Orcopampa-Volcánico Santa Rosa Tudela (Tm-or 3).- Las calizas e ignimbritas se presentan en estratos de 0,05 a 0,40 m, de color gris de tono azulino a claro, ligera a moderadamente meteorizados. Calizas de resistencia muy alta (142 a 152 MPa).

Complejo Sarpane-Intrusivo riodacíticos (Tm-cs)

Esta unidad de naturaleza subvolcánica se ubica en el extremo noreste del área de estudio y ha sido interceptada por la perforación MHKP09-03. A nivel de la geología regional es considerado como Intrusivo riodacítico (Tm-cs), está compuesta de rocas con un aspecto de riodacitas, de textura porfírica, tiene un color gris con un tono verdoso a azulino con una ligera a moderada meteorización. Esta unidad litológica en la unidad minera es conocido como el complejo Sarpane, con una edad de $19,52 \pm 0,16$ m.a., conteniendo fenocristales de plagioclasa y horblenda en cantidades diferentes de cuarzo, biotita, ortopiroxeno, clinopiroxeno, apatito y óxidos de Fe y Ti; resistencia alta (71 a 88 MPa). El origen de esta unidad está relacionado con los eventos volcánicos y la cobertura de suelo orgánico presente es aproximadamente de 0.30 m (KP, 2010) ⁽³⁹⁾.

Grupo Andagua (Qr-a)

Esta unidad litológica dentro del área en estudio para depósito de relaves no presenta afloramientos superficiales, pero ha sido interceptada por las perforaciones diamantinas MHKP09-01 y MHKP09-02. En este sector consisten en capas lávicas de textura afanítica y composición basáltica andesítica, grises a negro con tonos marrones, ligera a moderadamente meteorizadas con oquedades. En términos generales la resistencia de las andesitas basálticas es variable y está en relación con el grado de meteorización; donde la meteorización es alta a extrema la resistencia es baja y donde la meteorización es moderada a ligera la resistencia es media a muy alta. La cobertura de suelo orgánico en esta unidad es en promedio 0.10 m.

Depósitos aluviales (Q-al1)

Los depósitos aluviales se hallan expuestos entre los pies de ladera y el cauce del río Orcopampa y Arguaya, formando amplias terrazas con altura entre 3 a 5 m con respecto al nivel del cauce. Consisten en grava arenosas y arenas limosas con grava, bolones y algo de bloques de hasta 1 m, subredondeados a subangulosos, mayormente de naturaleza volcánica, compacidad medianamente densa a muy

densa, gris con tonos marrones La cobertura de suelo orgánico en esta unidad por sectores es escasa a nula, con espesor promedio 0,40 m.

Depósitos coluvio-deluviales (Q-co/de)

Los depósitos coluvio-deluviales se presentan hacia el sector noreste y hacia los pies de ladera y laderas de cerro del depósito proyectado para el depósito de relaves, emplazados en forma de conos; consisten en gravas, bolones y bloques en matriz limo arenoso, medianamente denso, seco a húmedo, marrón. Fragmentos angulosos a subangulosos de tamaño máximo 3 m. La cobertura de suelo orgánico en esta unidad puede alcanzar hasta 0.30 m de espesor

Relleno (rll)

Este tipo de material consiste en materiales seleccionados y compactados, se puede observar el dique de la presa de relaves el mismo que está compuesto por materiales tales como desmonte de mina, relleno común de la cantera Misahuanca (según Plano Asbuilt) y un material de baja permeabilidad proveniente de la cantera Chilcaymarca.

Depósito de relaves (rlv)

Estos materiales se encuentran en el vaso del depósito de relaves, y están por encima de una geomembrana que cubre los materiales de relleno y las laderas en el perímetro; consiste en capas de arena fina limosa en alternancia con limo arenoso a arcilloso, compacidad suelta a medianamente densa y consistencia blanda a rígida respectivamente, gris con tonos blanquecinos a amarillo. La superficie de este material es prácticamente horizontal y se encuentra en estado saturado, en ella se puede observar el espejo de agua sobrenadante.

3.1.4 Peligro Sísmico

Este reporte presenta los resultados del análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA por sus siglas en inglés) y del análisis determinístico (DSHA por sus siglas en

inglés) desarrollado por ZER Geosystem Perú SAC (ZER, 2017)⁽⁷²⁾ y solicitado por la Unidad Minera donde se encuentra la presa de relaves.

El modelo sismotectónico empleado corresponde por Aguilar et al. (2017)⁽⁴⁾ y consta en total de 04 fuentes de subducción interfase, 04 fuentes de subducción intraplaca intermedia, 05 fuentes de subducción intraplaca profunda y 05 fuentes corticales. Dicho modelo fue caracterizado considerando una completitud del catálogo hasta enero del 2016.

En el estudio se han obtenido las aceleraciones máximas horizontales de sitio considerando un suelo tipo B ($V_{s30} = 760 \text{ m/s}$) según ASCE-7, 2016 *Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures* (2017)⁽⁸⁾ y un factor de amortiguamiento $\xi = 5 \%$ para eventos sísmicos con periodos de retorno de 100, 250, 475, 975, 2475, 5000 y 10000 años.

El análisis determinístico se llevó a cabo para los eventos de subducción interfase e intraplaca con magnitudes de $M_w=8.8$ y $M_w=7.8$ respectivamente. Para este análisis inicialmente se incluyeron eventos de corteza, correspondientes a las fallas cercanas dentro de los 100 km de la zona de estudio que se muestran en el Mapa Neotectónico del Perú, sin embargo, las magnitudes máximas asociadas a dichas fallas obtenidas mediante relaciones de Wells & Coppersmith (1995)⁽⁶⁹⁾, fueron desestimadas debido a que no generan grandes sollicitaciones sísmicas en comparación de los eventos de subducción. Los resultados del análisis probabilístico se muestran en la Tabla 3.5 considerando las aceleraciones espectrales para los periodos de $T=0,00\text{s}$, $0,20\text{s}$ y $1,00\text{s}$.

Tabla 3.5 Resultados del Análisis Peligro Sísmico Probabilístico – Suelo Tipo B (ZER, 2017)⁽⁷²⁾

Sitio	Periodo de Retorno	PGA (g)	0.20 s	1.00 s
Unidad Minera Orcopampa	100	0.201	0.437	0.116
	250	0.281	0.621	0.170
	475	0.353	0.785	0.217

Sitio	Periodo de Retorno	PGA (g)	0.20 s	1.00 s
	975	0.444	1.001	0.276
	2475	0.573	1.305	0.353
	5000	0.720	1.662	0.454
	10000	0.865	2.008	0.549

En la Tabla 3.6 se muestran resultados del análisis determinístico.

Tabla 3.6 Resultados del Análisis Peligro Sísmico Determinístico – Suelo Tipo B (ZER, 2017)⁽⁷²⁾

Sitio	Percentil	S _a 0.00 s(g)	S _a 0.20 s(g)	S _a 1.00 s(g)
Interfase Mw=8.8, D= 150 km, H=35km	P.50	0.167	0.351	0.163
	P.84	0.342	0.735	0.338
Interfase Mw=7.8, D= 35 km, H=90km	P.50	0.314	0.728	0.181
	P.84	0.649	1.528	0.375

Estos valores pueden ser empleados con estándares sísmicos nacionales e internacionales tales como: La E-030-2019 Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente⁽⁵¹⁾, ASCE-7-16 *Minimum Design Loads For Building and Other Structures* (2017)⁽⁸⁾, 2007 Canadian Dam Association (CDA) *Technical Bulletin on Seismic Hazard Consideratio for Dam Safety*, 2013 CDA Safety Guidelines⁽¹⁶⁾, y 2014 CDA Technical Bulletin : “*Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*”⁽¹⁷⁾.

Así mismo se realizó el análisis de desagregación del peligro sísmico, de donde se desprende que los sismos de mecanismo de subducción intraplaca son los mayores contribuyentes al peligro sísmico para un rango de 6.8 a 7.8 Mw a distancias que fluctúan alrededor de 105 a 135 Km del sitio de la presa de relaves.

Tabla 3.7 Resultados del Análisis de Desegregación Sísmica (ZER, 2017)⁽⁷²⁾

Sitio	S _a 0.00 s(g)				S _a 0.20 s(g)				S _a 1.00 s(g)			
	Magnitud (Mw)		Distancia (km)		Magnitud (Mw)		Distancia (km)		Magnitud (Mw)		Distancia (km)	
100	6.2	7.4	105	150	6.2	7.4	105	135	6.2	7.4	105	150
475	6.5	7.8	105	150	6.5	7.8	105	150	6.8	7.8	105	150
975	6.4	7.8	105	135	6.4	7.8	105	135	6.8	7.8	105	135
2475	6.8	7.8	105	135	6.8	7.8	105	135	6.8	7.8	105	135

3.2 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

3.2.1 Generalidades

Dentro del área del proyecto se cuenta con información geotécnica de diferentes estudios realizados en la presa de relaves N°4A. En los Anexos 1.3 y 1.4 se puede apreciar las unidades geológicas-geotécnicas predominantes como también la distribución espacial de las calicatas y perforaciones de diferentes años y ejecutados por diferentes consultoras. A continuación, se realiza una descripción de estas.

3.2.2 Calicatas

Se realizaron diferentes programas de investigación geotécnicas de campo, a fin de actualizar las características físicas de los materiales del depósito de relaves. La Tabla 3.8 presenta un resumen de las calicatas realizadas en el área del depósito de relaves. Ver Anexo 1.3 donde se muestra la planta geológica -geotécnica.

Tabla 3.8 Resumen de Calicatas

Año / Empresa	Código	Coordenadas		Nivel Freático (m)	Prof. Total (m)
		Norte	Este		
	MHKP09-CA-01	8'309,315	786,557	--	5.30
	MHKP09-CA-02	8'309,302	786,527	--	5.20
	MHKP09-CA-03	8'309,295	785,514	--	5.20
	MHKP09-CA-04	8'309,279	785,487	--	5.20
	MHKP09-CA-05	8'309,250	785,471	--	5.40
	MHKP09-CA-06	8'309,893	786,466	--	5.20
2010 /	MHKP09-CA-07	8'309,258	786,338	--	5.50
Knight	MHKP09-CA-08	8'309,200	786,323	--	5.70
Piésold	MHKP09-CA-09	8'309,152	786,425	--	5.60
	MHKP09-CA-10	8'309,090	786,384	--	5.60
	MHKP09-CA-11	8'309,139	786,358	--	5.80
	MHKP09-CA-12	8'309,865	786,384	--	5.00
	MHKP09-CA-13	8'309,950	786,430	--	5.00
	MHKP09-CA-14	8'309,081	786,423	5.10	5.20
	MHKP09-CA-15	8'309,181	786,392	--	3.90
	TP-JMF-01	8'308,492	786,176	--	1.60
2014 /	TP-JMF-02	8'308,574	786,148	--	3.20
JMF	TP-JMF-03	8'308,620	786,138	--	2.30
	TP-JMF-04	8'308,757	786,093	--	2.70
2015 /	TC – R4A – 01	8'309,079	786,405	--	3.00
JMF	TC – R4A – 02	8'308,624	786,143	--	3.00
	TC – R4A – 03	8'308,827	786,079	--	2.20
2019 /	TP-JMF2019-06	8'308,844	786,046	--	2.00
JMF	TP-JMF2019-07	8'308,710	786,114	--	1.30
	TP-JMF2019-08	8'308,763	786,171	--	2.00
	C-R4A-01	8'308,918	786,089	N.E.	1.20
2021 /	C-R4A-02	8'308,804	786,128	N.E.	1.30
JMF	C-R4A-03	8'308,713	786,164	N.E.	1.40
	C-R4A-04	8'308,601	786,188	N.E.	1.20

3.2.3 Perforaciones

En el año 2010, la zona del depósito de relaves fue investigada mediante la ejecución de 03 perforaciones empleando una máquina de perforación diamantina. En el área del depósito de relaves, se ejecutaron 3 perforaciones con profundidades de 50.00 m a 68.00 m, haciendo un total de 183.50 m; aproximadamente, donde el 76% y 85% de la longitud de los taladros fueron perforados en suelo. Finalmente, se extrajeron muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio. En la siguiente Tabla 3.9 se presenta información de carácter general de los 3 sondajes realizados. Ver Anexo 1.3 donde se muestra la planta geológica -geotécnica.

Tabla 3.9 Resumen General de Perforaciones (KP, 2010) ⁽³⁹⁾

Año / Empresa	Código	Coordenadas		Nivel	Prof.	Perf.	Perf.	Ens.	Ens.
		Norte	Este	Freático (m)	Total (m)	Suelo (m)	Roca (m)	LPT	Perm .
2010 / Knight Piésold	MHKP0 9-01	8'309,090	786,310	39.00	65.50	54.90	10.6	12	10
	MHKP0 9-02	8'309,114	785,410	41.75	68.00	57.75	10.25	10	10
	MHKP0 9-03	8'309,256	786,632	--	50.00	38.10	11.90	12	6
Total					183.50	150.75	32.75	24	26

3.2.3.1 Ensayos NALPT (North American Large Penetration Test)

Con la finalidad de definir las características de resistencia y compacidad de los suelos se realizaron ensayos de penetración de Norte América (Large Penetration Test, o NALPT por sus siglas en inglés) cada 2,0 m aproximadamente, en los primeros 15 m. Los ensayos NALPT se realizaron en la mayoría de los taladros geotécnicos, este ensayo, utiliza una técnica similar al ensayo del SPT, pero con un equipo diferente.

El muestreador NALPT tiene un diámetro exterior de 7,62 cm (3”), un diámetro interior de la zapata de 6,10 cm (2,40”) y un diámetro interior del barril (sin liner) de 6,40 cm (2,52”); el ensayo se realizó utilizando un martillo de 1 335 N (300 lb), dejándolo caer desde una altura de 76,20 cm (30”).

De acuerdo con las características de los suelos encontrados en las perforaciones, en algunos casos resulta más apropiado utilizar este tipo de muestreador NALPT que la cuchara partida del ensayo de penetración estándar. Para determinar las características de resistencia de los suelos granulares en el área de los depósitos de relaves, se realizaron 25 ensayos de penetración Norte Americana (NALPT). La Tabla 3.10 presenta un resumen del número de golpes por ensayo, así como el valor N corregido.

Tabla 3.10 Resumen de ensayos de Penetración NALPT (KP, 2010) ⁽³⁹⁾

Número de Ensayo	Código de Sondaje	N° de ensayo de NALPT	Profundidad de Ensayo (m)	NALPT
1		NALPT-01	2.50	30
2		NALPT-02	4.50	33
3		NALPT-03	6.50	66
4		NALPT-04	8.50	59
5	MHKP09-01	NALPT-05	10.50	65
6	N8309090	NALPT-06	14.00	64
7	E 786310	NALPT-07	17.00	96
8	Cota 3787	NALPT-08	20.00	50*
9		NALPT-09	24.00	50*
10		NALPT-10	24.50	50*
11		NALPT-11	27.00	78
12		NALPT-12	30.00	50*
13		NALPT-01	2.30	22
14	MHKP09-02	NALPT-02	4.25	52
15	N8309114	NALPT-03	6.20	48
16	E 786410	NALPT-04	8.15	79
17	Cota 3823	NALPT-05	10.10	49

Número de Ensayo	Código de Sondaje	N° de ensayo de NALPT	Profundidad de Ensayo (m)	NALPT
18		NALPT-06	13.55	90
19		NALPT-07	17.00	70
20		NALPT-08	20.25	50*
21		NALPT-09	25.50	50*
22		NALPT-10	54.80	41

(*) Ensayo con rechazo

Con las correlaciones propuesta por Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ se obtienen los $(N_{60'})_{SPT}$ y de esta manera se puede obtener mediante relaciones empíricas el ángulo de fricción del material. En este estudio se utilizó la correlación propuesta por Hatanaka y Uchida (1996)⁽³⁰⁾. Los resultados de las correlaciones se presentan en los Anexos 2.2.1 y 2.2.2.

3.2.3.2 Ensayos de Densidad Insitu

En las calicatas realizadas por KP (2010)⁽³⁹⁾ en la zona de emplazamiento del depósito de relaves se realizaron en total 04 ensayos de densidad insitu por el método de reemplazo de agua (ASTM D 5030). Los resultados son presentados en la Tabla 3.11. El relave existente compuesto por arenas limosas (SM), tiene un peso unitario de 13,95 kN/m³ y su contenido de humedad es de 9,3%; de los resultados de los ensayos de densidad puede concluirse que los relaves existentes presentan una compacidad que varía de muy suelta a suelta (o una consistencia de muy blanda a blanda). El desmonte de mina compuesto por grava limosa con arena (GM), presenta un peso unitario de 19,48 kN/m³ y un contenido de humedad de 7,8%; según estos resultados su compacidad varía de medianamente densa a densa.

El material superficial compuesto por arenas arcillosas o arenas limosas (SC o SM), presenta un peso unitario de 13,70 kN/m³ y humedad de 1,7%, los resultados de densidad indican una compacidad que varía de suelta a muy suelta. El depósito aluvial, compuesto por gravas limosas con arena (GP-GM), tiene un peso unitario que

varía de 16,63 a 27,35 kN/m³ y una humedad variable entre 4,4% y 6,4%; de los resultados se concluye que su compacidad varía de medianamente densa a densa. Los resultados de densidad de campo indican que el material de fundación estaría constituido por los depósitos aluviales, que presentan una compacidad que varía de medianamente densa a densa.

Tabla 3.11 Resumen General de Densidades de Campo (KP, 2010)⁽³⁹⁾

Calicata	Ubicación	Prof. (m)	Densidad In Situ	Densidad del Suelo
			húmeda (gr/cm ³)	Seco (gr/cm ³)
C-01	Relave	1.60	1.423	1.302
C-06	Desmonte.	1.20	1.986	1.843
C-07	Depósito Aluvial	1.20	2.110	1.990
C-15	Depósito Aluvial.	1.20	2.852	2.732

3.2.4 Exploración Geofísica

En septiembre del año 2018, se realizó una prospección geofísica con énfasis a la determinación de las condiciones del suelo de cimentación de la presa de relaves N°4A, esto en función de las velocidades de onda Vp y Vs. Gracias a este estudio se determinaron perfiles unidimensionales de las ondas de corte para determinar las velocidades de propagación de las ondas S a través de los ensayos MASW y MAM.

La evaluación consistió en la ejecución de veintinueve (29) sondajes MASW y doce (12) sondajes MAM. Las Líneas sísmicas del MASW son de 53.00 m de longitud cada uno y se alcanzó una profundidad de investigación máxima del subsuelo de 30.0 m en promedio, en la Tabla 3.12 se muestra un resumen de los resultados de estos ensayos.

Las líneas sísmicas del MAM son de 100.0 m de longitud cada uno, y se alcanzó una profundidad de investigación máxima del subsuelo de 100.0 m en promedio, en la Tabla 3.13 se muestra un resumen de los resultados de estos ensayos. Ver Anexo

1.2 donde se muestra un plano con la distribución en planta de los puntos de interés que están involucrados el área del depósito de relaves.

Tabla 3.12 Resumen de Ensayos Geofísicos - Sondajes MASW (ZER, 2018)⁽⁷³⁾

Zona	Ensayo	Ubicación	Coordenadas WGS84		Tipo de Onda
			Este	Norte	
	MASW-1	Centro	786546.83	8309953.92	Onda S
	MASW-2	Centro	786546.72	8309995.62	Onda S
	MASW-3	Centro	786485.77	8309952.9	Onda S
	MASW-4	Centro	786485.66	8309994.47	Onda S
	MASW-5	Centro	786425.22	8309952.75	Onda S
	MASW-6	Centro	786425.11	8309993.85	Onda S
	MASW-7	Centro	786364.26	8309951.58	Onda S
	MASW-8	Centro	786364.15	8309994.3	Onda S
	MASW-9	Centro	786247.42	8309894.74	Onda S
	MASW-10	Centro	786224.29	8309915.44	Onda S
	MASW-11	Centro	786204.59	8309933.07	Onda S
	MASW-12	Centro	786196.55	8309722.66	Onda S
	MASW-13	Centro	786166.11	8309719.52	Onda S
Presa de Relaves	MASW-14	Centro	786131.16	8309715.92	Onda S
	MASW-15	Centro	786206.22	8309614.68	Onda S
	MASW-16	Centro	786173.56	8309611.31	Onda S
	MASW-17	Centro	786140.81	8309607.94	Onda S
	MASW-18	Centro	786269.74	8309427.27	Onda S
	MASW-19	Centro	786246.83	8309412.25	Onda S
	MASW-20	Centro	786196.74	8309379.40	Onda S
	MASW-21	Centro	786346.16	8309258.68	Onda S
	MASW-22	Centro	786307.65	8309245.72	Onda S
	MASW-23	Centro	786267.94	8309232.35	Onda S
	MASW-24	Centro	786391.04	8309122.77	Onda S
	MASW-25	Centro	786350.89	8309109.40	Onda S
	MASW-26	Centro	786346.16	8309096.33	Onda S
	MASW-27	Centro	786436.93	8308984.88	Onda S
	MASW-28	Centro	786394.66	8308968.84	Onda S

Zona	Ensayo	Ubicación	Coordenadas WGS84		Tipo de Onda
			Este	Norte	
	MASW-29	Centro	786338.25	8308947.44	Onda S

Tabla 3.13 Resumen de Ensayos Geofísicos - Sondajes MAM (ZER, 2018) ⁽⁷³⁾

Zona	Ensayo	Ubicación	Coordenadas WGS84		Tipo de Onda
			Este	Norte	
Presa de Relaves	MAM-1	Centro	786546.72	8309960.15	Onda S
	MAM-2	Centro	786621.27	8309955.69	Onda S
	MAM-3	Centro	786311.05	8309827.23	Onda S
	MAM-4	Centro	786191.42	8309504.37	Onda S
	MAM-5	Centro	786220.96	8309490.02	Onda S
	MAM-6	Centro	786159.90	8309323.91	Onda S
	MAM-7	Centro	786346.16	8309258.68	Onda S
	MAM-8	Centro	786338.25	8308947.44	Onda S
	MAM-9	Centro	786391.04	8309122.77	Onda S
	MAM-10	Centro	786436.93	8308984.88	Onda S
	MAM-11	Centro	786485.66	8309994.47	Onda S
	MAM-12	Centro	786346.16	8309096.33	Onda S

Tabla 3.14 Clasificación del Sitio de los perfiles MASW (ZER, 2018) ⁽⁷³⁾

Zona	Ensayo	Vs30 (m/s)	Tipo de Suelo	Nombre del suelo
Presa de Relaves	MASW-1	425	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-2	410	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-3	425	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-4	395	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-5	420	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-6	413	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-7	439	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-8	379	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-9	438	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-10	408	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-11	375	C	Suelo muy denso o roca muy blanda

Zona	Ensayo	Vs30 (m/s)	Tipo de Suelo	Nombre del suelo
	MASW-12	445	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-13	475	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-14	372	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-15	411	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-16	463	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-17	369	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-18	420	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-19	376	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-20	368	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-21	392	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-22	372	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-23	361	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-24	402	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-25	397	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-26	360	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-27	390	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-28	377	C	Suelo muy denso o roca muy blanda
	MASW-29	363	C	Suelo muy denso o roca muy blanda

Es importante mencionar la existencia de compatibilidad entre los registros de las perforaciones MHKP09-01 y MHKP09-02 con el perfil de velocidades de ondas de corte de los ensayos MAM -10 y MAM-12 respectivamente. (Ver Anexo 1.4). Además, se puede apreciar la confirmación de la profundidad de la roca.

En función a los resultados de la exploración geofísica que se muestran en la Tabla 3.14 se concluye que el tipo de suelo predominante según la clasificación de sitio propuesta por la International Building Code (IBC, 2015)⁽³⁶⁾ es de tipo C.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Durante el desarrollo de las exploraciones geotécnicas de campo realizadas en la zona de la presa de relaves, se obtuvieron muestras disturbadas representativas de las calicatas y de las perforaciones. En los materiales extraídos se llevaron a cabo ensayos de mecánica de suelos para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales a emplearse en los análisis geotécnicos. A partir de las muestras de suelo extraídas de las calicatas y perforaciones se efectuaron los siguientes ensayos de caracterización física:

- Contenido de Humedad (ASTM D2216 - 98),
- Análisis Granulométrico (ASTM D422- 63),
- Límites de Atterberg (ASTM D4318- 98),
- Clasificación SUCS (ASTM D2487- 98).

Ensayos especiales tales como

- Conductividad Hidráulica Pared Flexible (ASTM D5084),
- Conductividad Hidráulica Pared Rígida (ASTM D2434),
- Compactación Proctor estándar y modificado (ASTM D698-98 y D1557-98),
- Gravedad Específica de los Suelos (ASTM D854),
- Densidad Seca Máxima y Mínima (ASTM D-4253 - 4254),
- Triaxial consolidado no drenado – CU (ASTM D 4767 - 95), y
- Triaxial consolidado drenado – CD (ASTM D 4767 - 95).

Como se mencionó en el ítem 2.3, para las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento se usarán las relaciones analíticas para la determinación de propiedades dinámicas como las propuestas por Menq (2003)⁽⁴⁵⁾.

Estas relaciones poseen como parámetros de entradas que están principalmente relacionadas con los ensayos estándar de suelos, sin embargo, se procedió a realizar una recopilación de los resultados de los ensayos de laboratorio de las diferentes

campañas geotécnicas realizadas en la presa de relaves de forma estratégica y sistematizada. Es decir, se ha recopilado toda la data geotécnica en función a las unidades geotécnicas determinadas en el depósito de suelo en estudio. Ver Anexo 2.1 y Anexo 1.4.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

4.1 SISMICIDAD

A continuación, se presentan las conclusiones más importantes del estudio de peligro sísmico actualizado realizado por ZER, 2017⁽⁷²⁾.

- El análisis de peligro sísmico se evaluó para sitios tipo B (según IBC, 2015)⁽³⁶⁾ o suelo S1 (según norma E.030, 2019)⁽⁵¹⁾, respectivamente con el modelo sismotectónico propuesto por Aguilar et al. (2017)⁽⁴⁾ con base en la contribución de 18 fuentes sismogénicas, 13 de subducción (4 de interfase, 4 de intraplaca intermedia y 5 fuentes de intraplaca profunda) y 05 fuentes corticales.
- Se empleó para el sitio tipo B (roca) las leyes de atenuación de Young et al. (1997)⁽⁷⁰⁾, Zhao et. Al (2006)⁽⁷¹⁾ y BcHydro (Abrahamson 2015)⁽³⁾ para los sismos de subducción y las leyes de atenuación de Sadigh et al. (1997)⁽⁵⁷⁾ y NGA (Nueva Generación de relaciones de Atenuación)^(2 y 15) para sismos continentales.
- En la Tabla 4.1 se muestra el resumen de los resultados del estudio de peligro sísmico evaluados para períodos de retorno de 100, 475, 1000, 2475 y 10 000 años para los sitios tipo B, respectivamente.

Tabla 4.1 Aceleraciones horizontales máximas en el terreno (PGA)
Clasificación de Sitio Tipo B (roca) (ZER, 2017)⁽⁷²⁾

Periodo de retorno (TR) / Aceleración Máxima de Terreno (PGA) (g)						
100	250	475	975	2475	5000	10000
0.140	0.281	0.353	0.444	0.573	0.720	0.865

El resultado más importante de este estudio es el espectro de peligro uniforme (EPU), que muestra las aceleraciones pico resultantes en contraste al periodo estructural para una misma probabilidad de excedencia, un tiempo vida y un grado de

amortiguamiento. En la Figura 4.1 se muestra el espectro de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno presentados en el estudio de peligro sísmico. De acuerdo con el ítem 3.1.1 Clasificación de Presa (CDA, ⁽¹⁷⁾, el nivel sugerido para el terremoto de diseño fue definido para un periodo de retorno de 2475 años.

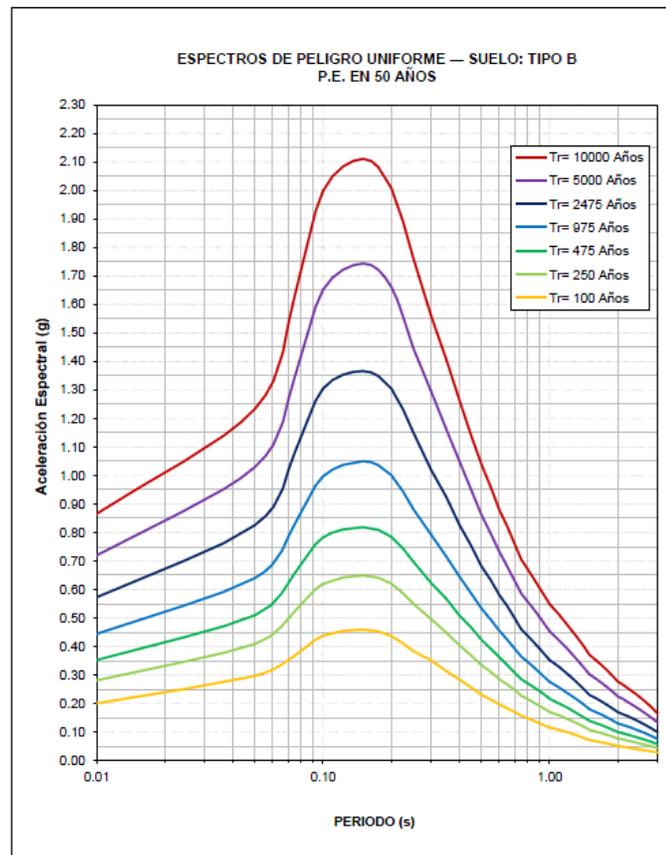


Figura 4.1 Espectros de Peligro Uniforme – Suelo: Tipo B
Periodo de Exposición en 50 años y Amortiguamiento=5% (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾

4.2 GENERACIÓN DE REGISTROS SINTÉTICOS

4.2.1 Registros Seleccionados

En base a la desagregación sísmica se determinó que los eventos dominantes en la zona de estudio corresponden a los sismos de intraplaca dentro de las magnitudes de $M_w= 6.8$ a 7.8 a distancias entre 105 y 135 km considerando el análisis de ajuste

espectral al espectro de peligro uniforme obtenido para un periodo de retorno de 2475 años debido a la clasificación de la presa según la Technical Bulletin (CDA, 2014)⁽¹⁷⁾: “Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams”. Así mismo se ha considerado emplear sismos de Interfase para magnitudes $M_w = 8.4$ a 8.6 a distancias entre 105 y 150 km. Dada la escasa información de registros sísmicos de estas características, se ha optado por complementarla con información del Centro Sismológico Nacional de Chile (SNC) en los últimos 5 años, empleando los criterios detallados en el ítem 2.6.1 para la generación del acelerograma sintético. En la Tabla 4.2 se muestra un resumen de las características principales de estos registros sísmicos originales y en la Figura 4.2 se puede ver una imagen satelital con las ubicaciones de los epicentros y la distancia a la zona de emplazamiento de la presa de relaves.

Tabla 4.2 Resumen de Registros Sísmicos

Nombre	Tipo	Estación	Fecha	Hora	Longitud (°)	Latitud (°)	Prof. (km)	Distancia del sitio al Epicentro (km)	Magnitud (Mw)
Lima 1974	Interfase	PQR	03/10/1974	09:21	-77.98	-12.5	13	703	8.1
Atico 2001	Interfase	MOQ	23/06/2001	15:33	-73.77	-16.08	33	179	8.4
Ancash 1970	Intraplaca	PQR	31/05/1970	15:23	-78.87	-9.36	64	974	7.8
Tarapacá 2005	Intraplaca	CUYA	13/06/2005	18:44	-69.13	-19.90	111	613	7.9
20161120	Intraplaca	C09O	20/11/2016	20:57	-68.66	-31.65	90	1854	6.6
20161104	Intraplaca	BO02	04/11/2016	17:20	-71.00	-35.06	95	2192	6.4
20150323	Intraplaca	T03A	23/03/2015	04:51	-69.27	-18.42	121	475	6.3

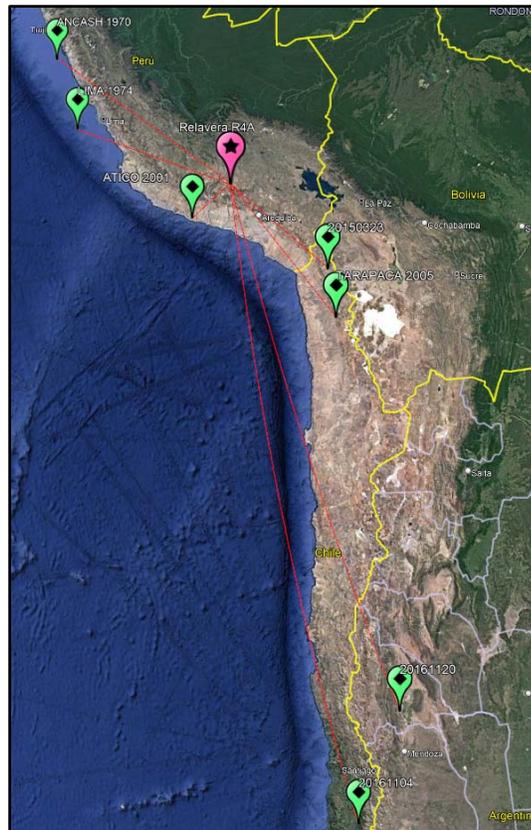


Figura 4.2 Ubicación de epicentros de sismos utilizados para el ajuste espectral

4.2.2 Ajuste Espectral

Para realizar el ajuste espectral del acelerograma del registro sísmico en el dominio del tiempo, se utilizó el programa Seismo Match v. 2016, basado en el código del programa RSP Match 2005b. Este programa ejecuta una modificación del tiempo-historia del registro de aceleración para hacerlo compatible con un espectro especificado por el usuario. La metodología está basada en los trabajos de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) ⁽⁴²⁾. El código original del programa fue escrito por N. A. Abrahamson (1993) ⁽¹⁾ y posteriormente actualizado por J. Hancock et al. (2006) ⁽³¹⁾.

En consecuencia, se usaron 14 registros tiempo - historia de siete (07) sismos significativos ocurridos en el Perú y Chile, los cuales fueron ajustados espectralmente al espectro objetivo ($T_r=2475$ años) obtenido del espectro de peligro uniforme en suelo tipo B extraído del estudio de peligro sísmico (ZER, 2017) ⁽⁷²⁾. En los Anexos

3.1.1 al 3.1.7 se muestra las gráficas con las comparaciones entre los registros del sismo original corregido, el sismo escalado (SEED) y el sismo ajustado espectralmente (MATCHED). Se muestra para cada sismo y en las direcciones E-W y N-S; la comparativa de los registros tiempo historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, la energía del sismo (la intensidad de Arias), el espectro de amplitudes de Fourier y finalmente los espectros de respuesta para un amortiguamiento del 5%. Estos últimos serán usados para el análisis de respuesta de sitio unidimensional no lineal. En el Anexo 3.1.8 se muestra una comparativa de los 14 registros sísmicos ajustados con el espectro objetivo ($T_r=2475$ años) mencionado.

4.3 ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO UNIDIMENSIONAL

El análisis consistió en determinar los espectros de respuesta correspondiente a la superficie de la cimentación de la presa de relaves, tal como se indica en el ítem 2.5.2; dichos espectros son función de las propiedades dinámicas del material que subyace la presa de relaves y los acelerogramas sintéticos en roca. En el caso de estudio la presa de relaves se encuentra en un depósito de suelo aluvial que de acuerdo con la caracterización geotécnica ha sido dividido en tres (03) unidades geotécnicas (UG-DR4A-II, UG-DR4A-III y UG-DR4A-IV) conformado principalmente arena con limos y grava, grava limosa con arena, de compacidad muy denso. Seguidamente en las profundidades se tiene la presencia del basamento rocoso caracterizado en dos (02) unidades geotécnicas (UG-DR4A-V y UG-DR4A-VI) que corresponden a andesitas basálticas del grupo Andagua diferenciadas principalmente por el índice RMR mala y buena respectivamente. El análisis de respuesta sísmica 1D requiere de la siguiente información:

- Registros tiempo-historia característicos del sitio de estudio;
- Parámetros dinámicos del material por donde se propagan las ondas.

4.3.1 Modelamiento de la Columna de Suelo 1D

Debido a que el comportamiento de los suelos frente a cargas estáticas y dinámicas es no lineal, existen métodos que buscan aproximar el comportamiento real de los suelos mediante una serie de simplificaciones. El método no lineal hace uso de un modelo constitutivo de naturaleza hiperbólica, además de reglas básicas para el comportamiento de descarga y recarga cíclica. Esta metodología permite una representación más realista del comportamiento dinámico del suelo.

Se empleó para el estudio de amplificación el programa de cómputo DeepSoil V7.0 (Hashash et al., 2020)⁽³³⁾, el mismo que puede realizar análisis de respuesta sísmica de forma lineal, lineal - equivalente y no lineal en los dominios de las frecuencias y el tiempo. Además, el software Deepsoil es capaz de capturar el comportamiento del suelo a pequeñas, intermedias y grandes deformaciones mediante el uso de una función cuadrática definida como el modelo cuadrático/hiperbólico o modelo GQ/H (Groholski et al., 2016)⁽²⁹⁾. Por otro lado, se recomienda que las capas tengan la misma frecuencia máxima en todo el perfil del suelo, aunque esto no es obligatorio. Sin embargo, las unidades geotécnicas fueron discretizadas de tal manera de que, en todas las capas, la frecuencia máxima tenga un mínimo de 30 Hz (Hashash, 2020)⁽³³⁾. Esto conllevó a que la columna de suelo 1D se dividiera en 15 subcapas de suelo.

4.3.1.1 Propiedades del Suelo para Modelamiento en Deepsoil V7.0

Las propiedades básicas del suelo para cada capa se definió a partir de la curva de referencia Menq (2003)⁽⁴⁵⁾. El uso del modelo GQ/H requiere ingresar la resistencia al corte de la capa del suelo para representar el comportamiento del suelo ante grandes deformaciones. La resistencia al corte objetivo de la reducción del módulo de corte no lineal $\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}$ se calcula usando la ecuación de Mohr-Coulomb como:

$$\tau_{target,implied} = C_{v_s} + \sigma'_{v'} * \tan \varphi \quad 4.1$$

donde, σ'_v es la tensión efectiva a la profundidad media de la capa de suelo de interés, φ es el ángulo de fricción de la capa de suelo (calculado en el Anexo 2.2.1 y 2.2.2), y C_{V_s} es la cohesión desarrollada al 0,1 % de tensión de corte para un material elástico lineal con el 80% del módulo de corte máximo derivado de la velocidad de la onda de corte V_s de la capa de suelo en consideración. (Harmon et al., 2017)⁽³²⁾.

$$C_{V_s} = \rho * V_s^2 * 0.8 * 0.1\% \quad 4.2$$

donde ρ es la densidad del suelo. La curva de referencia Menq (2003)⁽⁴⁵⁾, requiere datos de ingreso parámetros como K_0 , C_u y D_{50} ; estos dos últimos fueron definidos a partir del procesamiento de la data geotécnica (Anexo 2.1). El coeficiente de presión de tierra en reposo K_0 requerido para el cálculo de las curvas dinámicas de referencia mencionada se calculó usando la ecuación (Jaky, 1948)⁽³⁷⁾ como:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad 4.3$$

El ajuste de la curva de reducción del módulo y amortiguamiento (MRDF) con el factor de reducción UIUC se usa para capturar el comportamiento non-masing Re/Unloading y el modelo GQ/H se ajustó para un rango de tensión de corte de hasta 0.05% considerando la curva de reducción del módulo bajo la condición de que los esfuerzos cortantes alcancen el 95 % de la resistencia al corte objetivo con una deformación cortante del 10 %.

Finalmente, en el Anexo 3.2.1 se presenta un resumen de todos los parámetros de ingreso para la obtención de las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento en función a la discretización de la columna de análisis 1D.

En el Anexo 3.2.1 se presenta el perfil de velocidades final de la columna de análisis 1D producto de la discretización. Y finalmente en los Anexos 3.2.3 y 3.2.4. se presentan las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento

respectivamente, para cada una de las capas de suelo discretizadas en la columna de análisis 1D.

4.3.2 Consideraciones en el Análisis de Respuesta Sísmica

Se tomó en cuenta las siguientes consideraciones para los análisis de respuesta sísmica 1D:

- Se utilizaron todos los registros sísmicos sintéticos desarrollados para el presente estudio, los cuales son presentados en el Anexo 3.1.8.
- Se evaluó el sistema con el ingreso de los registros sintéticos obtenidos en el ítem 4.2 los cuales son ingresados al basamento rocoso (UG-DR4A-V y UG-DR4A-VI). Para la roca se consideró un comportamiento elástico con un amortiguamiento de 2.5 %, peso específico de 25 KN/m³ y una velocidad de corte de 800 m/s.
- Se evaluó una columna unidimensional la cual representa la amplificación sísmica. El perfil de esta columna presenta las unidades geotécnicas (UG-DR4A-II, UG-DR4A-III y UG-DR4A-IV) que subyacen al basamento rocoso y poseen las propiedades descritas en el ítem 4.3.1.1.
- Se consideró un nivel freático en la interfase de las unidades geotécnicas UG-DR4A-II y UG-DR4A-III.

4.3.3 Espectros de Aceleración Resultante

Se describe a continuación los resultados obtenidos:

- En el Anexo 3.2.5 se presenta los espectros de respuesta de salida en la primera capa de suelo. Se observa la variabilidad de los espectros con respecto al espectro objetivo ($T_r=2475$ años).
- Los resultados de los análisis de respuesta para todos los perfiles analizados presentaron deformaciones cortantes máximas de hasta 0,20% en la cimentación. Por tanto, los resultados obtenidos presentarán una

amplificación considerable producto de las curvas dinámicas utilizadas y que presentan una degradación significativa del módulo de corte a esos niveles de deformaciones.

- El espectro promedio de la columna analizada, que representa la demanda sísmica en el depósito de relave R4A corresponde al que se obtuvo en la superficie de la cimentación y se muestra en el Anexo 3.2.6. El espectro promedio de la columna presenta amplificaciones respecto al espectro objetivo ($T_r=2475$ años) en un orden máximo de 1.54 para periodos de 0.3 a 3 s. Para periodos menores a 0.3 s, en general, no se observa una amplificación de las aceleraciones espectrales. En la Figura 4.3, presentada a continuación, se puede observar que existe compatibilidad con los espectros de respuesta presentados para suelos granulares profundos (>60.00 m) presentados por Seed e Idriss (1983)⁽⁶¹⁾ mostrada en la Figura 4.4.

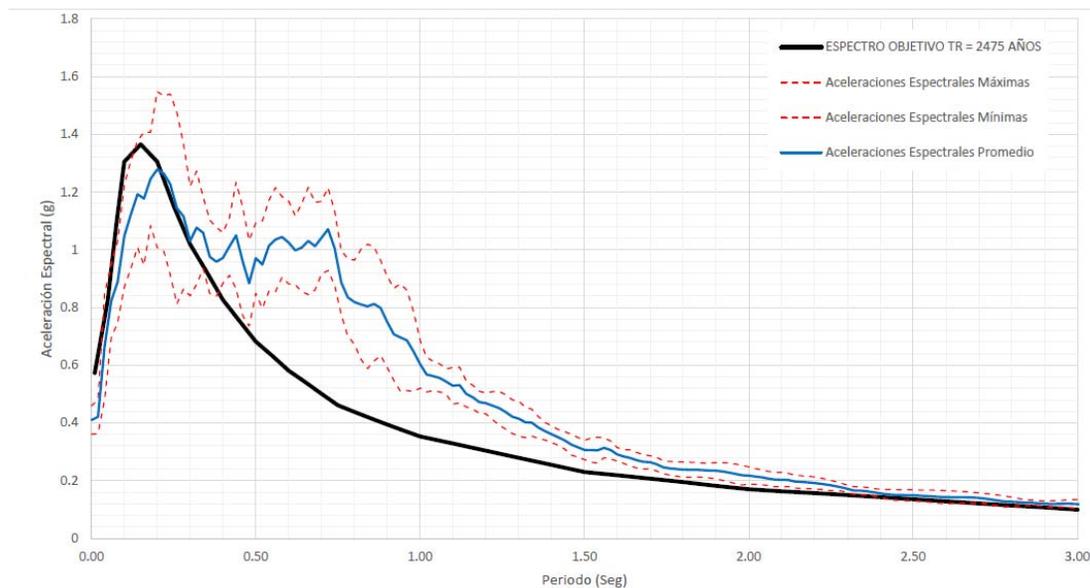


Figura 4.3 Envolventes (rojo) y promedio (azul) de los Espectros de respuesta en la superficie para un periodo de retorno de 2475 años

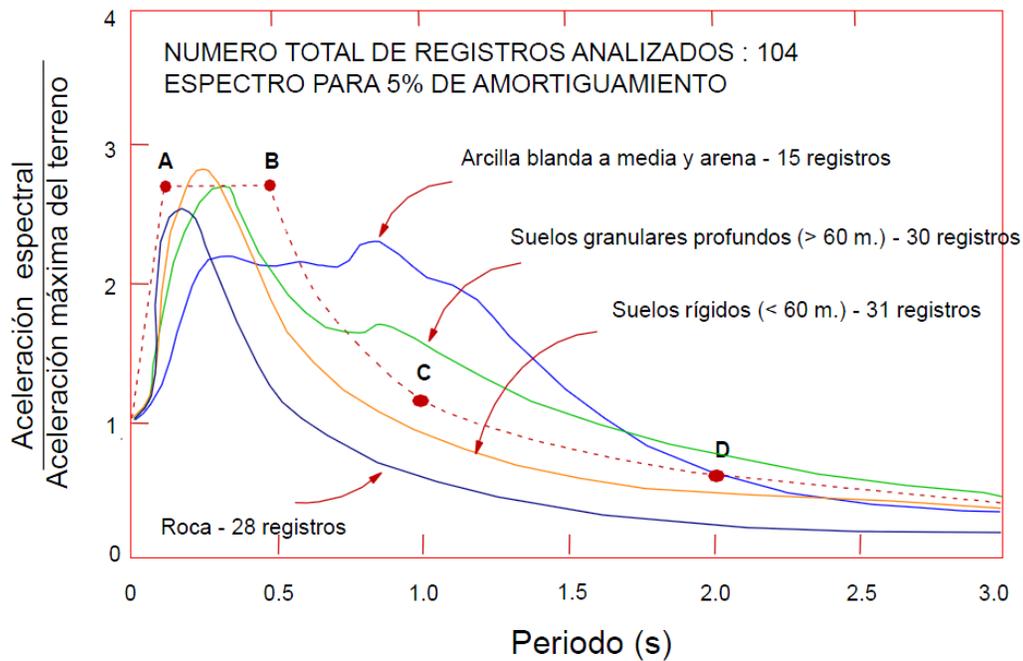


Figura 4.4 Espectros de Respuesta de varios suelos (Seed e Idriss, 1983)⁽⁶¹⁾

4.3.4 Espectro de diseño de la Norma E.030-2019

De acuerdo con el reglamento nacional de edificaciones y a la norma técnica E030- Diseño sismo resistente (2019)⁽⁵¹⁾, se calculó el espectro de respuesta de diseño en función a la ubicación y al tipo de suelo (S_2) de acuerdo con el V_{s30} , y se utilizó un factor $U=1.5$ con la finalidad de que convierta el espectro de $T_r=475$ años al periodo de retorno de $T_r=2475$ años. Finalmente, se tomó el factor del suelo $S=1.15$ y los periodos $T_p=0.60$ y $T_L=2.0$ segundos. Con estos valores se presenta en la Figura 4.5 el espectro de diseño por la norma peruana, el espectro de respuesta en superficie (cimentación de la presa de relaves) del análisis de respuesta de sitio no lineal unidimensional y el espectro objetivo ($T_r=2475$ años) del estudio de peligro sísmico (ZER, 2017)⁽⁷²⁾. Como se puede observar las aceleraciones espectrales de la norma envuelven a los obtenidos en el análisis de respuesta no lineal y al espectro objetivo, lo que permite concluir que el espectro de la norma es más conservador. El gráfico se presenta en el Anexo 3.2.7.

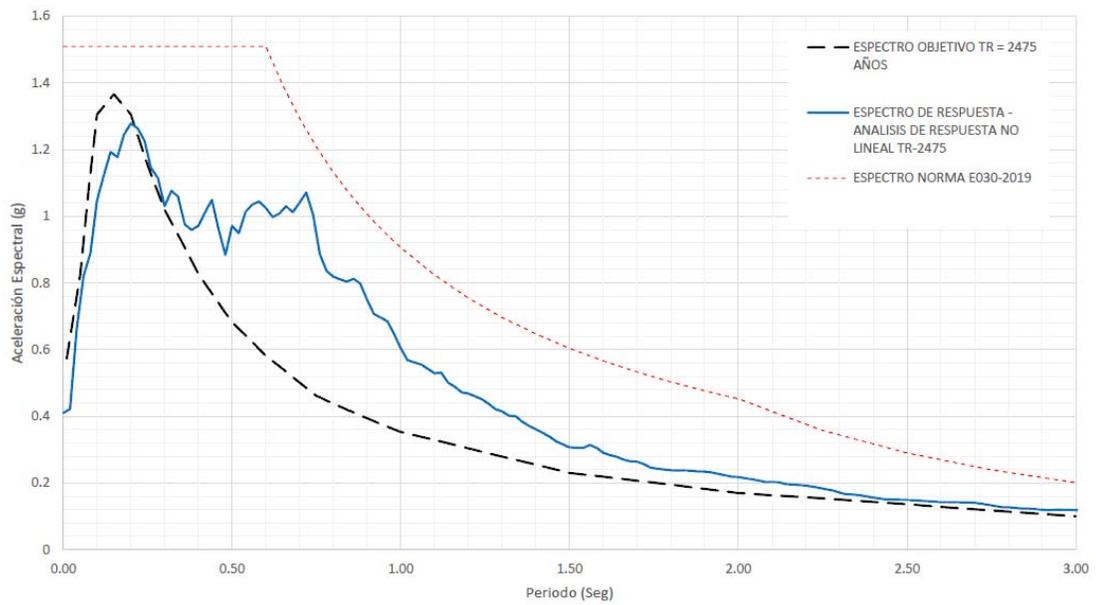


Figura 4.5 Comparación de espectros para un periodo de retorno de 2475 años

CAPÍTULO V: ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

Se ha realizado el análisis de estabilidad física del talud de la presa de relaves mediante el análisis pseudoestático y el método de equilibrio límite para condiciones de operación. Para dicho fin, se ha seleccionado la sección más crítica, la misma que es definida en base a la sección que presenta mayor pendiente, altura y condiciones de la fundación. Ver Anexo 1.3 y 1.4 donde se muestra la sección de análisis en planta y el perfil geológico – geotécnico respectivamente.

5.1 MÉTODOS APLICADOS

El análisis de estabilidad fue realizado utilizando el programa SLIDE, versión 6.0, el cual permite al usuario realizar cálculos por equilibrio límite por una variedad de métodos. El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo de manera bidimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema a un estado de deformación plana. En el presente análisis se ha usado el Método de Spencer (1967)⁽⁶⁴⁾ empleando dovelas verticales para el análisis de superficies de falla debido que el método satisface el equilibrio de fuerzas y momentos. Se evaluaron diferentes fallas circulares obteniéndose la más crítica correspondiente al del menor factor de seguridad.

Los materiales que conforman el talud de análisis se consideran homogéneos e isotrópicos, el deslizamiento o falla del talud se define como la consecuencia de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de falla. Como bien se ha mencionado el análisis pseudoestático considera una aceleración horizontal equivalente a una fracción de la gravedad aplicada a la masa deslizante, esta aceleración es interpretada como fuerzas inerciales aplicadas a cada una de las dovelas en análisis.

5.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de análisis geotécnico fueron desarrollados en concordancia a la legislación peruana vigente y guías nacionales e internacionales, y se presentan en la siguientes Tabla 5.1 y Tabla 5.2.

Tabla 5.1 Fuentes de criterios de análisis

Origen	Denominación
Estudios Existentes	A
Autor	B
Cálculo	C
Literatura y/o práctica estándar de la industria	D

Tabla 5.2 Principales criterios de evaluación geotécnica

Descripción	Unidad	Criterio de análisis	Fuente
Evaluación de Estabilidad Física			
Procedimiento de análisis de estabilidad (método de equilibrio limite)	-	Spencer	B
Periodo de retorno de sismo de diseño para operación (*)	años	2475	D
Coefficiente sísmico para $T_r=2475$ años (caso 1)	-	Hynes - Griffin y Franklin (1984) ⁽³⁵⁾	A, B, C y D
Coefficiente sísmico para $T_r=2475$ años (caso 2)	-	Bray et al. (2017) ⁽¹⁴⁾	A, B, C y D
Factor de seguridad, estabilidad pseudoestática	FS	1.0	D
Desplazamientos permisibles para la presa de relaves en estudio (Da)	cm	30	B y D

Dónde:

FS: Factor de Seguridad

(*): "Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams" (CDA, 2014)⁽¹⁷⁾

5.3 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS

Se ha tomado en cuenta las siguientes consideraciones para los análisis de estabilidad:

- El análisis de estabilidad del depósito de relaves ha sido realizado para las condiciones actuales en base a la topografía realizada en el año 2018.
- La línea del nivel freático fue establecida en base a los registros de los cinco (05) piezómetros instalados en el depósito de relaves. (ver Anexo 1.5 y Anexo 5).
- Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de la revisión de la información de los estudios previos realizados en el depósito de relaves, las que se resumen en el Tabla 5.3.
- Los análisis de estabilidad fueron realizados por el método de equilibrio límite, empleando el procedimiento de Spencer (1967)⁽⁶⁴⁾, debido a que satisface el equilibrio de fuerzas y momentos.
- Los análisis estáticos y pseudoestáticas de los taludes han sido modelados considerando esfuerzos efectivos de los materiales involucrados en los análisis.

5.3.1 Sección de Análisis

La sección A-A' se encuentra ubicada en la zona Oeste del depósito de relaves. El dique está conformado por material estéril de mina apoyado sobre la terraza aluvial, la configuración geométrica del dique es talud aguas abajo de 2:1 (H:V), el nivel de corona del dique alcanza la cota 3810 m.s.n.m. y los niveles de relave en el vaso de la presa llegan hasta la cota 3803.70 m.s.n.m. con el espejo a una cota de 3803.85 m.s.n.m. Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de la revisión de la información de los estudios previos realizados en la presa de relaves (Ver Anexo 2.1), las que se resumen en la Tabla 5.3.

5.3.2 Nivel Freático

Se ha inferido el nivel freático en base al registro piezométrico hasta marzo del 2021, siendo los piezómetros de interés PZM-2, PM-1, MHKP09-01, MHKP09-02 y PZ-1 ubicados en el área del depósito. Los registros de los piezómetros instalados muestran que el nivel de agua se encuentra en la fundación del depósito entre las cotas 3765 y 3773 msnm. Además, se ha considerado en el modelo geotécnico la colocación de un nivel piezométrico externo representado por el espejo de agua sobrenadante que actualmente alcanza la cota 3803.85 msnm.

5.4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

A partir de los trabajos de investigación geotécnica, se ha efectuado la caracterización geotécnica de los materiales que conforman el depósito de relaves en estudio. A continuación, se hace referencia a lo concerniente a los resultados obtenidos de las investigaciones geotécnicas de campo.

5.4.1 Unidades geotécnicas

De acuerdo con el mapeo geotécnico e información existente en la presa de relaves; han sido definidas once (11) unidades geotécnicas cuya ubicación y distribución se presentan en el Anexo 1.4. A continuación, se hace una descripción de cada una de las unidades definidas para el proyecto.

5.4.1.1 Unidad geotécnica I (UG-DR4A-I)

Esta unidad corresponde a la parte superficial de la terraza aluvial; constituida de grava y arena limosas con grava, de plasticidad nula, compacidad medianamente densa a suelta, grises a marrones, húmedo, y clasifican como SM, GC y GP en el sistema SUCS. El espesor de la unidad varía entre 2.3 m y 2.5 m. Los materiales de esta unidad por su bajo grado de compacidad fueron retirados de la zona de fundación

del dique de la presa de relaves. Sin embargo, hay presencia de este material cerca del pie del talud de la presa de relaves. Se ha considerado que presenta una densidad de 18.00 kN/m^3 , un ángulo de fricción 35° y cohesión nula.

5.4.1.2 Unidad geotécnica II (UG-DR4A-II)

Se localiza inmediatamente debajo de la Unidad Geotécnica I y X, consiste en arena limosa con grava, grava limosa-arcillosa con arena, compacidad densa (valores de "N" del ensayo LPT variable entre 22 y 33), húmeda, marrón; clasifica como GW-GC en el sistema SUCS; permeabilidad determinada en perforación $1.81 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$. El espesor de la unidad determinado en la perforación MHKP09-01 es 4,00 m (entre 2.5 a 6.5 m) y en la perforación MHKP09-02 es 1.95 m (entre 2.3 a 4.25 m). Este material conforma la cimentación del dique de la presa de relaves y de acuerdo con ensayos de campo y laboratorio y correlaciones se ha considerado que presenta una densidad de 19.90 kN/m^3 , un ángulo de fricción 36° y cohesión nula.

5.4.1.3 Unidad geotécnica III (UG-DR4A-III)

Esta unidad se ubica inmediatamente debajo de la Unidad Geotécnica II. Está constituida de arena con limos y grava, grava limosa con arena, de compacidad muy densa (valores de "N" del ensayo LPT mayor de 48), húmedo, gris; clasifica como GP-GC, GW-GC, SC y GC en el sistema SUCS; permeabilidad determinada en perforaciones variable entre 1.22×10^{-3} y $9.94 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$. El espesor de la unidad determinado en la perforación MHKP09-01 es 37,50 m (entre 6,5 a 44 m), en la perforación MHKP09-02 es 24,75 m (entre 4.25 a 29 m), hasta ser nula en la perforación MHKP09-03. Los ángulos de fricción se estimaron de acuerdo con las correlaciones de Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ y Hatanaka y Uchida (1996)⁽³⁰⁾, ver Anexo 2.2.1.

5.4.1.4 Unidad geotécnica IV (UG-DR4A-IV)

Se localiza inmediatamente debajo de la Unidad Geotécnica III. Está constituida de capas de arena con limos-arcilla y grava, grava limosa con arena y arena con grava,

de compacidad muy densa (valores de “N” del ensayo LPT mayor de 50); húmedo a seco, gris a marrón; permeabilidad determinada en perforaciones variable entre 3.98×10^{-4} y 2.82×10^{-6} cm/s. El espesor de la unidad determinado en la perforación MHKP09-01 es 10.90 m (entre 44 a 54.9 m), en la perforación MHKP09-02 es 28.55 m (entre 29 a 57.55 m) y en la perforación MHKP09-03 es 13.10 m (entre 25.00 a 38.10 m). Los ángulos de fricción se estimaron de acuerdo con las correlaciones de Daniel y Howie (2009)⁽²⁰⁾ y Hatanaka y Uchida (1996)⁽³⁰⁾, ver Anexo 2.2.1.

5.4.1.5 Unidad geotécnica V (UG-DR4A-V)

Esta unidad se ubica debajo de la Unidad Geotécnica IV y constituye parte del basamento rocoso; consiste en andesita basáltica con oquedades, perteneciente al Grupo Andagua, gris a marrón, moderada a altamente meteorizada, y resistencia estimada a la compresión simple baja (5 a 20 MPa), muy fracturada. En base a los ensayos efectuados durante la investigación geotécnica, la caracterización geomecánica con el índice “RMR” (básico para esta unidad), se define esta unidad como de calidad “Mala” (RMR entre 31 a 37). Por la ausencia de retorno de agua de perforación, presencia de oquedades y no estanqueidad del tramo, se estima como muy permeable (mayor a 1×10^{-3} cm/s). El espesor de esta unidad definido en la perforación MHKP09-01 es 6.10 m (entre 54.9 a 61 m), y en la perforación MHKP09-02 es 5.45 m (entre 57.55 a 63 m).

5.4.1.6 Unidad geotécnica VI (UG-DR4A-VI)

Esta unidad se encuentra debajo de la Unidad Geotécnica V, detectado en la perforación MHKP09-01, consiste en andesita basáltica con oquedades, perteneciente al Grupo Andagua; de color gris, ligera a moderadamente meteorizada, resistencia alta (73,34 MPa), fracturamiento leve a moderada. De los ensayos efectuados durante la investigación geotécnica, la caracterización geomecánica con el índice “RMR” (básico para esta unidad), se define como de calidad “Buena” (RMR = 61). Permeabilidad determinada en perforación $2,64 \times 10^{-3}$ cm/s. El espesor de esta unidad cortado en la perforación MHKP09-01 es 4,50 m (entre 61 a 65,5 m).

5.4.1.7 Unidad geotécnica VII (UG-DR4A-VII)

Esta unidad constituye el basamento rocoso casi intacto del depósito de relaves y consiste en andesita basáltica del Grupo Andagua y dacita correspondiente al intrusivo riódacítico Sarpane; de colores grises con tonos verdosos a marrones, ligera a moderadamente meteorizado, resistencia alta (mayor de 71 MPa), fracturamiento leve a moderado. El índice RMR para esta unidad geotécnica la clasifica como roca “Regular” a “Buena” (RMR entre 42 a 65) en porcentajes del 82 y 18% respectivamente. Permeabilidad variable entre 3.76×10^{-4} a 3.88×10^{-5} cm/s. La profundidad detectada del basamento rocoso y que continúa hacia profundidad en la perforación MHKP09-02 es 63 m y en la perforación MHKP09-03 es 38.10 m.

5.4.1.8 Unidad geotécnica VIII (UG-DR4A-VIII)

Esta unidad está conformada por los relaves en estado saturado; consiste en arena fina limosa en alternancia con limo arenoso a arcilloso, compacidad suelta a medianamente densa y consistencia blanda a rígida respectivamente (valores de “N” del ensayo SPT variable entre 3 y 14), húmedo, beige claro a blanquecino, y clasifican como SM, ML y CL-ML en el sistema SUCS. Este material se ha definido a partir de los ensayos de laboratorio y de campo que este material presenta una densidad de 15.00 kN/m^3 un ángulo de fricción 28° y cohesión de 0 kPa.

5.4.1.9 Unidad geotécnica IX (UG-DR4A-IX)

Se localiza debajo de la Unidad Geotécnica VIII; a través de una interfase con geomembrana para la impermeabilización del depósito. Este material representa parte del dique de la presa de relaves en la zona del talud aguas arriba. Esta formado de material de desmonte, constituido de arena con limos, grava y bloques, grava limosa con arena, de compacidad medianamente denso; húmedo, marrón. Parte de este material clasifica como SM en el sistema SUCS. Este material se ha definido a partir de los ensayos de laboratorio y de campo que presenta una densidad de 22.00 kN/m^3 un ángulo de fricción 37° y cohesión de 0 kPa.

5.4.1.10 Unidad geotécnica X (UG-DR4A-X)

Este material se encuentra en mayor porcentaje en todo el cuerpo del dique de la presa de relaves por encima de la Unidad Geotécnica II, este material es un relleno controlado proveniente de la cantera Misahuanca. Consiste en gravas bien gradadas con arena, color marrón en estado muy denso (compactado) con presencia de gravas subangulosas tamaño máximo de 3". Este material clasifica como GP-GM en el sistema SUCS. Este material se ha definido a partir de los ensayos de laboratorio y de campo que presenta una densidad de 22.00 kN/m³ un ángulo de fricción 36° y cohesión de 0 kPa.

5.4.1.11 Unidad geotécnica XI (UG-DR4A-XI)

Este material se encuentra cerca de la corona y en el talud aguas abajo del cuerpo del dique de la presa de relaves por encima de la Unidad Geotécnica X, este material corresponde a un material de baja permeabilidad proveniente de la cantera Chilcaymarca. Este material se ha definido con una densidad de 21.00 kN/m³ y un ángulo de fricción 35° y cohesión de 0 kPa.

Con base en la revisión de información, se ha considerado parámetros de resistencia cortante de los materiales involucrados en los análisis geotécnicos de estabilidad física, los que se resumen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Resumen de los Parámetros de Resistencia

Unidad Geológica	Unidad Geotécnica	Material y/o Zona	Y _{Total} (kN/m ³)	Parámetros de Resistencia	
				c'(kPa)	Φ'(o)
al1	UG-DR4A-I	Terraza aluvial	18	0	35
al1	UG-DR4A-II	Cimentación	19.9	0	36
rl1	UG-DR4A-IX	Material de Desmonte de Mina Compactado	22	0	37

Unidad Geológica	Unidad Geotécnica	Material y/o Zona	Y _{Total} (kN/m ³)	Parámetros de Resistencia	
				c' (kPa)	Φ' (o)
rl	UG-DR4A-X	Relleno Compactado Cantera Misahuanca	22	0	37
rl	UG-DR4A-XI	Baja Permeabilidad Cantera Chilcaymarca	21	0	35
rlv	UG-DR4A-VIII	Relaves Finos	15	0	28

5.5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO

5.5.1 Criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾

De acuerdo con Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ así como también el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, 1970)⁽⁶⁸⁾; recomiendan el uso del 50% del PGA, como coeficiente sísmico para el análisis pseudoestático.

Con base en los resultados del estudio de peligro sísmico probabilístico presentado por ZER (2017)⁽⁷²⁾, se presentan las aceleraciones máximas en el terreno para suelos tipo B. Consecuentemente a ello se tomó el PGA para un periodo de retorno de $T_r=2475$ años que corresponde a 0,573g. De esta manera y de acuerdo con el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ el análisis pseudoestático puede ser ejecutado con un coeficiente sísmico calculado como la mitad del PGA. Con base en lo descrito anteriormente, el coeficiente sísmico adoptado para el análisis pseudoestático de la presa de relaves es de 0,287g.

5.5.2 Criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾

Como se indicó antes, el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ es una actualización del método de Bray y Travarrou (2009)⁽¹³⁾, para la obtención de un coeficiente sísmico, basado en el concepto de serviciabilidad (desplazamientos permisibles) y la demanda sísmica, expresado por su desplazamiento máximo permisible y el espectro de

respuesta de aceleraciones, respectivamente. Esta actualización a diferencia de la anterior es formulada considerando registros sísmicos con mecanismos de falla de subducción, característico de los registros sísmicos de nuestra zona, mientras que el método anterior fue originalmente desarrollado para sismos de corteza superficial, por lo que las diferencias entre ambos métodos están atribuidos a las características únicas de los sismos de corteza superficial y de subducción. Entre otros parámetros que toman en cuenta ambos métodos es su respectivo periodo fundamental basado en su velocidad de ondas de corte promedio y la altura del bloque deslizante.

Los valores de desplazamientos permanente permisibles que asegura la serviciabilidad de la presa de relaves se ha definido en 30 cm y se presentó en la Tabla 5.2.

5.5.2.1 Consideraciones de Análisis

Fueron realizadas las siguientes consideraciones para el cálculo del coeficiente sísmico:

- El método de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ requiere de aceleraciones espectrales en campo libre, es decir, sin la presencia del bloque deslizante representada por la falla de la estructura, y considerando los efectos locales de sitio en el espectro resultante. Por tanto, de acuerdo con la variabilidad geológica-geotécnica de la zona se definió el espectro de respuesta en el terreno de fundación obtenido del análisis de respuesta unidimensional no lineal asociado a un periodo de retorno de 2475 años. El espectro utilizado es el espectro promedio de salida en la fundación de la presa de relaves, el mismo que se presenta en el Anexo 3.2.6.
- A partir del perfil de velocidades de corte del MAM-10 se determinó la velocidad de corte de la masa potencial deslizante. Ver Anexo 1.4 donde se observa el perfil de velocidades en el cuerpo de la presa de relaves y el círculo de falla utilizado.

- Con la altura del dique $H=30.00$ m se obtuvo el periodo natural de la masa deslizante $T_s=0.3$ seg, a partir de ellos se utilizó el periodo degradado $S_a(1.5T_s)$ obteniéndose un valor de la aceleración espectral de $1.005g$. Ver Anexo 4.1.1 donde se muestra el intercepto con el espectro de respuesta promedio.
- Se consideró la magnitud (M_w) a partir de la información de desagregación sísmica presentada en el estudio de peligro sísmico (ZER, 2017)⁽⁷²⁾. De acuerdo con ello se determinó $M_w=7.3$.

5.5.2.2 Resultados Obtenidos

En el Anexo 4.1.2 se presenta el cálculo del coeficiente sísmico para la presa de relaves por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾. En el Tabla 5.4 se presenta un resumen.

Tabla 5.4 Resumen del cálculo del coeficiente sísmico

Zona	Periodo de Retorno (años)	Superficie de falla	Servicialidad (m)	Coficiente Sísmico
Depósito de relaves	2475	Afecta al talud de la presa - Falla Global	0.30	0.172

Los coeficientes sísmicos indicados en la Tabla 5.4 puede ser utilizados en los análisis de estabilidad pseudoestáticos considerando el tipo de falla y condiciones de cimentación. Se debe tener en consideración que al usar la metodología de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ se aminora el riesgo de existencia de desplazamientos permanentes, mayores a los permisibles según los criterios de diseños definidos, y con factores de seguridad mayor o igual a la unidad.

5.6 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS PSEUDOESTATICOS

Los resultados de los análisis de estabilidad sísmica por el método pseudoestático fueron efectuados para condiciones actuales con los coeficientes sísmicos obtenidos respectivamente con los criterios de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ y Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾. En la Tabla 5.5 muestran los resultados de los análisis de estabilidad global.

Tabla 5.5 Resultados de los Análisis de Estabilidad Física de Taludes

Sección	Ubicación	Tipo de Falla	F.S Análisis Pseudo Estático Tr=2475 años		Ver Anexo
			Hynes - Griffin y Franklin (1984) ⁽³⁵⁾ (K=0,287g)	Bray Travarasarou (2017) ⁽¹⁴⁾ (K=0,172g)	
A	Zona Norte	Aguas Abajo Global	0,983	1,217	4.2.2 y 4.2.1

Los resultados de los análisis de estabilidad global indican que bajo carga sísmica para un periodo de retorno de 2475 años, se observa que por criterio de la Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ el valor del factor de seguridad está por debajo de la unidad lo que hace concluir que no se cumpliría con los criterios de diseños establecidos. Sin embargo, por el otro lado el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ el factor de seguridad es por encima de la unidad lo que hace concluir que, si se está cumpliendo con los criterios de diseños, esto significa que el coeficiente sísmico de diseño estimado en $K_s = 0.172$ y con las propiedades de resistencia dinámica estimadas produce un $FS > 1$, por lo que el desempeño sísmico probable del talud se considera aceptable para las condiciones establecidas. En el Anexo 4.3 se muestran las salidas de los resultados de estabilidad sísmicas utilizando el programa SLIDE, versión 6.0.

5.7 ANÁLISIS COMPARATIVO

Usar el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ producirá coeficientes sísmicos más altos respecto al obtenido por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ pues el primero es conservador. A continuación, se muestra en la Tabla 5.6, los resultados, las suposiciones adoptadas e información base para describir el comportamiento sísmico de un talud para los métodos simplificados de DPIS que dieron origen a los criterios para la elección de los coeficientes sísmicos pseudoestáticos.

Tabla 5.6 Análisis Comparativo de los criterios para cálculo de coeficiente sísmico

Descripción	Hynes - Griffin y Franklin (1984) ⁽³⁵⁾	Bray et al. (2017) ⁽¹⁴⁾
Coeficiente Sísmico obtenido (Ks)	0.287g	0.172g
Factor de seguridad Obtenido en Análisis Pseudoestático	0.983	1.217
Desplazamiento Permanente Acumulado / Desplazamiento Permisible Máximo (m)	1.00	0.30
Modelo utilizado por el método simplificado para el cálculo de DPIS que dio origen al criterio	Desacoplado (Bloque rígido deslizante)	Acoplado Semi – Empírico (Bloque deformable Adherida-deslizante)
Respuesta Sísmica	Respuesta elástica con factor de amplificación conservador igual a 3.0	Usa el espectro de aceleraciones en superficie en campo libre (efectos de sitio) Considera pérdida de rigidez (degradación no lineal del material e incremento del amortiguamiento) y calcula un periodo fundamental degradado de la masa deslizante
Eventos Sísmicos	Magnitudes Menores a 8.0. No especifica la fuente sismogénica.	Sismos generados en zona de subducción
Cantidad de registros sísmicos	348 registros sísmicos naturales y 6 registros sintéticos	810 registro de sismos de subducción

De acuerdo con la Tabla 5.6 se puede observar que el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ es un criterio basado en mayor procesamiento de registros sísmicos y además representa de forma más real el comportamiento sísmico de la masa deslizante en cuestión, pues parte de un modelo de bloques deslizantes deformables acoplados Stick-Slip no lineal (ofrece una representación más realista de la respuesta dinámica de la estructura al tomar en cuenta la deformabilidad de la masa deslizante y considerar la ocurrencia simultánea de su respuesta dinámica no lineal y episodios de deslizamientos periódicos), considera su periodo degradado (pérdida de rigidez de

la estructura), utiliza el espectro de respuesta de aceleraciones en la base de la presa (en campo libre, lo que incluye información de la respuesta de sitio propia de la zona en estudio, por el contrario el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ toma un factor de amplificación de las aceleraciones de 3.0 lo que lo hace conservador) y además permite ingresar en el cálculo un desplazamiento máximo permisible que es definido por el ingeniero (serviciabilidad de la estructura). Por lo tanto, se recomienda utilizar el criterio de criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ para el cálculo de coeficiente sísmico pseudoestático ya que es de carácter más racional.

CONCLUSIONES

A partir del estudio realizado en el presente trabajo se llega a las siguientes conclusiones:

- La presa de relaves N°4A fue construida en el año 2010 y actualmente se encuentra operativa, el dique está conformado por material estéril y materiales de las canteras Misahuanca (gravas bien gradadas con arena) y de la cantera Chilcaymarca (baja permeabilidad), la corona del dique alcanza la cota 3810 m.s.n.m. y los niveles de relave en el vaso de la presa llegan hasta la cota 3803.70 m.s.n.m. con el espejo a una cota de 3803.85 m.s.n.m.
- La presa de relaves se encuentra en la etapa de operación y es clasificada como una presa de riesgo alto, esto en base a la evacuación de riesgo realizada por la minera y de acuerdo con la guía CDA (2014). Los criterios sísmicos de la guía sugieren un periodo de retorno correspondiente a $T_r=2475$ años para estas condiciones descritas.
- De acuerdo con las perforaciones realizadas MHKP09-01 y MHKP09-02. La presa de relaves N°4A esta cimentada en un depósito de suelo aluvial de una potencia de aproximadamente 60.00 m. Los suelos que predominan en la zona son depósitos aluviales (Q-al) compuestos en su mayoría por gravas y arenas. Por debajo del depósito de suelo se encuentra la roca madre identificada como el Grupo Andagua (Qr-a) y el complejo Sarpane (Tm-cs).
- El estudio de peligro sísmico elaborado por ZER (2017)⁽⁷²⁾ fue realizado para un sitio Tipo B (según IBC, 2015) o suelo S1 (según norma E.030, 2019), con el modelo sismotectónico propuesto por Aguilar et al. (2017) y consta de 04 fuentes de subducción interfase, 04 fuentes de subducción intraplaca intermedia, 05 fuentes de subducción intraplaca profunda y 05 fuentes corticales. Dicho modelo fue caracterizado considerando una completitud del catálogo hasta enero del 2016.

- Del análisis de desagregación del estudio de peligro sísmico, se desprende que los sismos de mecanismo de subducción intraplaca son los mayores contribuyentes al peligro sísmico para un rango de 6.8 a 7.8 Mw a distancias que fluctúan alrededor de 105 a 135 Km del sitio de la presa de relaves.
- En la presa de relaves existen investigaciones geotécnicas que involucran perforaciones, calicatas y ensayos de penetración NALPT previa a la construcción de la presa de relaves (2010). También se tiene información de investigación geotécnica más actual realizada en las zonas superficiales del dique correspondiente a años recientes.
- Las perforaciones MHKP09-01 y MHKP09-02 muestran la profundidad de la roca, esto es concordante con los ensayos geofísicos realizados MAM-10 y MAM-12 respectivamente.
- El registro de perforaciones indica que el depósito de suelo está conformado por suelos gravosos. Para las propiedades dinámicas de estos suelos se usaron las curvas propuestas por Menq (2003)⁽⁴⁵⁾.
- La exploración geofísica elaborada por ZER (2018)⁽⁷³⁾ consistió en la ejecución de veintinueve (29) sondajes MASW y doce (12) sondajes MAM. Según las velocidades de corte presentada en los resultados de las exploraciones geofísicas se concluye que el suelo de fundación corresponde a un suelo Tipo C (según IBC, 2015).
- A partir de los ensayos de laboratorio estándar se puede concluir que el D_{50} de los suelos presentes oscilan entre 6 a 9 mm, este valor permitió definir el factor de correlación entre el ensayo NALPT y SPT con un factor de 1.25. (Daniel y Howie, 2009)⁽²⁰⁾.

- De acuerdo con las correlaciones de Hatanaka y Uchida (1996) se puede observar que el ángulo de fricción oscila entre 37 a 42 grados para los suelos que conforman el depósito aluvial que se encuentra por debajo de la presa de relaves N°4A.
- De acuerdo con el estudio de peligro sísmico por ZER (2017), el PGA obtenido para suelo Tipo B (según IBC, 2015) para un periodo de retorno $T_r=2475$ años corresponde a un $PGA=0.573g$.
- Se utilizaron un total de 14 registros sísmicos para realizar el ajuste espectral al espectro objetivo con un periodo de retorno de $T_r=2475$ años obtenido del espectro de peligro uniforme (EPU) presentado en el estudio de peligro sísmico.
- En el caso de estudio; la presa de relaves se encuentra en un depósito de suelo aluvial que de acuerdo con la caracterización geotécnica ha sido dividido en tres (03) unidades geotécnicas (UG-DR4A-II, UG-DR4A-III y UG-DR4A-IV) conformado principalmente por arena con limos y grava, grava limosa con arena, de compacidad muy denso. Seguidamente en las profundidades se tiene la presencia del basamento rocoso caracterizado en dos (02) unidades geotécnicas (UG-DR4A-V y UG-DR4A-VI) que corresponden a andesitas basálticas del grupo Andagua diferenciadas principalmente por el índice RMR mala y buena respectivamente
- Las unidades geotécnicas fueron discretizadas de manera que, en todas las capas, la frecuencia máxima tenga un mínimo de 30 Hz (Hashash, 2020)⁽³³⁾. Esto conllevó a que la columna de suelo 1D se dividiera en 15 subcapas de suelo.
- De acuerdo con los registros piezométricos de la zona se consideró un nivel freático en la interfase de las unidades geotécnicas UG-DR4A-II y UG-DR4A-III.

- El espectro promedio de la columna analizada, que representa la demanda sísmica en el depósito de relave N°4A corresponde al que se obtuvo en la superficie de la cimentación y se muestra en el Anexo 3.2.6. El espectro promedio de la columna presenta amplificaciones respecto al espectro objetivo ($T_r=2475$ años) en un orden máximo de 1.54 para periodos de 0.30 a 3.00 s. Para periodos menores a 0.30 s, en general, no se observa una amplificación de las aceleraciones espectrales. En la Figura 4.3 se puede observar que existe compatibilidad con los espectros de respuesta presentados para suelos granulares profundos (>60.00 m) por Seed e Idriss (1983)⁽⁶¹⁾ que se muestran en la Figura 4.4.
- De acuerdo con el reglamento nacional de edificaciones y a la norma técnica E030-Diseño sismorresistente (2019)⁽⁵¹⁾, se calculó el espectro de respuesta de diseño de la norma en función a la ubicación y al tipo de suelo (S_2), y se utilizó un factor $U=1.5$ con la finalidad de que convierta el espectro de $T_r=475$ años al periodo de retorno de $T_r=2475$ años. Finalmente, se observa que el espectro de diseño de la norma es conservador respecto de los espectros obtenidos en el análisis de respuesta de sitio no lineal y el espectro objetivo del EPU, los dos para $T_r=2475$ años respectivamente.
- De acuerdo con el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ el análisis pseudoestático puede ser ejecutado con un coeficiente sísmico calculado como la mitad del PGA. Con base en lo descrito anteriormente, el coeficiente sísmico adoptado para el análisis pseudoestático de la presa de relaves es de $K_s=0,287g$.
- Para calcular el coeficiente sísmico por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ se usó la envolvente de espectros de respuesta de salida promedio del análisis de respuesta no lineal de cada uno de los registros sintéticos. De acuerdo con el criterio se obtuvo un coeficiente sísmico de $K_s=0.172 g$.

- Se realizó los análisis pseudoestáticos de la presa de relaves en condiciones de operación usando los dos coeficientes sísmicos, obteniéndose factores de seguridad respectivamente de 0.983 y 1.23 para los criterios de la Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ y Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ respectivamente.
- Los resultados de los análisis de estabilidad global indican que bajo carga sísmica para un periodo de retorno de 2475 años, se observa que por criterio de la Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ el valor del factor de seguridad (F.S.=0.983) está por debajo de la unidad lo que hace concluir que no se cumpliría con los criterios de diseños establecidos.
- Por el otro lado el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ el factor de seguridad (F.S.=1.23) está por encima de la unidad lo que hace concluir que, si se está cumpliendo con los criterios de diseños establecidos, esto significa que el coeficiente sísmico de diseño estimado en $K_s = 0.172$ y con las propiedades de resistencia dinámica estimadas produce un $FS > 1$, por lo que el desempeño sísmico probable del talud se considera aceptable para las condiciones establecidas.
- Realizar análisis pseudoestáticos a presas de relaves con el criterio de Hynes - Griffin y Franklin (1984)⁽³⁵⁾ conlleva a coeficientes sísmicos altos y a escenarios muy conservadores para el diseño sísmico. Por otro lado, el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ conlleva a coeficientes sísmicos más bajos, es más racional y por lo tanto es el más adecuado para la elección de un coeficiente sísmico para los análisis pseudoestáticos de presas de relaves.

RECOMENDACIONES

- Para casos de presas de relaves existentes se deben realizar una revisión de los planos Asbuilt para poder mapear los materiales que conforman los rellenos controlados ya que no siempre lo que se proyecta se ejecuta en campo. Además, los suelos removidos y posiblemente mejorados en la fundación solo se pueden apreciar en estos planos finales.
- Se recomienda utilizar la guía de CDA (2014)⁽¹⁷⁾ para clasificar las presas de relaves, esto conllevará a definir los criterios sísmicos. Sin embargo; es importante mencionar que este análisis debe ser complementado con un modelamiento ruptura de presa.
- Se debe tener mucho cuidado en la generación de acelerogramas sintéticos, ya que el escalamiento y el ajuste espectral puede llevar consigo modificaciones muy drásticas a los registros originales, lo que podría ser contraproducente para el análisis de respuesta de sitio y por consiguiente en el cálculo de coeficiente sísmico pseudoestático por el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾ en este caso de estudio.
- Se recomienda contar con estudios de peligro sísmico tomando en consideración a la clasificación del suelo (según IBC, 2015) que subyace la estructura a analizar, en caso el estudio sea realizado en roca se debe tener una caracterización adecuada de los suelos (ensayos geofísicos) que se encuentran por encima, de esta manera se puede realizar análisis de respuesta sísmica y conocer el espectro de respuesta en superficie donde se emplazará la estructura.
- Finalmente, el presente trabajo recomienda para el estado actual de la práctica de los diseños sísmico de presas de relaves que no presenten licuación dinámica o ablandamiento cíclico (pérdida de resistencia del material), usar el criterio de Bray et al. (2017)⁽¹⁴⁾, que es un método más racional y además usa

como base todas las consideraciones del cálculo de los DPIS por Bray y Travarrou (2017)⁽¹²⁾.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 Abrahamson, N.A, 1992. Non-stationary spectral matching, Seismol. Res. Lett. 63, 30.
- 2 Abrahamson, N. A., Silva, W. J., y Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions. Earthquake Spectra, 30(3), pp. 1025-1055.
- 3 Abrahamson. N., Gregor. N., & Addo. K. (2015), "BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes", Earthquake Spectra Journal of the Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 32, N° 1, pp. 23-44.
- 4 Aguilar et al. (2017) "Probabilistic Seismic Hazard Assessment in the Peruvian Territory", 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago de Chile, Chile.
- 5 Anddes Asociados S.A.C (2017), Estudio de estabilidad física y química de Presas y DME, R4 y R4A – Unidad Minera Orcopampa, 2017, Lima , Perú
- 6 AMPHOS 21 Consulting Perú S.A.C. (2016), Estudio Hidrológico e Hidrogeológico – Modificatoria EIA, Informe Final, Febrero, 2016, Lima, Perú.
- 7 Aracena, J. & Germoso, C. "Respuesta sísmica local de la presa Las Dos Bocas utilizando un análisis no lineal", Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones, Vol. 2, No. 1, 2019.
- 8 American Society of Civil Engineers - Structural Engineering Institute (2017), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"
- 9 Berrocal J., Deza E. y Shikiya J. (1975), Estudio de Sismicidad para el Proyecto de Derivación del Río Mantaro a Lima. Informe del Instituto Geofísico del Perú a ELECTROPERU S.A. 14. Bishop, A.W. (1955). The use of slip circle in the stability of slopes. Geotechnique 5(1): 7-17.
- 10 Bishop, A.W. (1955). The use of slip circle in the stability of slopes. Geotechnique 5(1): 7-17.
- 11 Bray J. D. (2014). Seismic Slope Displacement Analysis. Seminario en el colegio de Ingenieros, Lima, Perú, noviembre.

- 12 Bray J.D., y Travarasrou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(4), 381-392.
- 13 Bray J.D., y Travarasrou, T. (2009). Pseudo static coefficient for use in simplified seismic slope stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 121(2), 139-151.
- 14 Bray J.D., y Macedo J.L. and Travarasrou, T. (2017). Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, ISSN 1090-0241.
- 15 Campbell KW, Bozorgnia Y (2013). NGA-West2 Campbell & Bozorgnia Ground Motion Model for the Horizontal Components of PGA, PGV, and 5%-Damped Elastic Pseudo-Acceleration Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 sec, PEER Report 2013/06.
- 16 CDA (Canadian Dam Association), 2013. *Dam Safety Guidelines 2007 (Revised, 2013)*.
- 17 CDA (Canadian Dam Association), 2014. *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dam*.
- 18 Castillo J., y Alva J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Diciembre.
- 19 Chugh, A.K. (2003). On the boundary conditions in slope stability analysis. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 27: 905-926.
- 20 Daniel, C.R. and Howie, J.A. 2009. SPT-LPT Correlation with Consideration of Grain Size Effects, *GeoHalifax*: 591-597.
- 21 Dakoulas, P. y Gazetas, G. (1986). Seismic Shear Strains and Seismic Coefficients in Dams and Embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 2, pp. 75-83.

- 22 Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Ph.D. dissertation. University of Texas at Austin. Austin. Texas.
- 23 Duncan, J.M. y Wright, S.G. (2005). Soil strength and slope stability. Hoboken, New Jersey. John Wiley.
- 24 Federal Highway Administration (FHWA) (2011). LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations.
- 25 Fellenius, W. (1927). Erdstatische berechnungen mit reibung und kohasion. Berlín.
- 26 Gamarra, C. A. (2010). Nuevas Fuentes Sismogénicas para la Evaluación del Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- 27 Griffiths, O.V. y Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49, no.3, pp.387-403.
- 28 Griffiths, O.V. y Marquez, R.M. (2007). Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Geotechnique*, 57, no.6, pp. 537- 546.
- 29 Groholski, D.R., Hashash, Y., Musgrove, M., Harmon, J. & Kim, B. "Evaluation of 1-D Non-linear Site Response Analysis using a General Quadratic/Hyperbolic Strength-Controlled Constitutive Model", 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, New Zealand, 2015
- 30 Hatanaka, M. and Uchida, A. "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils," *Soils Found.*, vol. 36, no. 4, pp. 1-9, 1996.
- 31 Hancock, J., Watson-Lamprey, J.A., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E. and Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10: Special Issue 1, pp. 67- 89.

- 32 Harmon J.A. (2017). Nonlinear Site Amplification Functions for Central and Eastern North America, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, IL.
- 33 Hashash, Y. M. A. y otros, 2020. DEEPSOIL 7.0, User Manual. Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign: s.n
- 34 Hayashi, K. (2003), "Data Acquisition and Analysis of Active and Passive Surface Wave Methods". Short Course - SAGEEP 2003.
- 35 Hynes-Griffin, M. E., and Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method, Miscellaneous Paper GL-84-13, Geotechnical Laboratory. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi.
- 36 International Building Code (2015). 2015 International Building Code. International Code Council, INC (ICC) - USA.
- 37 Jaky, J., 1948. Pressure in silos. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 103–107
- 38 Kavazanjian E. Jr. (2013). Evaluating the seismic coefficient far slope stability analyses. School os Sustainable for the Built Environment, Arizona State University.
- 39 Knight Piésold Consultores S.A. (2010), Investigación Geotécnica de los Depósitos de Relaves 4A y 5, Informe Final, Abril, 2010, Lima, Perú.
- 40 Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
- 41 Krinitzsky, E. L., Gould, J. P. y Edinger, P. H. (1993). Fundamentals of Earthquake-Resistant Construction, John Wiley and Sons, New York.
- 42 Lilhanand, K. & Tseng, W. "Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra, Ninth World Conf. Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol 2, 819-824, 1988.

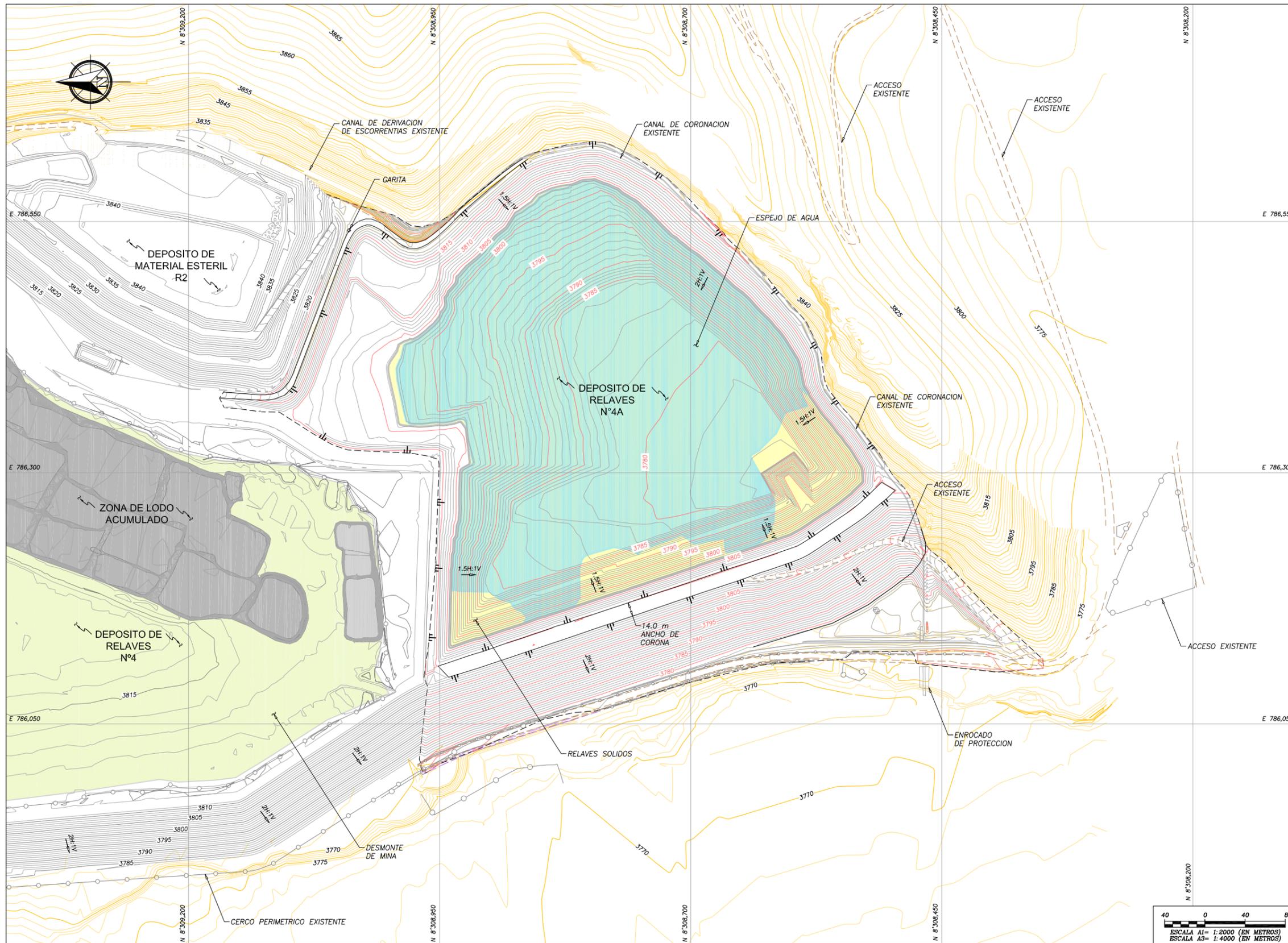
- 43 Marcuson, W. F. (1981). Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3, 1175
- 44 Masing, G. "Eigenspannungen und Verfestigung Beim Masing", Proceedings Second International Congress of Applied Mechanics, pp. 332-335, 1926.
- 45 Menq, F.Y. (2003). Dynamic properties of sandy and gravelly soils. Ph.D. Dissertation. University of Texas at Austin. Austin. Texas.
- 46 Morgenstern, N.R. y Price, V.W. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15(1): 79-93.
- 47 National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (2008). Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments.
- 48 Negrón Chavez, J. "Análisis de respuesta sísmica y cálculo de desplazamientos permanentes incluidos por sismo en una pila de lixiviación", Trabajo de Suficiencia Profesional, Universidad Nacional de Ingeniería, 2015
- 49 Newmark N. M (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. Fifth Rankine Lecture, 1965, pp. 139 -160.
- 50 Noda, S. y Uwave (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywalls. 6th world conference on earthquake engineerin. New Delhi. India.
- 51 Norma Técnica Peruana NTP E030 (2019)., EL PERUANO, Enero, Lima, Peru.
- 52 Oldecop, L. & Rodríguez R. "Mecanismos de falla de las presas de residuos mineros", Universidad Nacional de San Juan, Argentina, Facultad de Ciencias, Universidad de Girona, España, Ingeniería Civil 148/2007, pp. 181-189, 2007.
- 53 OSINERGIM, "Acta de Supervisión Operativa", Orcopampa, 2018.

- 54 Ohsaki, Y. (1976). Introduction to the spectral analysis of seismic motion, Kajima (in Japanese).
- 55 Park, C.B., R. D. Miller, and J. Xia, Julian M. (1999), Multichannel Analysis of Surface Waves to Map Bedrock, Kansas Geological Survey. Lawrence, Kansas, USA.
- 56 Pérez K. (2017). Análisis de desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante métodos simplificados en pilas de lixiviación, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 57 Sadigh K. Chang C., Egan J., Makdisi F., y Youngs R. R. (1997). Attenuation Relationship for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data. Seismological Research Letters, Volume 68, Number 1, January/February.
- 58 Saragoni, R. (1993). Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. 6tas Jornadas Chilenas Martínez, R., Barrera, S. y Gómez, P. (2011). Obras y Proyectos 9, 30-37 37 de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol. 2, 165- 178
- 59 Seed H.B. (1979). Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams. Geotechnique, Vol. 29, No 3 pp. 215-263.
- 60 Seed, H. B., y Martín, G. R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92(sm3), 25-58.
- 61 Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1983). Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquake, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- 62 Seed, R. B., Dickenson, S. y Mok., C.M. (1991). Seismic response analyses of soft and deep cohesive sites: a brief summary of recent lessons. Proceedings of the 1 st Annual CAL TRANS Seismic Research Seminar, California Department of Transportation (CAL TRANS), Sacramento, California.
- 63 Soto Huamán, J. "Evaluación de espectros de respuesta mediante el análisis de respuesta de sitio unidimensional en siete distritos de Lima", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, 2016.

- 64 Spencer, E. (1967). A method for analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique* 17(1): 11-26.
- 65 Taniguchi, E., Sasaki, Y. (1986). Back analysis of landslide due to Naganoken Seibu Earthquake of September 14, 1984. Proceedings, XI ISSMFE Conference, Session 7B, San Francisco, California, University of Missouri, Rolla
- 66 Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, Hoboken, NJ.
- 67 Terzaghi, K. (1950). Mechanism of Landslides, Application of Geology to Engineering Practice. Berkeley Volume, Geological Society of America (GSA), 83-123.
- 68 U.S. Army Corps of Engineers (1970). *Engineering and Design: Stability of Earth and Rock-Fill Dams*, Engineer Manual EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, Washington, DC, April.
- 69 Wells, D. L., and K. J. Coppersmith. 1994. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84, 4, 974-1002.
- 70 Youngs, R. R., Chiou. S. J., Silva, W. J. y Humprey, J. R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*, Vol. 68, Numb. 1, Pp. 58 - 73, USA.
- 71 Zhao, J., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., y Oouchi, T. (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96, No. 3, pp. 898 - 913, June 2006, doi: 10.1785/0120050122
- 72 ZER Geosystem Perú S.A.C. (2017), *Estudio de Peligro Sísmico para la Unidad Minera Orcopampa*, Informe Final, Noviembre, 2017, Lima, Perú.
- 73 ZER Geosystem Perú S.A.C. (2018), *Investigación Geofísica por el método del MASW y MAM para el recrecimiento en diques de contención - Orcopampa*, Informe Final, Septiembre, 2018, Lima, Perú.

ANEXOS

ANEXOS 01: PLANOS



SIMBOLOGIA:

	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITOS CERCANOS
	ACCESO EXISTENTE
	LIMITE DE CONSTRUCCION DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
	ESTRUCTURAS EXISTENTES
	CERCO PERIMETRICO EXISTENTE
	TALUD
	RELAVE SOLIDO
	ZONA DE LODO ACUMULADO - DEPOSITO R4
	DESMONTE DE MINA - DEPOSITO R4
	ESPEJO DE AGUA

CARACTERISTICAS DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A

1. DEPOSITO DE RELAVES N°4A	
DESCRIPCION	VALOR
ELEVACION ACTUAL	3810 msnm
AREA DE ESPEJO DE AGUA	111,307.47 m ²
NIVEL DE ESPEJO DE AGUA	3803.85 msnm

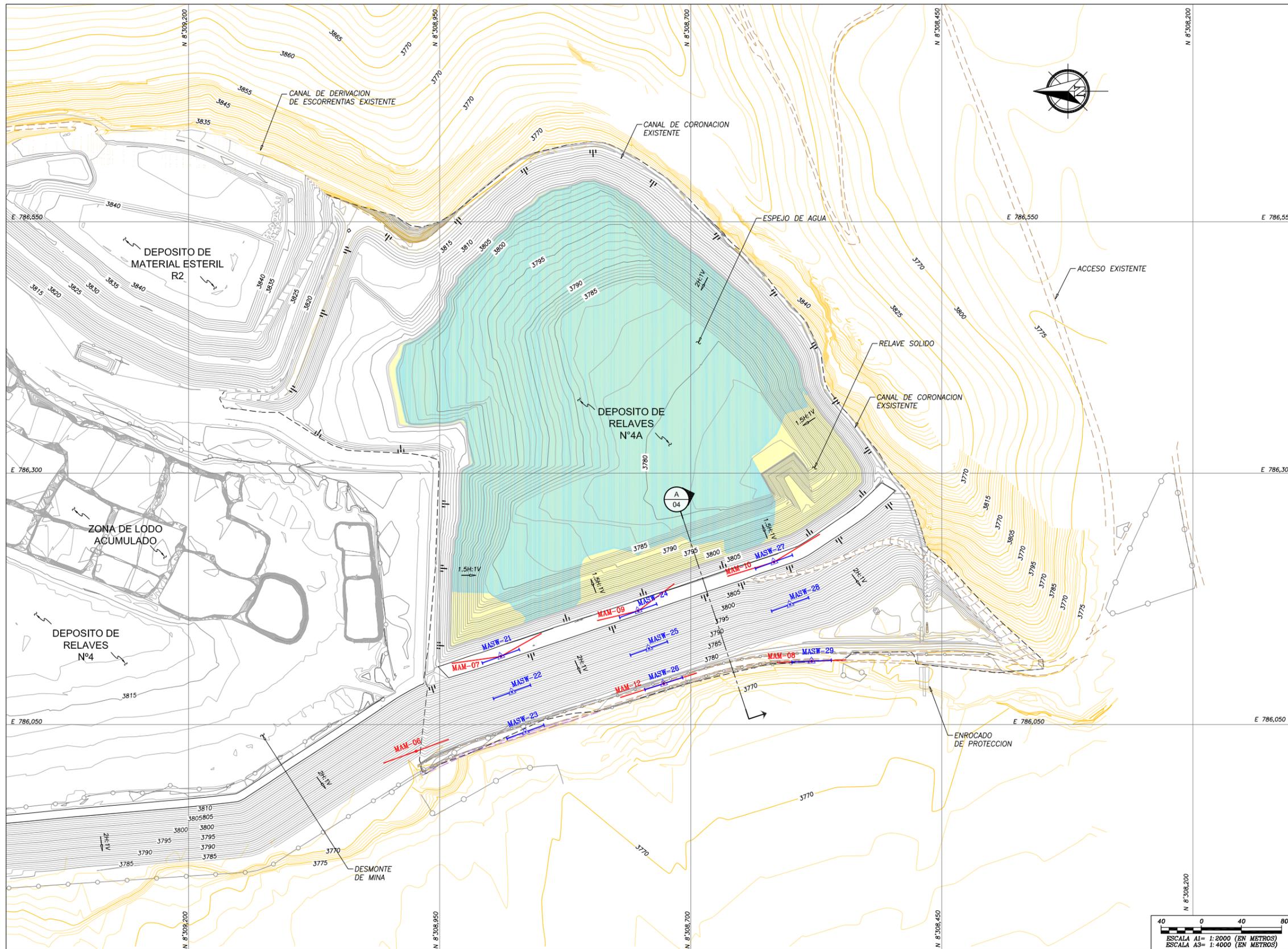
REFERENCIA:
LA INFORMACION DE CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE MOSTRADAS, SE ENCUENTRAN EN EL SISTEMA DE COORDENADAS WGS 84 (UTM ZONA 18 SUR) ACTUALIZADAS EN ABRIL DEL 2018.

PLANTA GENERAL

NOTAS:

1. LAS UNIDADES DE LOS PLANOS ESTAN EN EL SISTEMA INTERNACIONAL.

ESTADO DE REVISION DE PLANOS		REVISADO POR: JAS/FG	PROYECTO: CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO
		APROBADO POR CLIENTE: CMB	PLANO: ARREGLO GENERAL
		DISEÑO: LL	CAD: JS
		ARCHIVO: ANEXO 1.1	CODIGO: ANEXO 1.1
Emission	Fecha	Descripción	REV. No A



SIMBOLOGIA:

- CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
- CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
- ACCESO EXISTENTE
- LIMITE DE CONSTRUCCION DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
- CANAL EXISTENTE
- CERCO PERIMETRICO EXISTENTE
- TALUD
- ESTRUCTURAS PROYECTADAS
- RELAVE SOLIDO
- ESPEJO DE AGUA
- ENSAYOS MASW (SETIEMBRE 2018) (VER TABLA 1)
- ENSAYOS MAM (SETIEMBRE 2018) (VER TABLA 2)

TABLA 1
ENSAYOS MASW
(MARZO 2018)

CALICATA	ESTE	NORTE
MASW-21	786,121.02	8,308,890.93
MASW-22	786,082.51	8,308,877.97
MASW-23	786,042.80	8,308,864.60
MASW-24	786,165.90	8,308,755.02
MASW-25	786,125.75	8,308,741.65
MASW-26	786,121.02	8,308,728.58
MASW-27	786,211.79	8,308,617.13
MASW-28	786,169.52	8,308,601.09
MASW-29	786,113.11	8,308,579.69

TABLA 2
ENSAYOS MAM
(MARZO 2018)

CALICATA	ESTE	NORTE
MAM-06	786,023.53	8,309,973.39
MAM-07	786,121.02	8,308,890.93
MAM-09	786,165.90	8,308,755.02
MAM-10	786,211.79	8,308,617.13
MAM-12	786,121.02	8,308,728.58

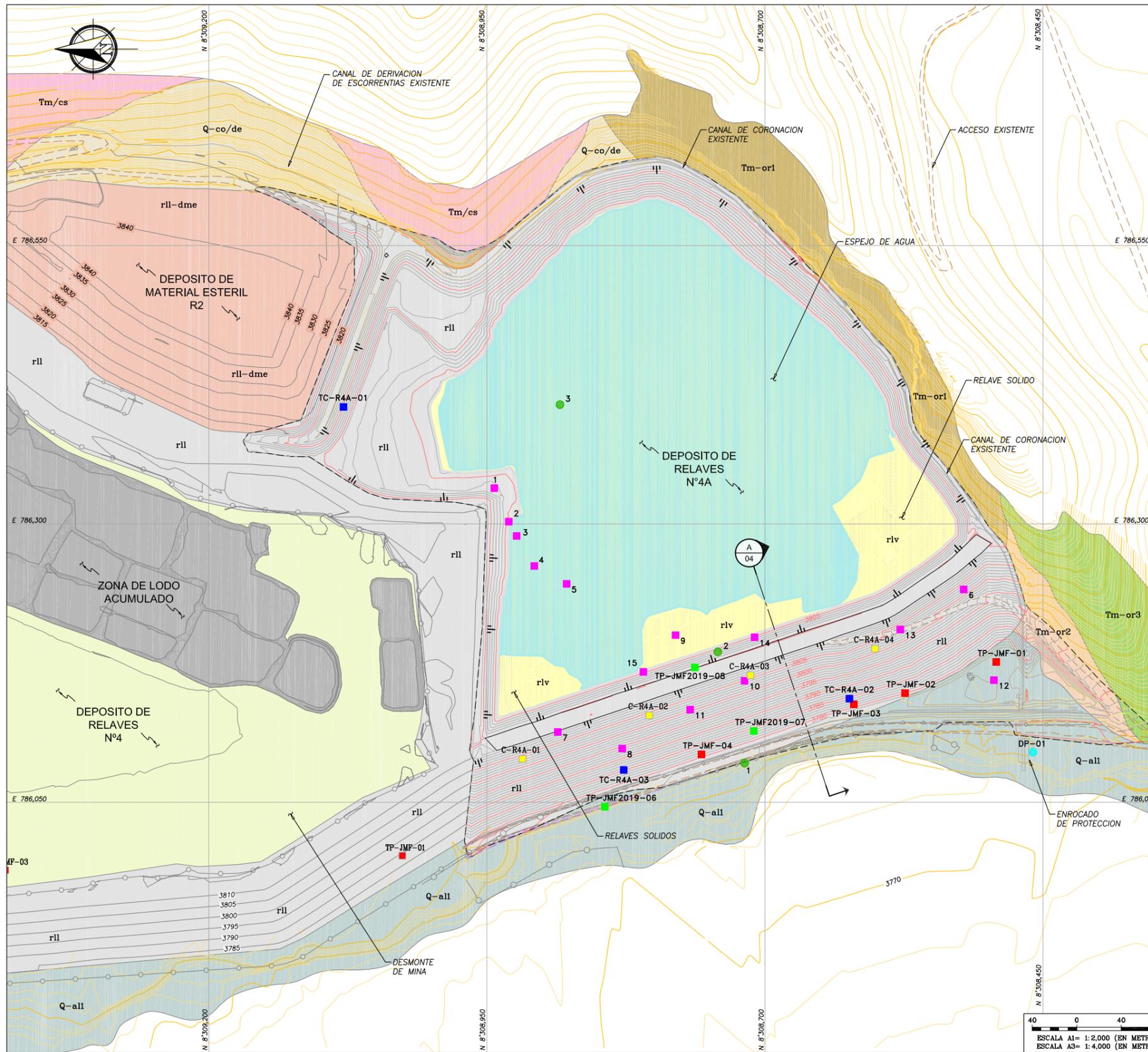
REFERENCIA:
LA INFORMACION DE CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE MOSTRADAS, SE ENCUENTRAN EN EL SISTEMA DE COORDENADAS WGS 84 (UTM ZONA 18 SUR) ACTUALIZADAS EN ABRIL DEL 2018.

PLANTA GENERAL

NOTAS:

1. LAS UNIDADES GEOTECNICAS MOSTRADAS SE BASAN EN INFORMACION EXISTENTE DEL PROYECTO.
2. LA SECCION TRANSVERSAL A-A SE ENCUENTRA EN LA FIGURA 4.

ESTADO DE REVISION DE PLANOS		REVISADO POR:	PROYECTO:
		JAS/FG	CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO
		APROBADO POR CLIENTE:	PLAN:
		CMB	PLANO DE EXPLORACION GEOFISICA PLANTA
		DISEÑO: CAD:	CODIGO:
		LL JS	ANEXO 1.2
Emision	Fecha	Archivo:	REV. No
		ANEXO 1.2	A



UNIDADES GEOLOGICO-GEOTENICAS	
rlv	CUATERNARIO DEPOSITO DE RELAVE; CAPAS DE ARENA FINA LIMOSA EN ALTERNANCIA CON LIMO ARENOSO A ARCILLOSO, DE COMPACTAD SUelta A MEDIANAMENTE Densa, CONSISTENCIA BLANDA A RIGIDA RESPECTIVAMENTE, GRIS CON TONOS BLANQUECINOS A AMARILLO.
rll	RELLENO ARTIFICIAL; CAPAS DE ARENA LIMOSA CON GRAVA, CON LENTES DE ARENA ARCILLOSA (RELAVE), DE COMPACTAD MEDIANAMENTE Densa, MARRON.
rl-dme	DEPOSITO DE MATERIAL ESTERIL
Q-co/de	DEPOSITOS COLUVIALES; FRAGMENTOS ANGULOSOS A SUBANGULOSOS EN MATRIZ LIMO ARENOSO, MEDIANAMENTE DensO, MARRON.
Q-all	DEPOSITOS ALUVIALES 1; GRAVAS ARENOSAS Y ARENAS LIMOSAS CON GRAVA, BOLONES, MEDIANAMENTE Densa A MUY Densa, GRIS CON TONOS MARRONES.
Tm/cs	TERCIARIO COMPLEJO SARPANE; DOMOS, DIQUES DE COMPOSICION DACITICA HA ANDESITICA, PORFIRITICA, GRIS A GRIS VERDOSO-GRIS PURPURA, LIGERA A MODERADA METEORIZACION, RESISTENCIA ALTA.
Tm-or3	FORMACION ORCOPAMPA 3 - VOLCANICO SANTA ROSA TUDELA; CALIZAS E IGNIMBRITAS, GRIS DE TONO AZULINO A CLARO, LIGERA A MODERADAMENTE METEORIZADOS, RESISTENCIA MUY ALTA.
Tm-or2	FORMACION ORCOPAMPA 2 - VOLCANICO SANTA ROSA TUDELA; BRECHAS CON VETILLAS DE CUARZO, GRIS CON TONALIDADES VERDES Y AMARILLENAS, LIGERA A MODERADAMENTE METEORIZADAS, RESISTENCIA ALTA.
Tm-or1	FORMACION ORCOPAMPA 1 - VOLCANICO SANTA ROSA TUDELA; AGLOMERADOS Y TOBAS, CON DIQUES Y CAPAS DE COMPOSICION ANDESITICA A DACITICA, GRANO MEDIO A GRUESO, GRIS CON TONALIDAD BEIGE, METEORIZACION MODERADA A INTENSA, RESISTENCIA ALTA A MUY ALTA.

SIMBOLOGIA:	
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITOS CERCANOS
	ACCESO EXISTENTE
	LIMITE DE CONSTRUCCION DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
	CANAL EXISTENTE
	CERCO PERIMETRICO EXISTENTE
	TALUD
	ESTRUCTURAS PROYECTADAS
	ESPEJO DE AGUA
	ZONA DE LODO ACUMULADO - DEPOSITO R4
	DESMONTE DE MINA - DEPOSITO R4
	LINEA DIVISORA DE UNIDADES GEOTECNICAS
	C-R4A-01 CALICATA REALIZADA POR JMF (MARZO 2021) (VER TABLA 1)
	TP-JMF-01 CALICATA REALIZADA POR JMF (JUNIO 2019) (VER TABLA 2)
	TC-R4A-01 CALICATA REALIZADA POR JMF (NOVIEMBRE 2015) (VER TABLA 3)
	TP-JMF-01 CALICATA REALIZADA POR JMF (OCTUBRE 2014) (VER TABLA 4)
	DP-01 PUNTO DE MONITOREO DE AGUA REALIZADO POR JMF (OCTUBRE 2014) (VER TABLA 5)
	1 CALICATA REALIZADA POR KNIGHT PIESOLD (MAYO-JULIO 2009), PREFIJO MHKP09-CA- (VER TABLA 6)
	1 PERFORACION REALIZADA POR KNIGHT PIESOLD (MAYO-JUNIO 2009), PREFIJO MHKP09- (VER TABLA 7)

CALICATA	NORTE	ESTE
C-R4A-01	8'308,918.00	786,089.00
C-R4A-02	8'308,804.00	786,128.00
C-R4A-03	8'308,713.00	786,164.00
C-R4A-04	8'308,601.00	786,188.00

MUESTRA	NORTE	ESTE
TP-JMF2019-06	8308844.00	786046.00
TP-JMF2019-07	8308710.00	786114.00
TP-JMF2019-08	8308763.00	786171.00

CALICATA	NORTE	ESTE
TC-R4A-01	8'309,079.00	786,405.00
TC-R4A-02	8'308,624.00	786,143.00
TC-R4A-03	8'308,827.00	786,079.00

CALICATA	NORTE	ESTE
TP-JMF-01	8'308,492.00	786,176.00
TP-JMF-02	8'308,574.00	786,148.00
TP-JMF-03	8'308,620.00	786,138.00
TP-JMF-04	8'308,757.00	786,093.00

PERFORACION	NORTE	ESTE
DP-01	8'308,459.00	786,095.00

CALICATA	NORTE	ESTE
MH-KP09-CA-1	8'308,943.00	786,332.12
MH-KP09-CA-2	8'308,930.30	786,302.12
MH-KP09-CA-3	8'308,923.27	786,289.12
MH-KP09-CA-4	8'308,907.30	786,262.12
MH-KP09-CA-5	8'308,878.30	786,246.12
MH-KP09-CA-6	8'308,521.30	786,241.12
MH-KP09-CA-7	8'308,886.30	786,113.12
MH-KP09-CA-8	8'308,828.00	786,098.12
MH-KP09-CA-9	8'308,780.30	786,200.12
MH-KP09-CA-10	8'308,718.30	786,159.12
MH-KP09-CA-11	8'308,767.30	786,133.12
MH-KP09-CA-12	8'308,494.15	786,159.73
MH-KP09-CA-13	8'308,578.30	786,205.12
MH-KP09-CA-14	8'308,709.30	786,198.12
MH-KP09-CA-15	8'308,809.30	786,167.12
MH-KP09-CA-16	8'308,279.30	786,151.12

REFERENCIA:
LA INFORMACION DE CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE MOSTRADAS, SE ENCUENTRAN EN EL SISTEMA DE COORDENADAS WGS 84 (UTM ZONA 18 SUR) ACTUALIZADAS EN ABRIL DEL 2018.

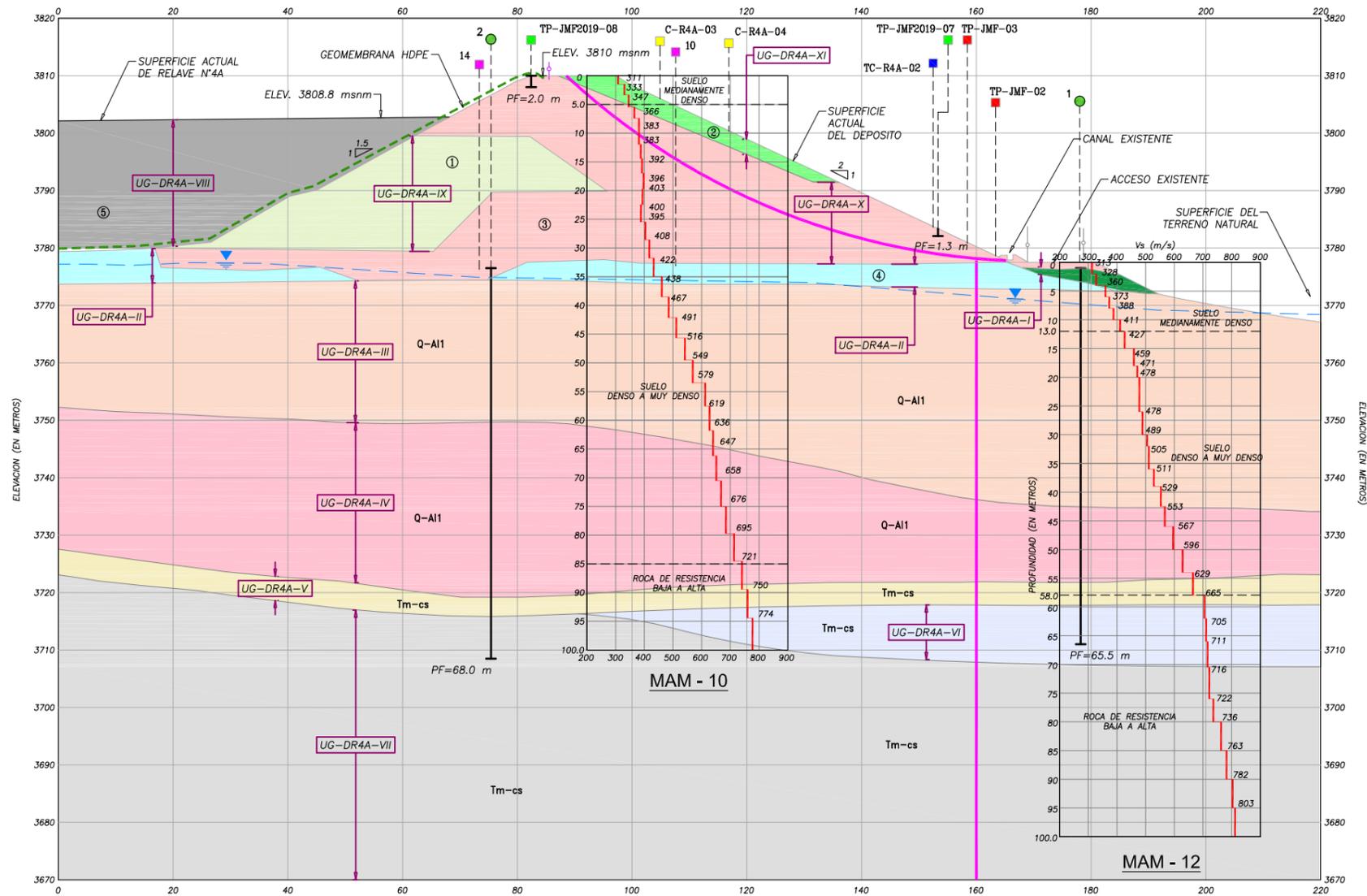
PLANTA GENERAL

NOTAS:

1. LAS UNIDADES GEOTECNICAS MOSTRADAS SE BASAN EN INFORMACION EXISTENTE DEL PROYECTO.
2. LA SECCION TRANSVERSAL A-A SE ENCUENTRA EN EL PLANO 04.

PERFORACION	NORTE	ESTE
MHKP09-1	8'308,718.30	786,085.12
MHKP09-2	8'308,742.30	786,185.12
MHKP09-3	8'308,884.30	786,407.12

ESTADO DE REVISION DE PLANOS		REVISADO POR:	PROYECTO:
		JAS/FG	CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO
		APROBADO POR CLIENTE:	PLANOS:
		CMB	PLANO GEOLOGICO PLANTA
		DISEÑO: LL CAD: JS	CODIGO:
		ARCHIVO: ANEXO 1.3	ANEXO 1.3
Emission	Fecha	Descripción	REV. No
			A



A SECCION GEOTECNICA - DIQUE DE CONTENCIÓN
02 DEPOSITO DE RELAVES N°4A

ESCALA A1= 1:500 (EN METROS)
 ESCALA A3= 1:1000 (EN METROS)

SIMBOLOGIA:	
	SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
	SUPERFICIE DEL TERRENO NATURAL EXISTENTE
	CONTACTO EXISTENTE
	CERCO PERIMETRICO
	LINEA DIVISORA DE MATERIALES
	NIVEL FREATICO
	CALICATA REALIZADA POR JMF (MARZO 2021)
	CALICATA REALIZADA POR JMF (JUNIO 2019)
	CALICATA REALIZADA POR JMF (NOVIEMBRE 2015)
	CALICATA REALIZADA POR JMF (OCTUBRE 2014)
	CALICATA REALIZADA POR KNIGHT PIESOLD (MAYO-JULIO 2009)
	PERFORACION REALIZADA POR KNIGHT PIESOLD (MAYO-JUNIO 2009)
	PROFUNDIDAD FINAL

UNIDADES GEOTECNICAS

- UG-DR4A-I** UNIDAD GEOTECNICA I (UG-DR4A-I): GRAVA LIMOSA Y ARENA LIMOSA CON GRAVA COMPACIDAD MEDIANAMENTE DENSA A SUELTA, GRIS A MARRON, HUMEDO, MATERIAL INADECUADO PARA FUNDACION.
- UG-DR4A-II** UNIDAD GEOTECNICA II (UG-DR4A-II): ARENA LIMOSA CON GRAVA, GRAVA LIMOSA-ARCILLOSA CON ARENA, COMPACIDAD DENSA (VALORES DE "N" DEL ENSAYO LPT VARIABLE ENTRE 22 Y 33), HUMEDA, MARRON. PERMEABILIDAD 1.81E-04 cm/s.
- UG-DR4A-III** UNIDAD GEOTECNICA III (UG-DR4A-III): ARENA CON LIMOS Y GRAVAS, GRAVA LIMOSA CON ARENA, DE COMPACIDAD MUY DENSA (VALORES DE "N" DEL ENSAYO LPT MAYOR QUE 48). HUMEDO, GRIS, PERMEABILIDAD ENTRE 1.22E-03 Y 9.94E-04 cm/s.
- UG-DR4A-IV** UNIDAD GEOTECNICA IV (UG-DR4A-IV): ARENA CON LIMOS-ARCILLA Y GRAVA, GRAVA LIMOSA CON ARENA Y ARENA CON GRAVA, DE COMPACIDAD MUY DENSA (VALORES "N" DEL ENSAYO LPT MAYOR DE 50); HUMEDO A SECO, GRIS A MARRON, PERMEABILIDAD ENTRE 3.98E-04 Y 2.82E-06 cm/s.
- UG-DR4A-V** UNIDAD GEOTECNICA V (UG-DR4A-V): ANDESITA BASALTICA CON OQUEDADES, GRIS A MARRON, MODERADA A ALTAMENTE METEORIZADA, RESISTENCIA ESTIMADA BAJA (5 A 20 MPa), RMR ENTRE 31 A 37, PERMEABILIDAD ESTIMADA MAYOR A 1E-03 cm/s.
- UG-DR4A-VI** UNIDAD GEOTECNICA VI (UG-DR4A-VI): ANDESITA BASALTICA CON OQUEDADES, GRIS, LIGERA A MODERADA METEORIZADA, RESISTENCIA ALTA (73.34 MPa), RMR 61, PERMEABILIDAD 2.64E-03 cm/s.
- UG-DR4A-VII** UNIDAD GEOTECNICA VII (UG-DR4A-VII): ANDESITA BASALTICA Y DACITA, GRIS CON TONOS VERDOSOS A MARRONES, LIGERA A MODERADAMENTE METEORIZADO, RESISTENCIA ALTA (MAYOR DE 71 MPa), RMR ENTRE 42 A 65, PERMEABILIDAD ENTRE 3.76E A 3.88E-05 cm/s.
- UG-DR4A-VIII** UNIDAD GEOTECNICA VIII (UG-DR4A-VIII): RELAVE CONSTITUIDO DE ARENA FINA LIMOSA EN ALTERNANCIA CON LIMO ARENOSO A ARCILLOSO, COMPACIDAD SUELTA A MEDIANAMENTE DENSA Y CONSISTENCIA BLANDA A RIGIDA RESPECTIVAMENTE (VALORES DE "N" DEL ENSAYO SPT VARIABLE ENTRE 3 Y 14), HUMEDO, BEIGE CLARO A BLANQUECINO, PERMEABILIDAD ENTRE 1.52E-05 Y 1.87E-08 cm/s.
- UG-DR4A-IX** UNIDAD GEOTECNICA IX (UG-DR4A-IX): MATERIAL DE DESMONTE Y/O RELLENO, CONSTITUIDO DE ARENA CON LIMOS, GRAVA Y BLOQUES, GRAVA LIMOSA CON ARENA DE COMPACIDAD MEDIANAMENTE DENSA (VALORES DE "N" DEL ENSAYO LPT VARIABLE ENTRE 11 Y 18); HUMEDO, MARRON; PERMEABILIDAD ENTRE 8.90E-05 Y 9.00E-05 cm/s. PRESENTA LENTES DE RELAVE.
- UG-DR4A-X** UNIDAD GEOTECNICA X (UG-DR4A-X): RELLENO CONTROLADO PROVENIENTE DE LA CANTERA MISAHUANCA. CONSISTEN ENGRAVAS SUBANGULOSAS TAMAÑO MÁXIMO DE 3".
- UG-DR4A-XI** UNIDAD GEOTECNICA XI (UG-DR4A-XI): RELLENO CONTROLADO PROVENIENTE DE LA CANTERA CHILCAYMARCA. MATERIAL CON CONTENIDO DE ARCILLAS CONSIDERADO COMO MATERIAL DE BAJA PERMEABILIDAD.

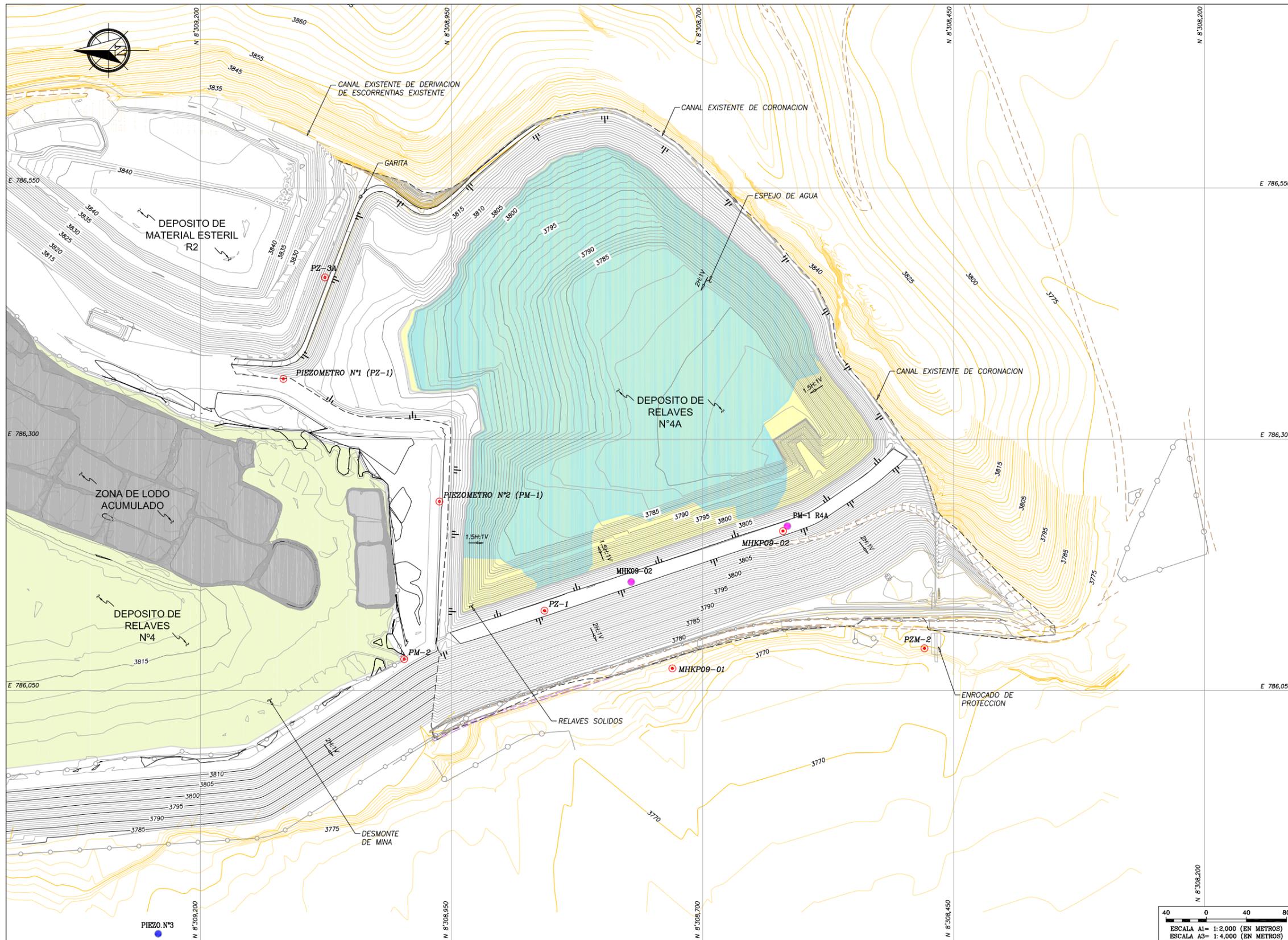
PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LOS MATERIALES				
TIPO DE MATERIAL	PESO ESPECIFICO (KN/M3)	C' (Kpa)	φ(°)	
UG-DR4A-I	TERRAZA ALUVIAL	18.0	0	35
UG-DR4A-II	FUNDACION - ALUVIAL	19.9	0	36
UG-DR4A-VIII	RELAVES DEPOSITADOS	15.0	0	28
UG-DR4A-IX	MATERIAL ESTERIL DE MINA	21.0	0	37
UG-DR4A-X	RELLENO COMÚN COMPACTADO	19.1	0	37
UG-DR4A-XI	BAJA PERMEABILIDAD	21.0	0	35

UNIDADES GEOTECNICAS	
DEPOSITO ALUVIALES	
Q-A11	ARENA CON LIMO Y GRAVA MUY DENSA
Q-A11	ARENA CON LIMO Y ARCILLA MUY DENSA
BASAMENTO ROCOSO-COMPLEJO SARPANE	
Tm-cs	ANDESITA BASALTICA MODERADA A MUY METEORIZADA
Tm-cs	ANDESITA BASALTICA LIGERA A MODERADAMENTE METEORIZADA
Tm-cs	ANDESITA BASALTICA Y DACITAS LIGERA A MODERADAMENTE METEORIZADA

NOTAS:

- EL MODELO GEOTECNICO SE REALIZO EN BASE A LA INFORMACION EXISTENTE DEL PROYECTO.
- LA UBICACION EN PLANTA DE LAS CALICATAS, PIEZOMETROS Y PERFORACIONES SE MUESTRAN EN LOS PLANOS 02 Y 05.
- LA SUPERFICIE APROXIMADA DE FUNDACION ES REFERENCIAL Y HA SIDO DETERMINADA SOBRE LA BASE DE UN NUMERO LIMITADO DE PERFORACIONES Y CALICATAS; POR LO QUE PODRIA VARIAR RESPECTO DE LAS CONDICIONES ENCONTRADAS EN CAMPO.

ESTADO DE REVISION DE PLANOS			REVISADO POR:	PROYECTO:
			JAS/FG	CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO
			APROBADO POR CLIENTE:	PLANOS:
			CMB	SECCION GEOLOGICO, GEOTECNICO Y GEOFISICO - SECCION
			DISEÑO:	CODIGO:
			LL	ANEXO 1.4
			CAD:	REV. No
			JS	A
			ARCHIVO:	
			ANEXO 1.4	
Emission	Fecha	Descripción		



SIMBOLOGIA:

- CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
- CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4
- CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL DEPOSITOS CERCANOS
- ACCESO EXISTENTE
- LIMITE DE CONSTRUCCION DEL DEPOSITO DE RELAVES N°4A
- CANAL EXISTENTE
- ESTRUCTURAS EXISTENTES
- CERCO PERIMETRICO EXISTENTE
- TALUD
- PIEZOMETRO EXISTENTE (VER TABLA 1)
- POZOS DE MONITOREO EXISTENTES (VER TABLA 2)
- RELAVE SOLIDO
- ZONA DE LODO ACUMULADO - DEPOSITO R4
- DESMONTE DE MINA - DEPOSITO R4
- ESPEJO DE AGUA

TABLA 1

UBICACION DE PIEZOMETROS EXISTENTES (2019)

PUNTO	NORTE	ESTE
MHKPO9-01	8'308,730.00	786,072.00
MHKPO9-02	8'308,619.00	786,208.00
PIEZOMETRO N°1 (PZ-1)	8'309,117.00	786,360.00
PM-2	8'308,479.00	786,092.00
PZ-1	8'308,857.00	786,129.00
PZ-3A	8,309,076.00	786,461.00
PIEZOMETRO N°2 (PM-1)	8'308,962.00	786,238.00
PZM-2	8'308,478.00	786,105.00

TABLA 2

POZOS DE MONITOREO EXISTENTES

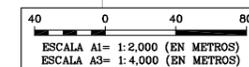
POZOS	NORTE	ESTE
PM-1 R4A	8'308,615	786,213
MHK09-02	8'308,771	786,072

NOTA:

1. LAS UNIDADES DE LOS PLANOS ESTAN EN EL SISTEMA INTERNACIONAL.

REFERENCIA:
LA INFORMACION DE CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE MOSTRADAS, SE ENCUENTRAN EN EL SISTEMA DE COORDENADAS WGS 84 (UTM ZONA 18 SUR) ACTUALIZADAS EN ABRIL DEL 2018.

PLANTA GENERAL



ESTADO DE REVISION DE PLANOS		REVISADO POR:	PROYECTO:
		JAS/FG	CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO
		APROBADO POR CLIENTE:	PLANOS:
		CMB	PLANO DE INSTRUMENTACION GEOTECNICA
		DISEÑO: LL	CAD: JS
		ARCHIVO:	CODIGO:
		ANEXO 1.5	ANEXO 1.5
Emission	Fecha	Descripción	REV. No
			A

ANEXOS 02: RECOPIACION DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

ANEXO 2.1: RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO

ANEXO 2.2: CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS SPT Y LPT

ANEXO 2.2.1

CALCULO DEL ANGULO DE FRICCIÓN A PARTIR DEL $(N'_{60})_{SPT}$ CORRELACIONADO CON N_{LPT}

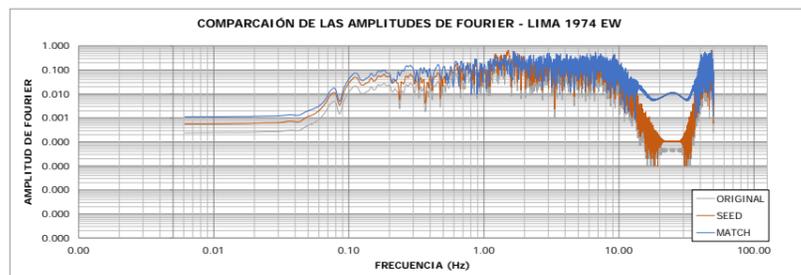
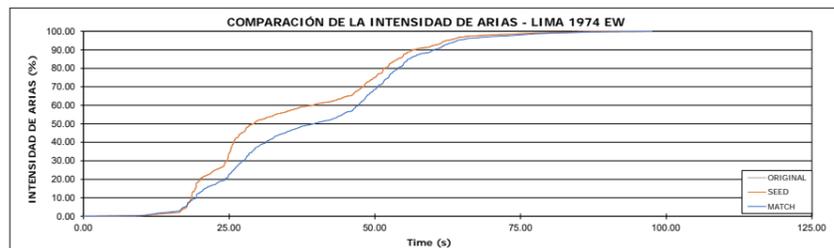
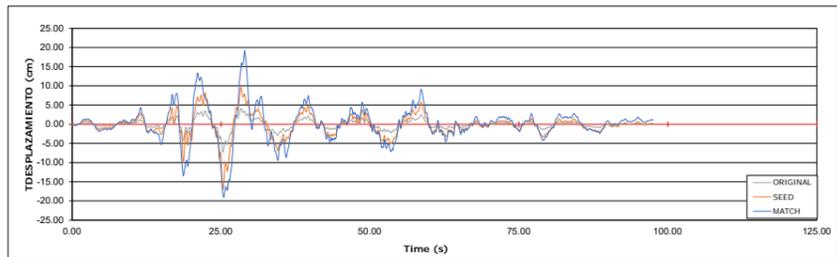
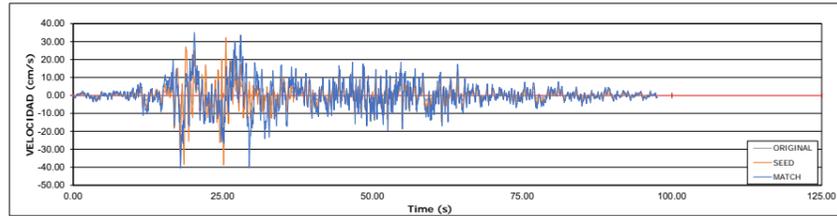
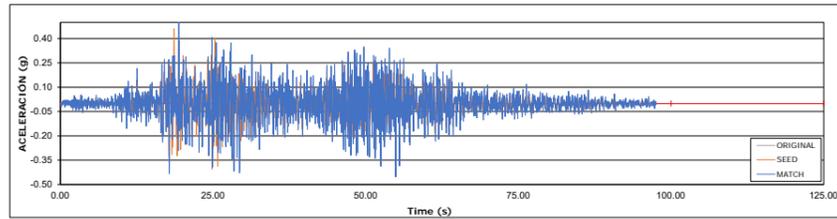
PERFORACIÓN MHKP09-01

ENSAYO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			
			PROF. (m)	N (LPT)	N'_{60} (SPT) Daniel, Howie and Dy (2003)	Φ (°) Hatanaka and Uchida (1996)
LPT-01	Compacidad Medianamente Densa	GW-GC	2.50	8	23	38.8
			2.65	15		
			2.80	15		
LPT-02	Compacidad Medianamente Densa	SP-SM	4.50	2	19	37.1
			4.65	15		
			4.80	18		
LPT-03	Compacidad Densa	GW-GC	6.50	30	32	42.2
			6.65	32		
			6.80	34		
LPT-04	Compacidad Medianamente Densa	SM	8.50	14	24	39.2
			8.65	24		
			8.80	35		
LPT-05	Compacidad Medianamente Densa	GP-GC	10.50	18	24	39.2
			10.65	34		
			10.80	31		
LPT-06	Compacidad Medianamente Densa	SM	14.00	19	20	37.5
			14.15	28		
			14.30	36		
LPT-07	Compacidad Medianamente Densa	GP-GC	17.00	25	27	40.4
			17.15	47		
			17.30	49		
LPT-08	Compacidad muy Densa	SP-SM	20.00	23	50	42.0
			20.15	39		
			20.30	50		
LPT-09	Compacidad muy Densa	SP-SM	24.00	50	50	42.0
			24.15			
			24.30			
LPT-10	Compacidad muy Densa	SP-SM	24.50	20	50	42.0
			24.65	29		
			24.80	50		
LPT-11	Compacidad Medianamente Densa	SP-SM	27.00	38	17	36.2
			27.15	37		
			27.30	41		
LPT-12	Compacidad Medianamente Densa	GC	30.00	28	16	35.7
			30.15	30		
			30.30	50		
NOTA	50 (RECHAZO)					
SM:	RESULTADO DE LABORATORIO					
SM:	REGISTRADO EN CAMPO					

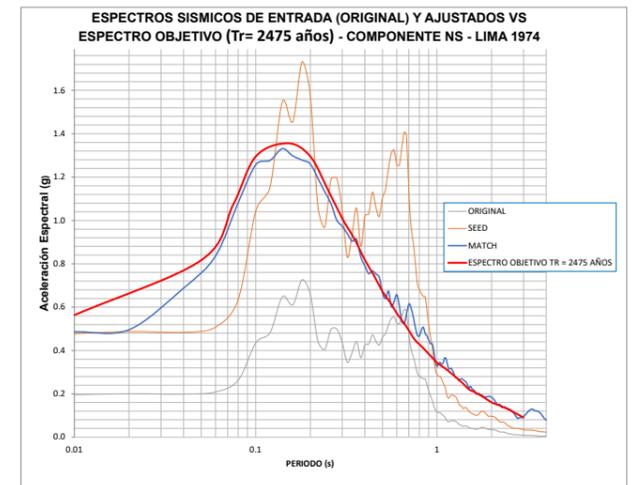
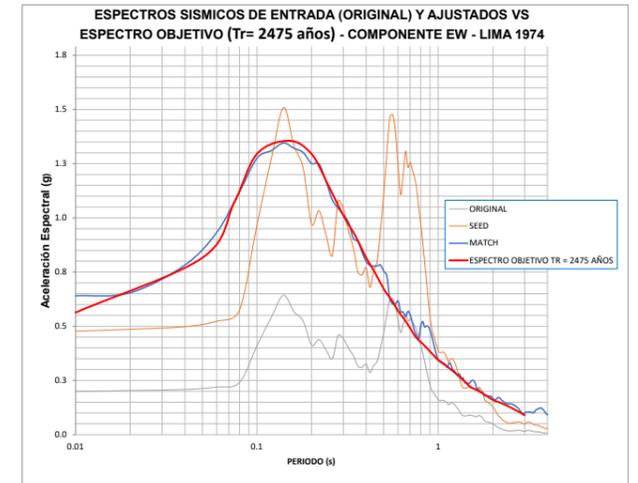
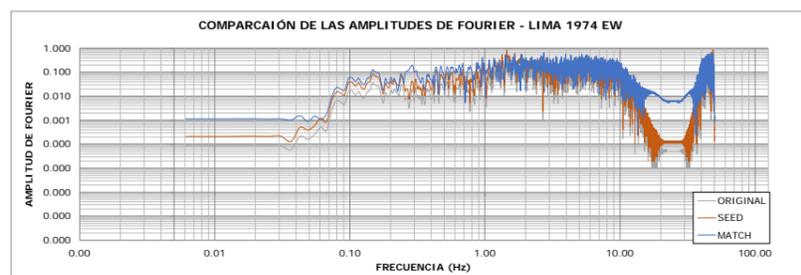
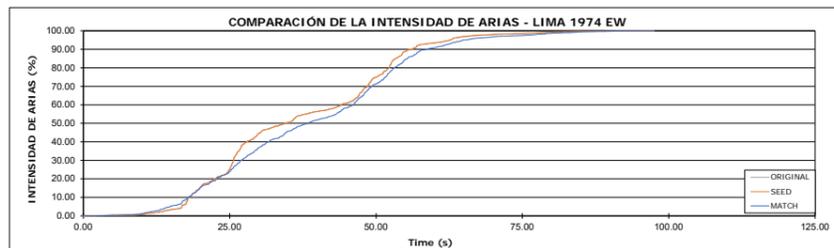
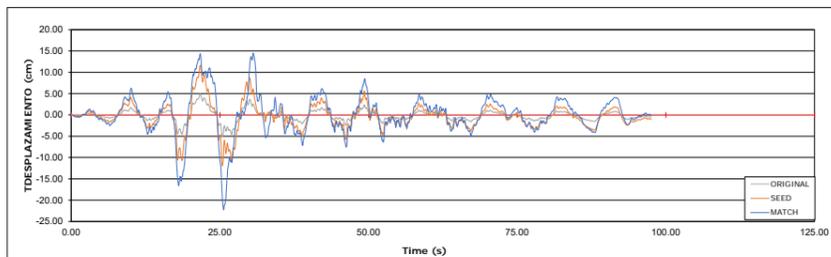
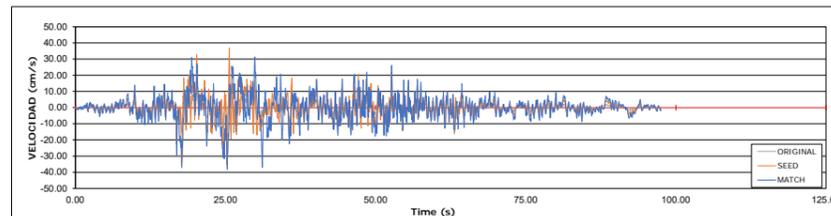
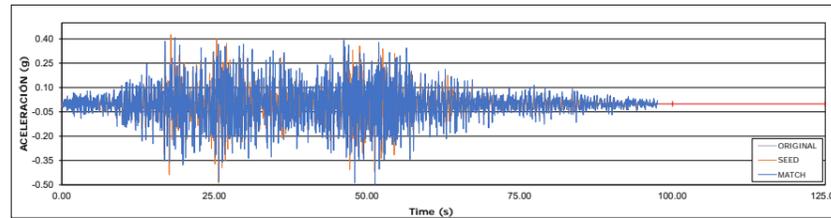
ANEXOS 03: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

ANEXO 3.1: AJUSTE ESPECTRAL AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME
Tr=2475 AÑOS

COMPONENTE EW



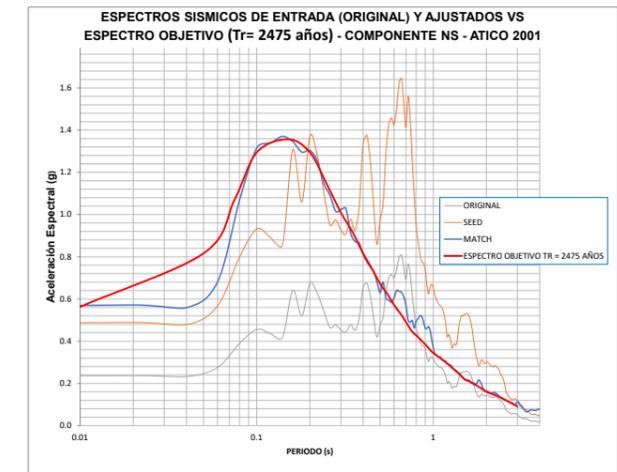
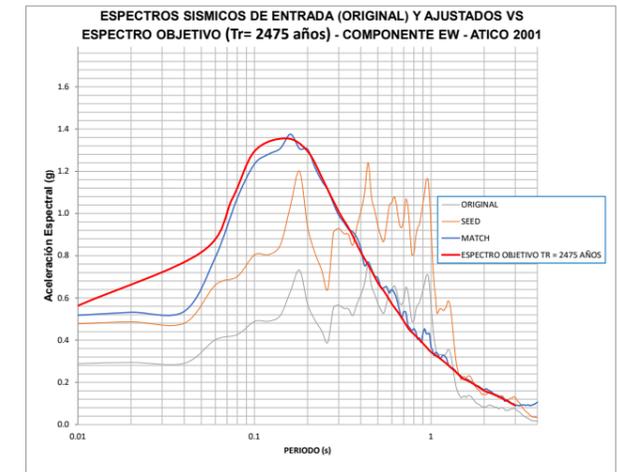
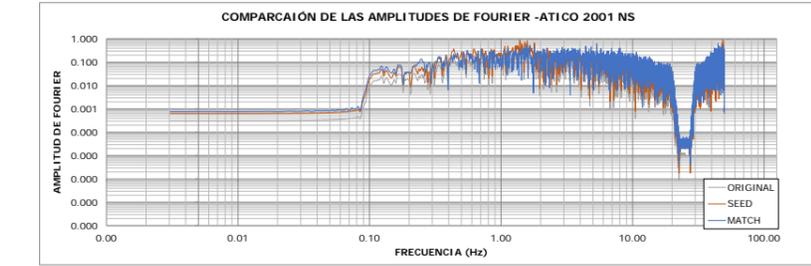
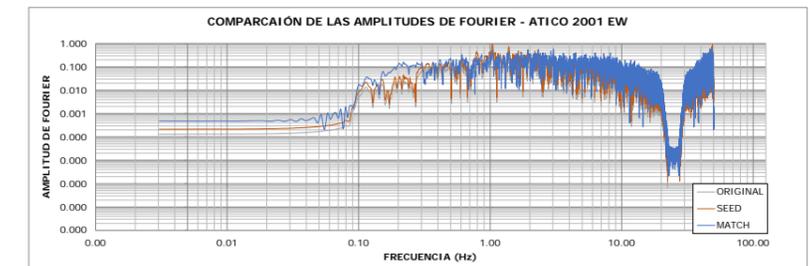
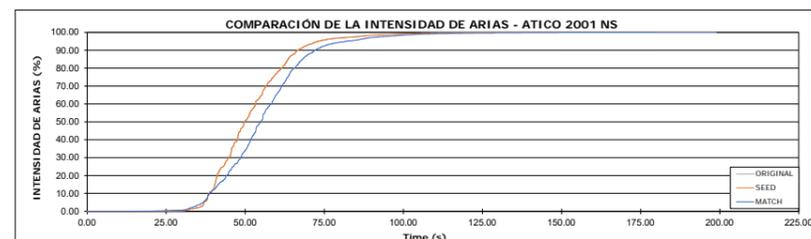
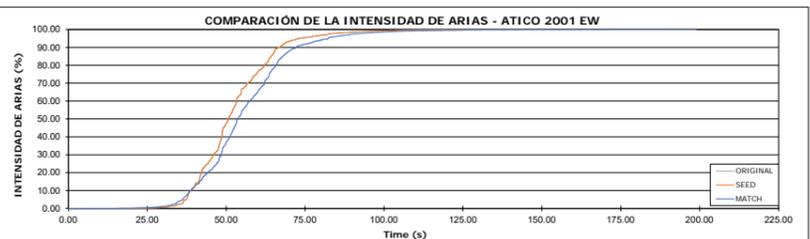
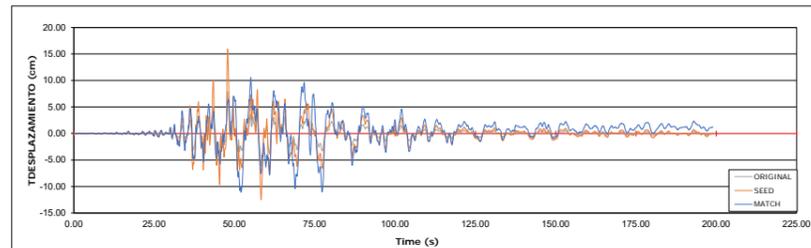
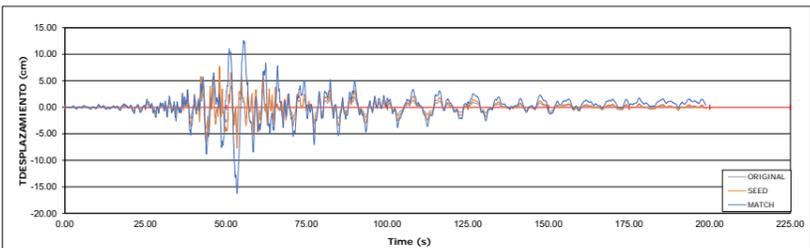
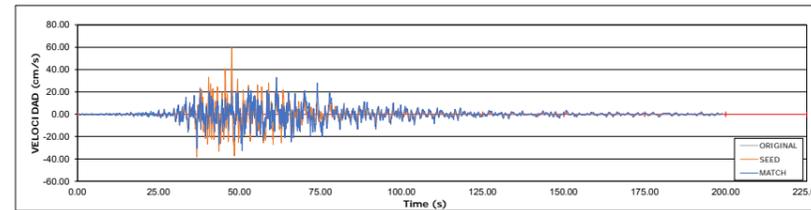
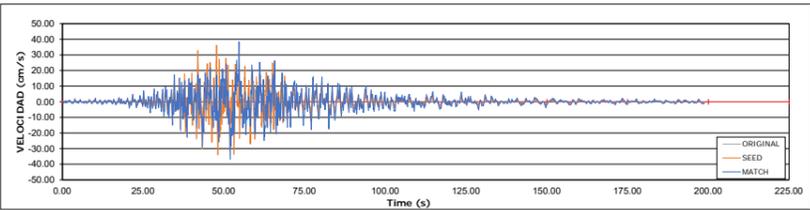
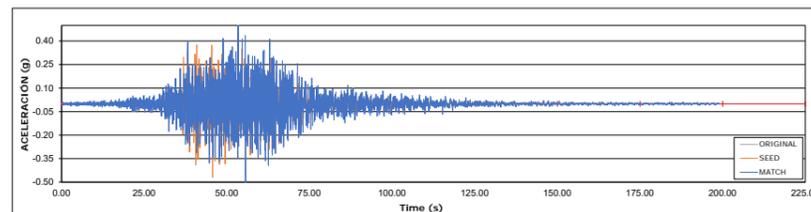
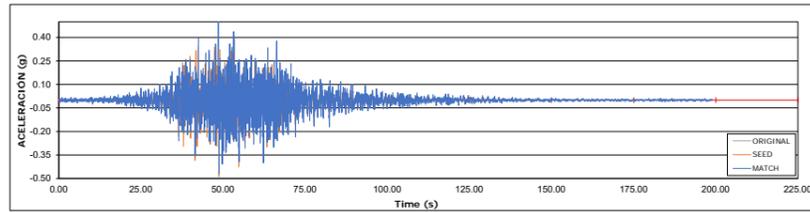
COMPONENTE NS



Elaborado:	LL	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	V-CE
Aprobado:	LL		
Rev B		AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE LIMA 1974 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	
Rev A	07/05/2021		

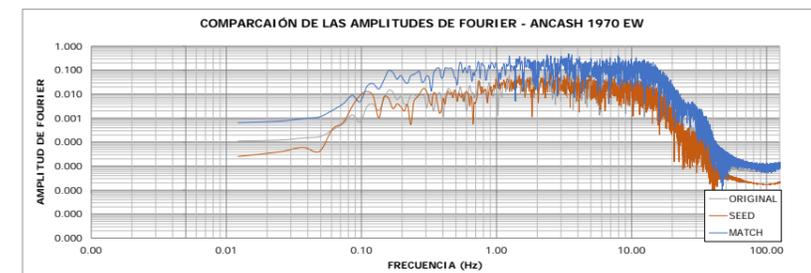
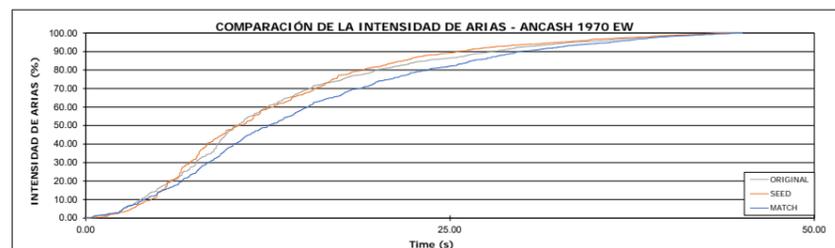
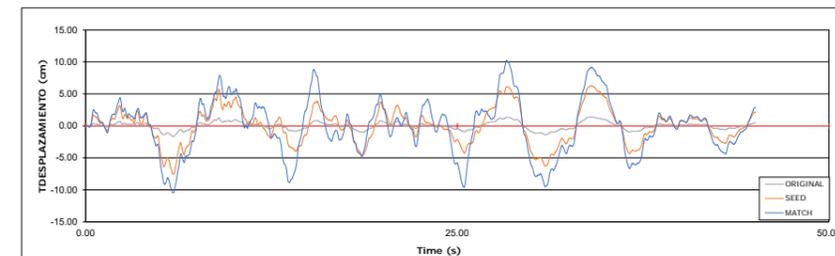
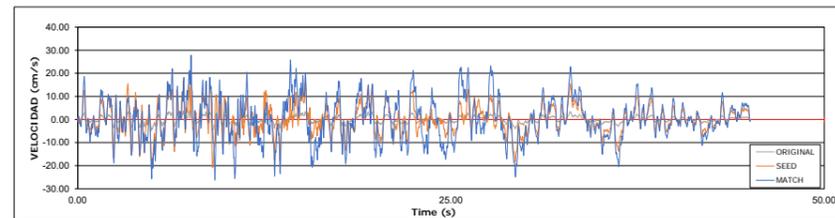
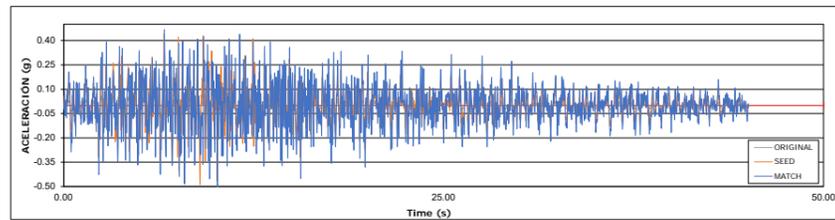
COMPONENTE EW

COMPONENTE NS

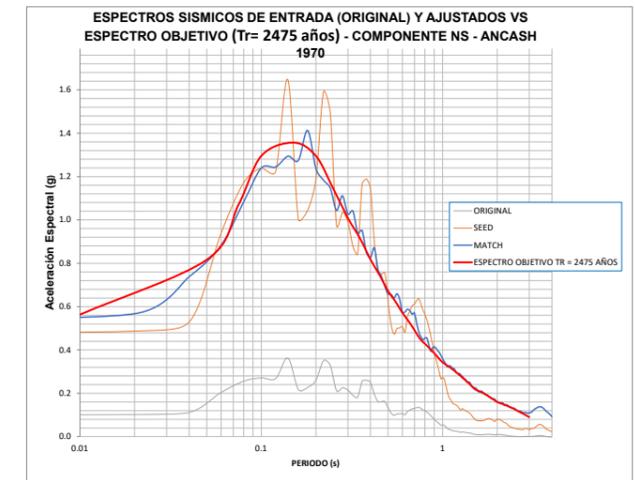
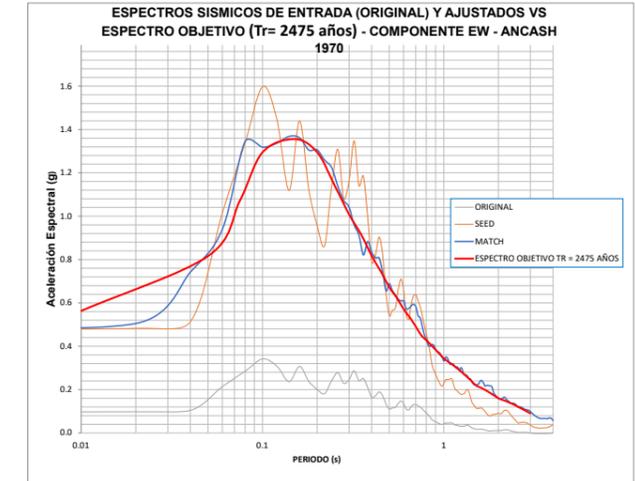
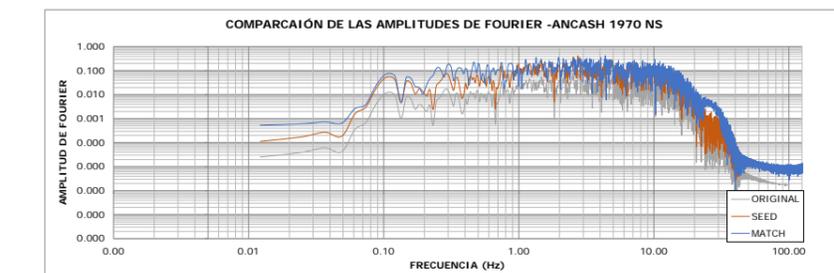
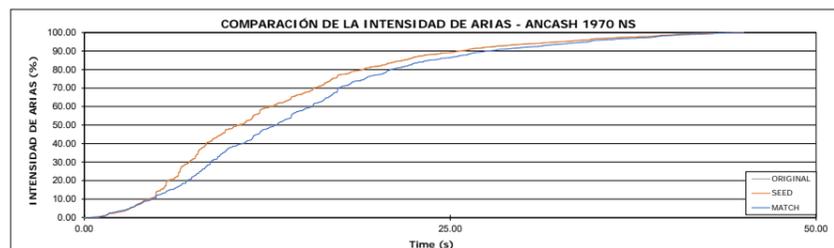
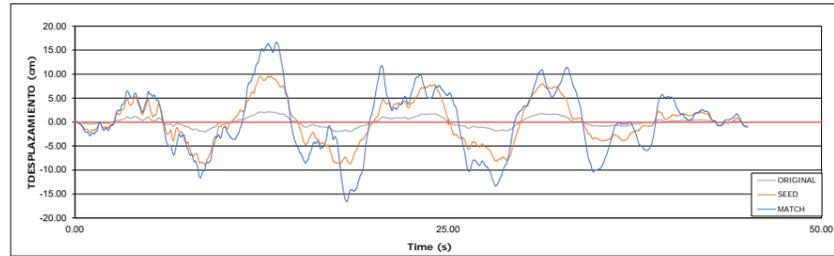
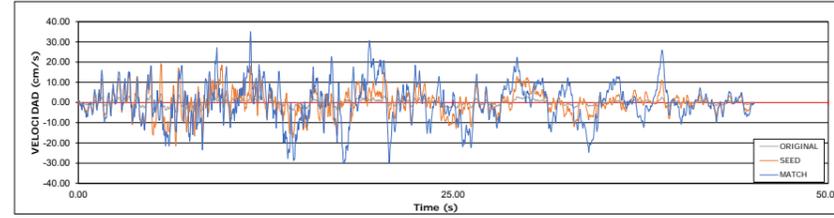
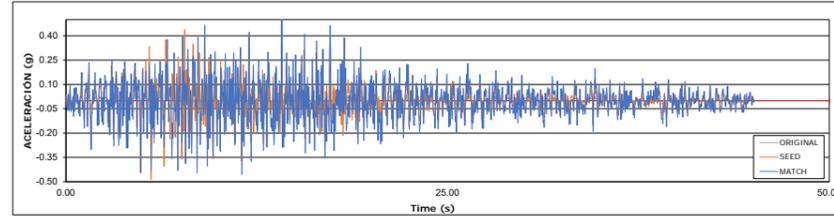


Elaborado:	LL	PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL			3.1.2
Rev B		AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE ATICO 2001 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS		
Rev A	7/05/2021			

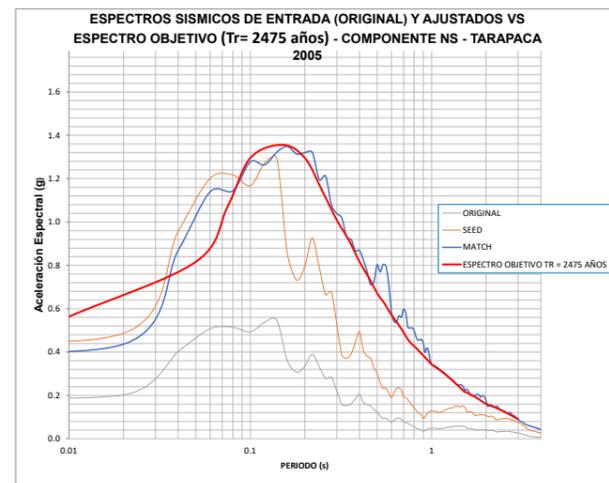
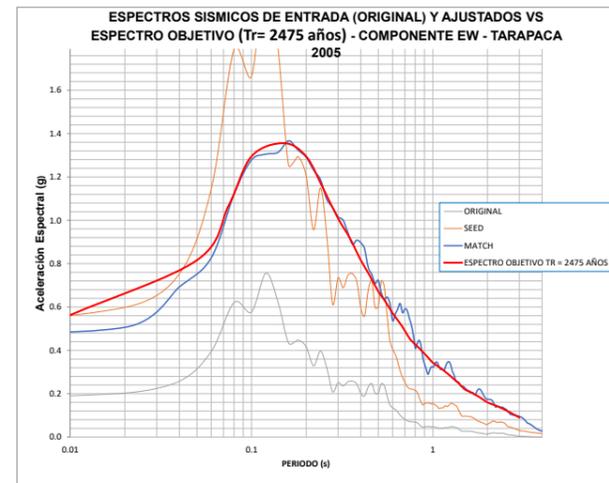
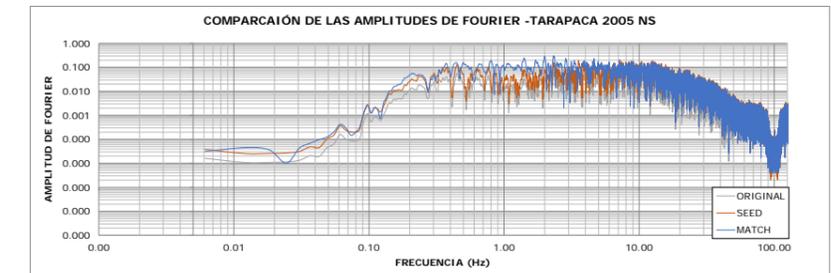
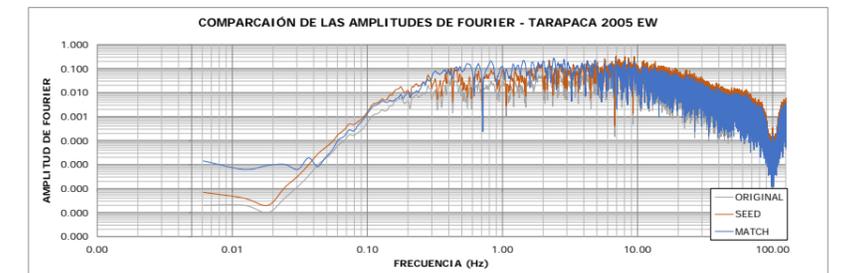
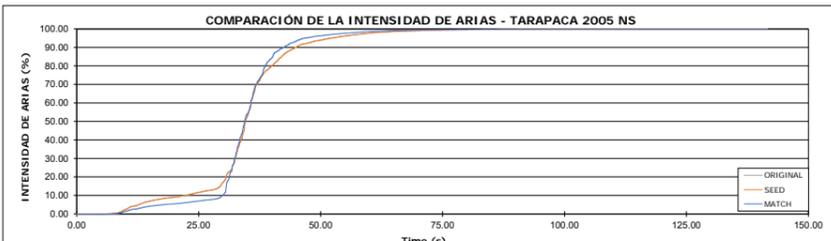
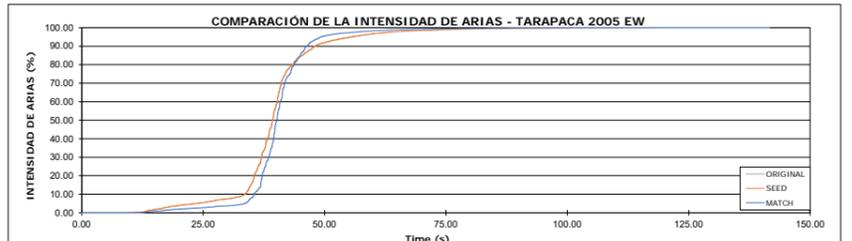
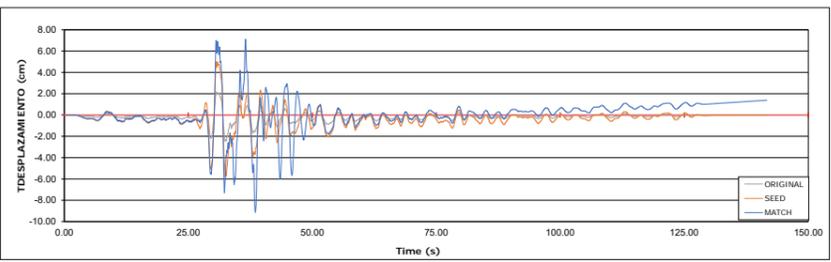
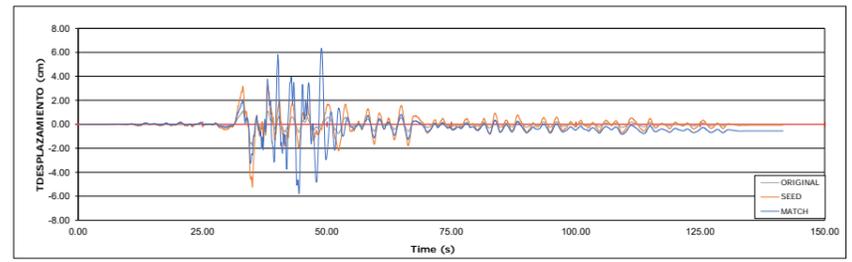
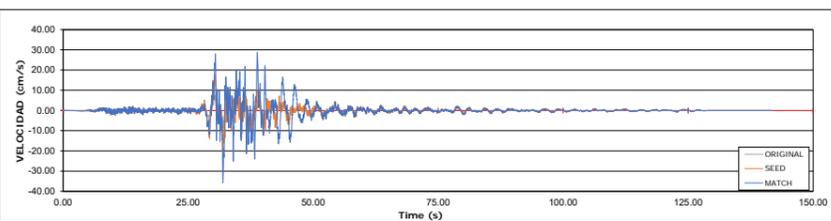
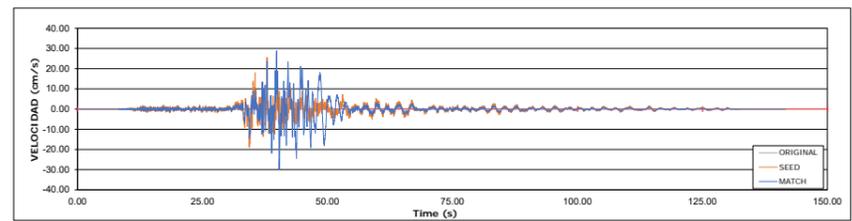
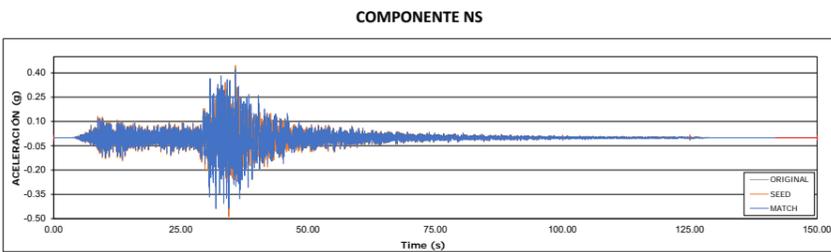
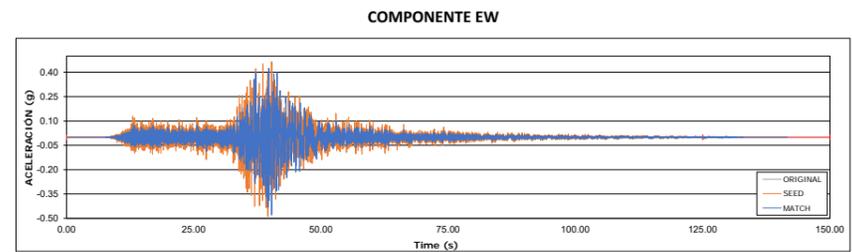
COMPONENTE EW



COMPONENTE NS

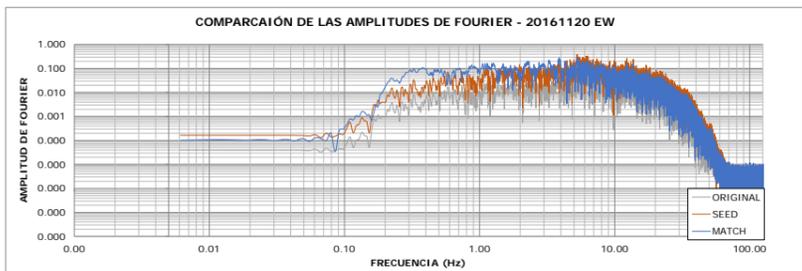
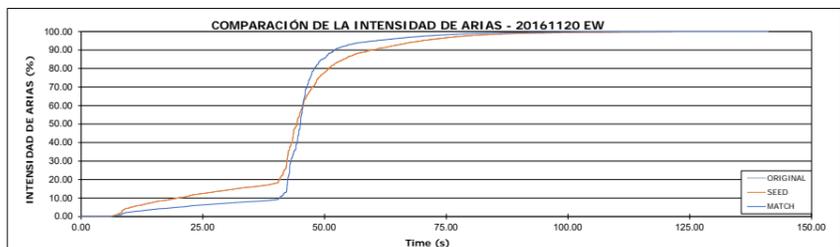
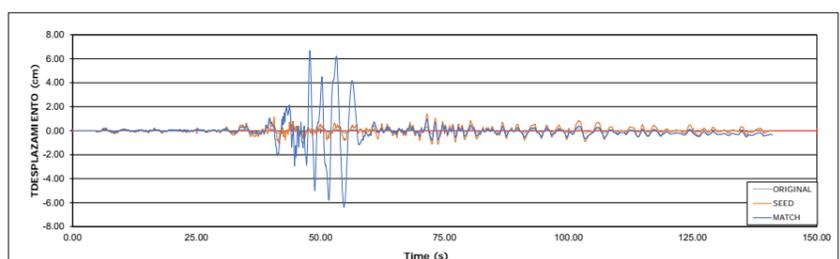
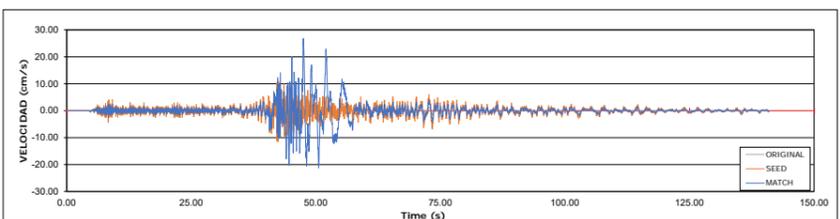
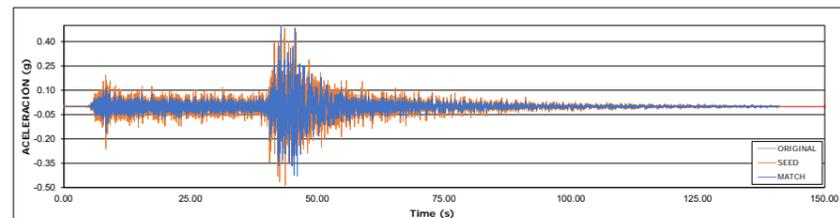


Elaborado:	LL	PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL	AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE ANCASH 1970 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS		3.1.3
Rev B				
Rev A	7/05/2021			

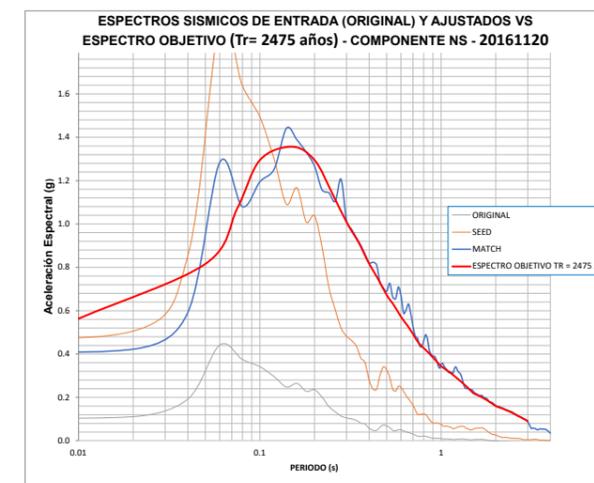
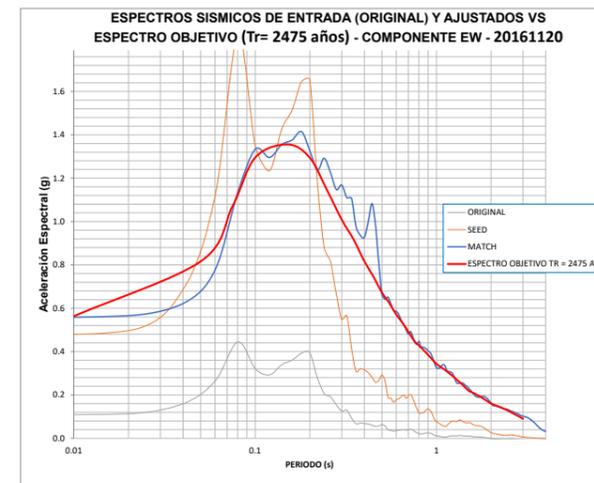
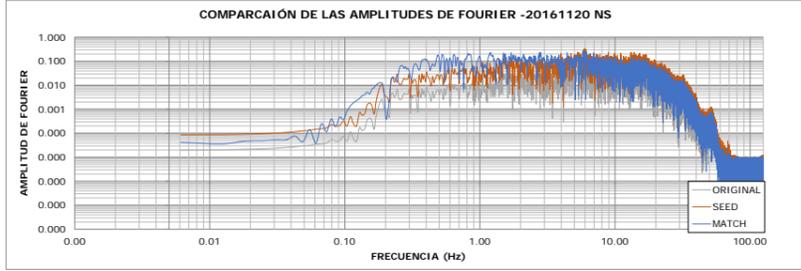
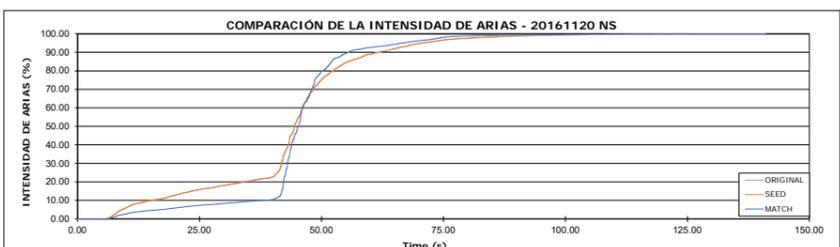
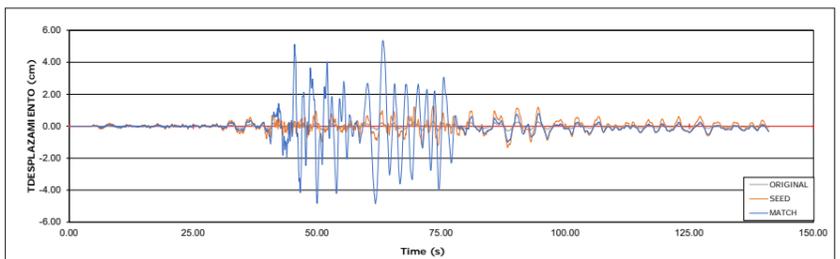
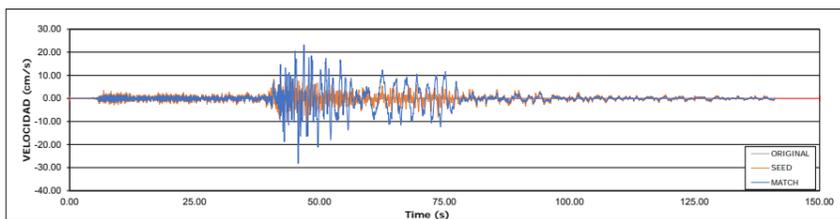
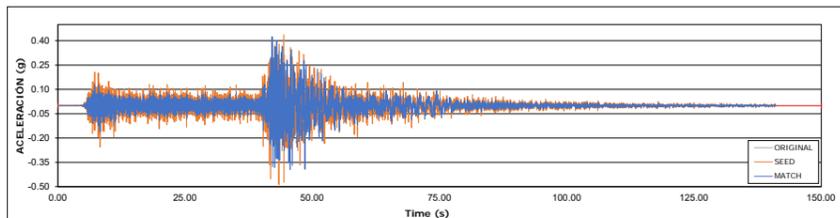


Elaborado:	LL	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL		
Rev B		AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE TARAPACA 2005 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	3.1.4
Rev A	7/05/2021		

COMPONENTE EW



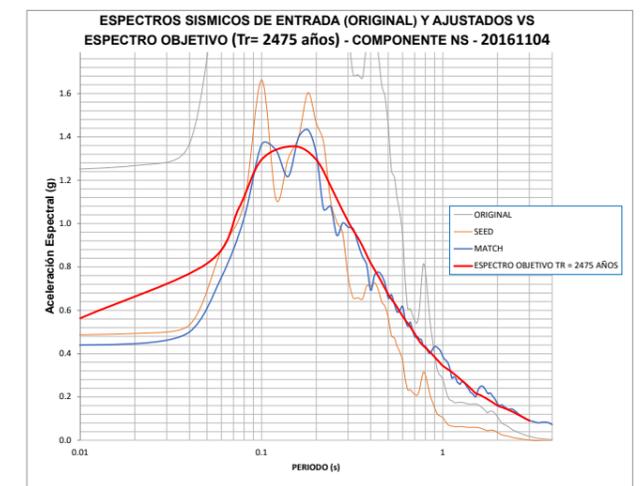
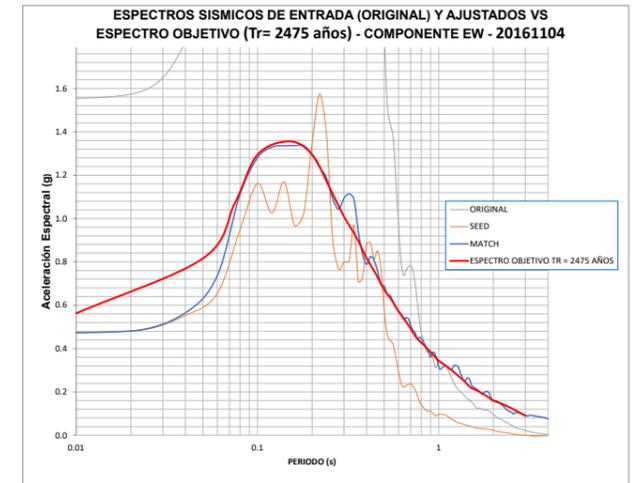
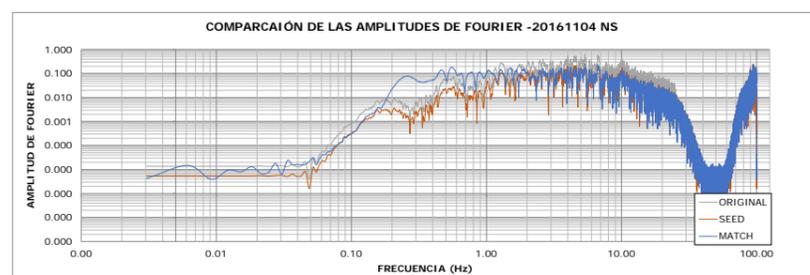
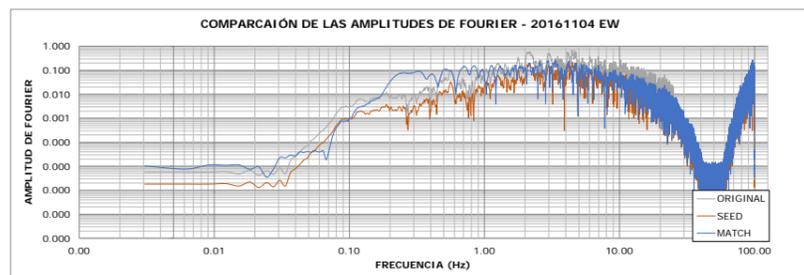
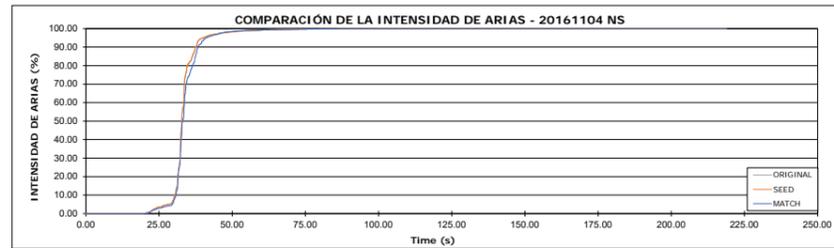
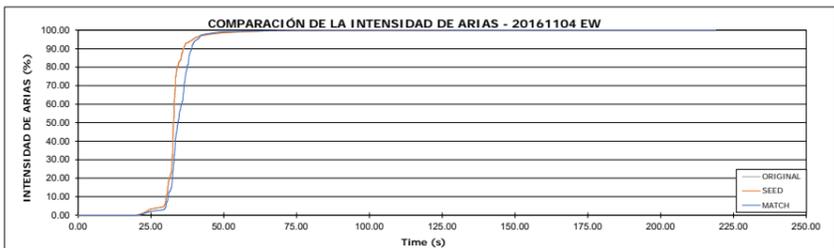
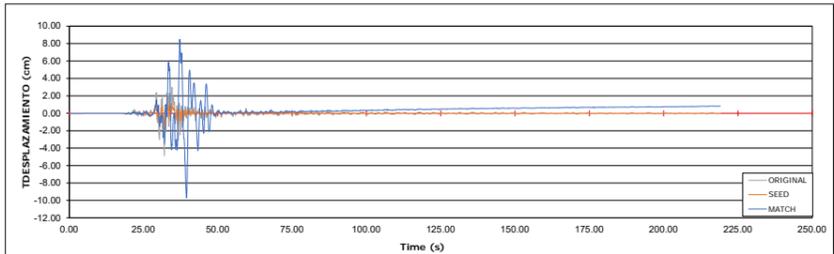
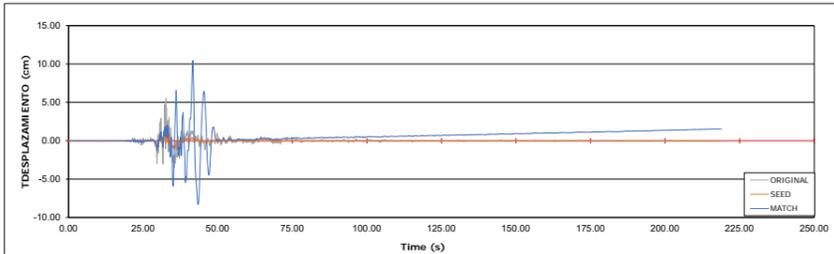
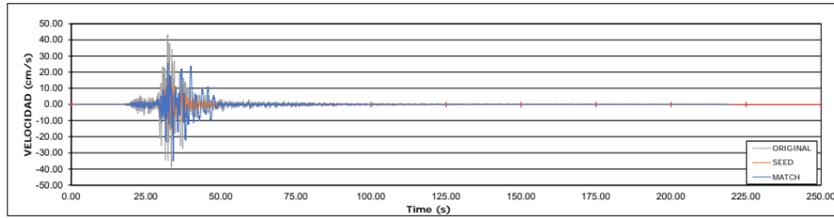
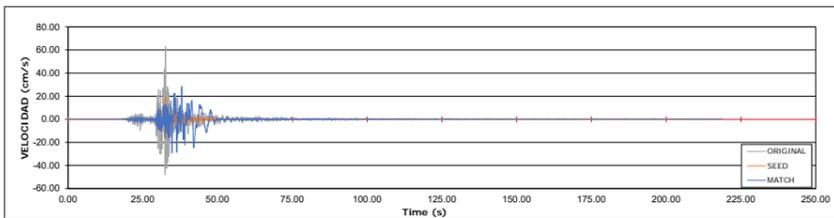
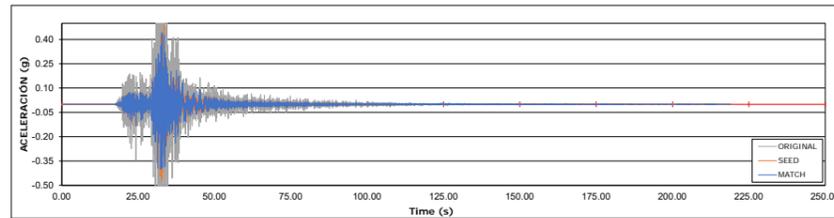
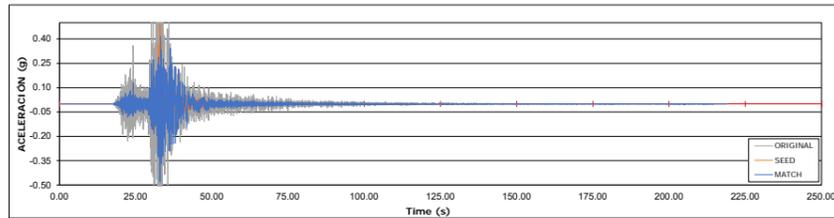
COMPONENTE NS



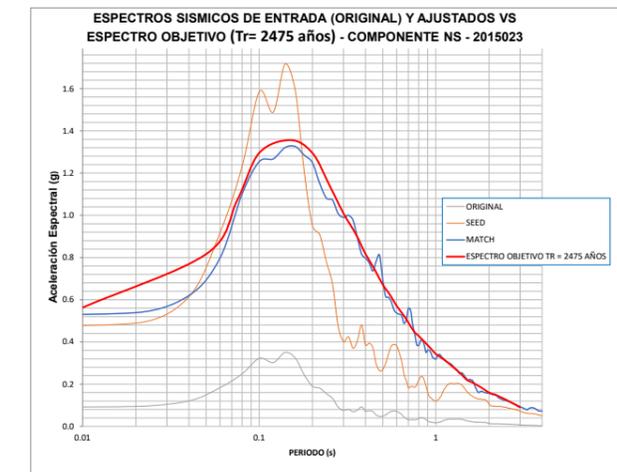
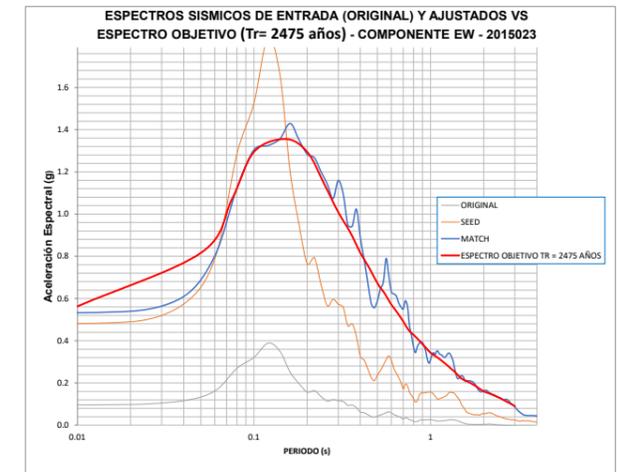
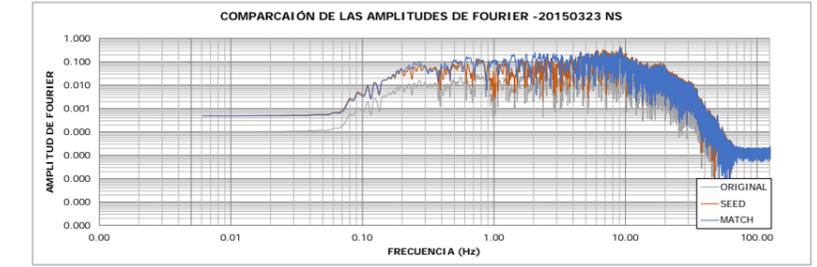
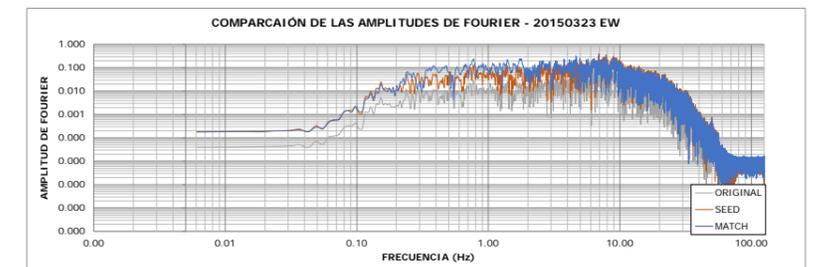
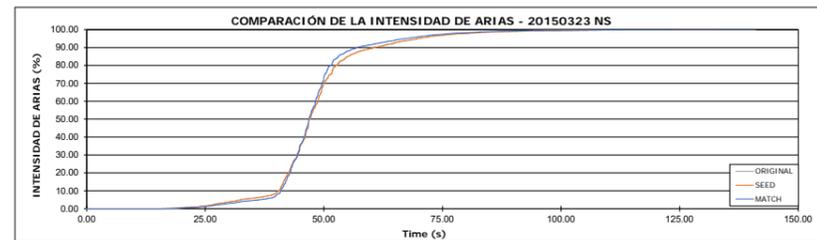
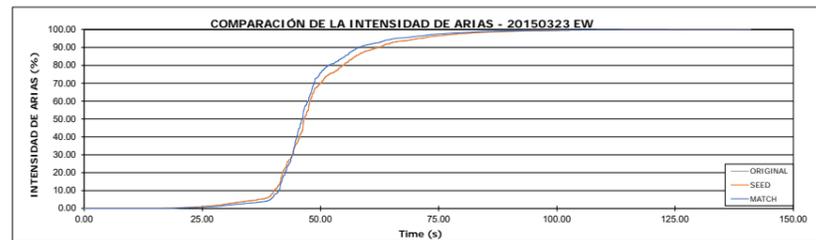
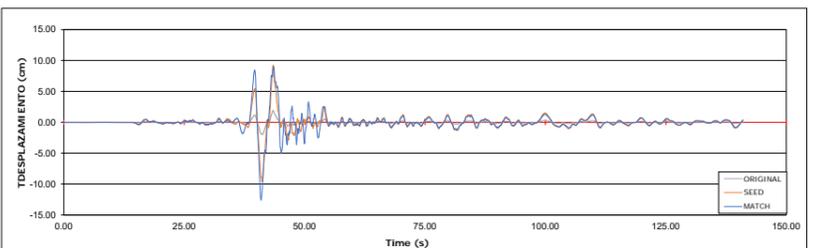
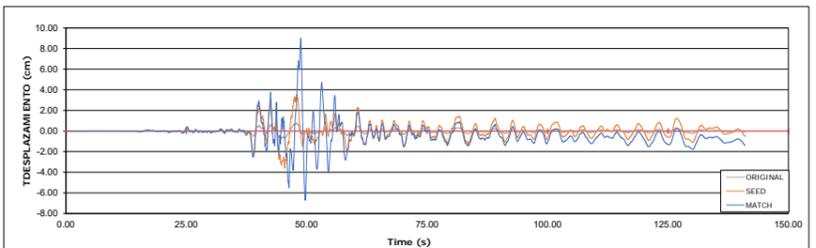
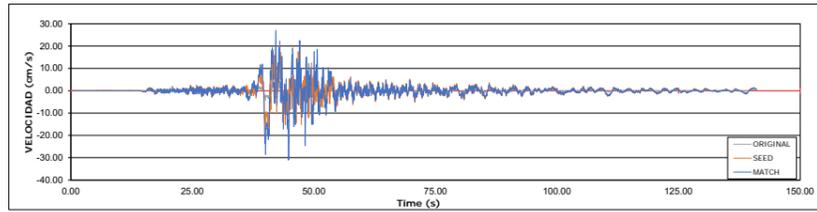
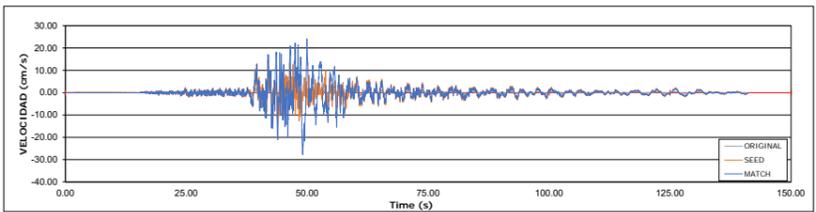
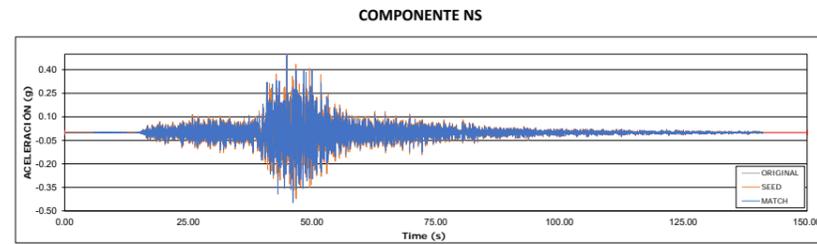
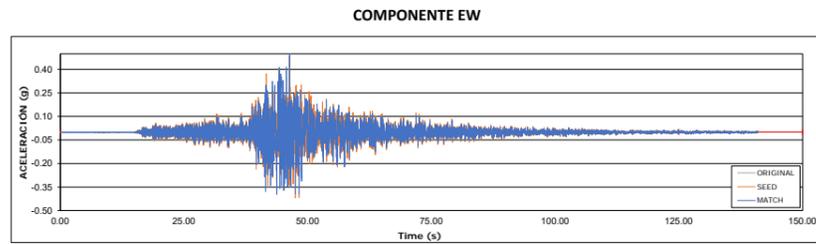
Elaborado:	LL	PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL			
Rev B				
Rev A	7/05/2021		AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE 20161120 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	3.1.5

COMPONENTE EW

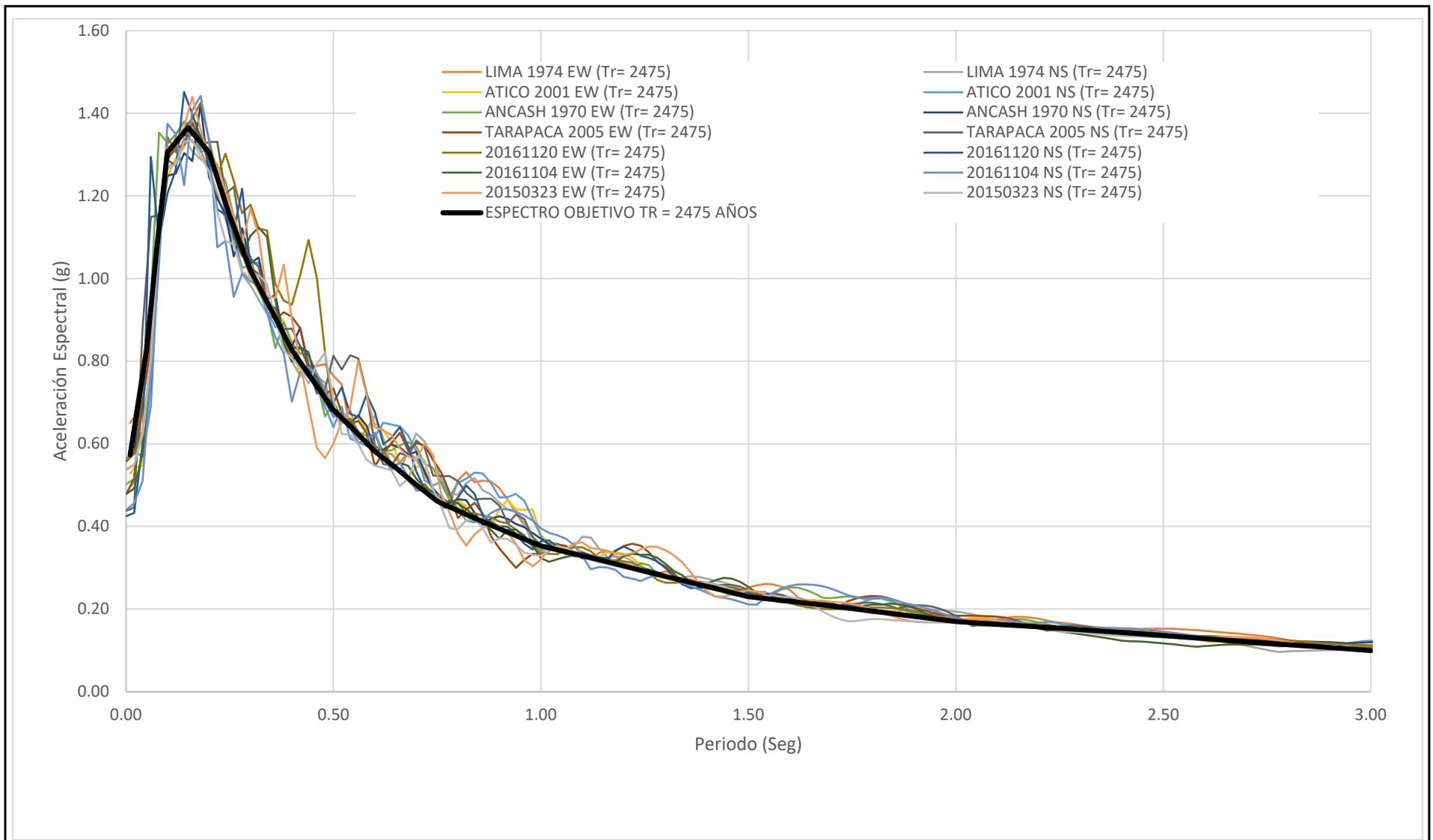
COMPONENTE NS



Elaborado:	LL	PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL			
Rev B				
Rev A	7/05/2021		AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE 20161104 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	3.1.6

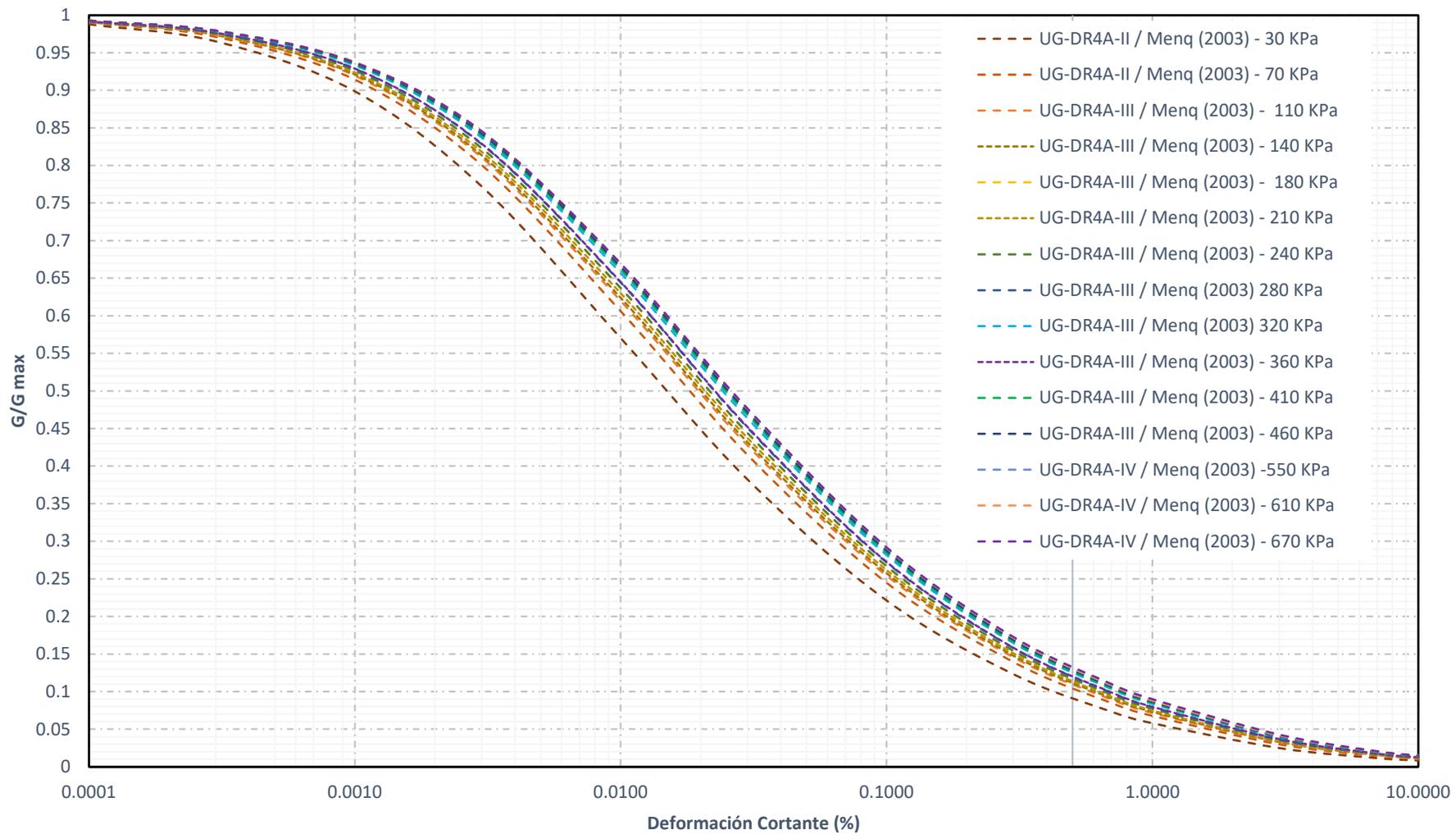


Elaborado:	LL	PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	FIGURA N°
Aprobado:	LL	AJUSTE ESPECTRAL DEL SISMO DE 20150323 AL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (SUELO TIPO B) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS		3.1.7
Rev B				
Rev A	7/05/2021			

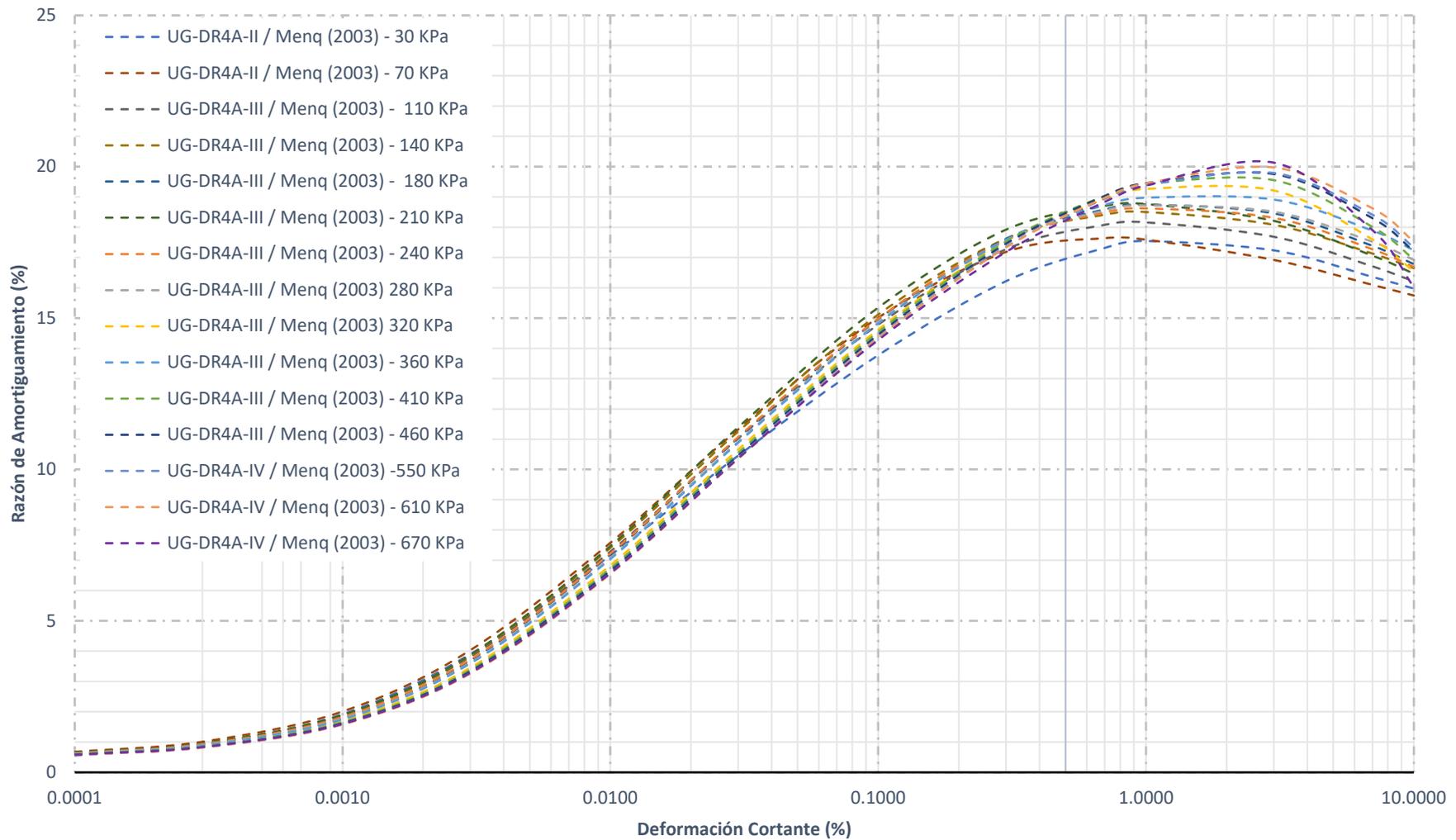


Elaborado:		PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	ANEXO
Aprobado:			3.1.8
Rev B			
Rev A	07/05/2021	ESPECTROS DE RESPUESTA DE SISMOS AJUSTADOS ESPECTRALMENTE PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	

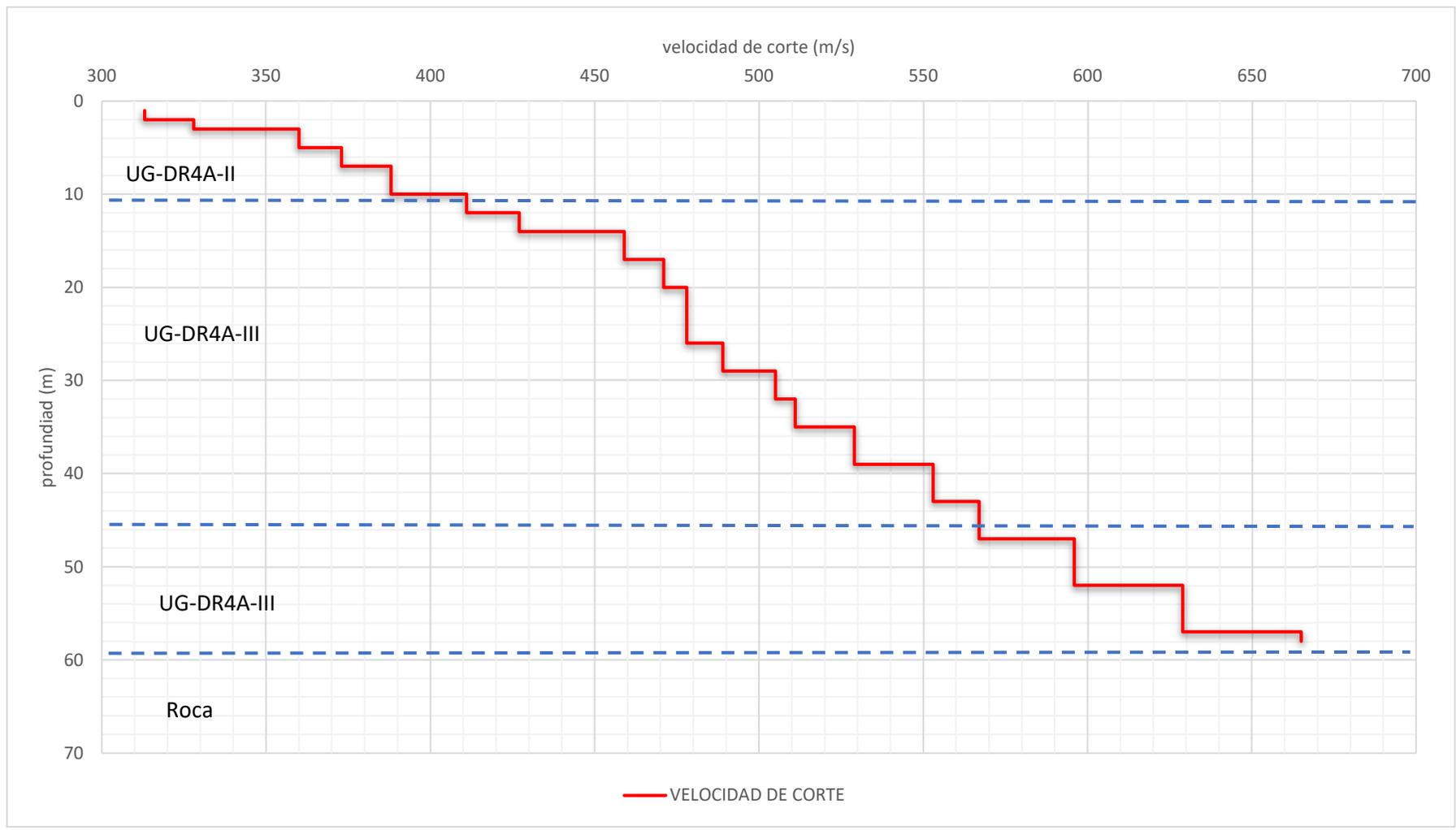
ANEXO 3.2: ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL – 1D



	Preparado por:	LL	CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DE UN ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO	ANEXO
	Rev.B	19/06/2021		CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE CORTE PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA / COLUMNNA 1
	Rev.A	10/06/2021		



	Preparado por:	LL	CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DE UN ANALISIS	ANEXO
	Rev.B	19/06/2021		3.2.3
	Rev.A	10/06/2021	CURVAS DE INCREMENTO DE LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO PARA LOS ANÁLISIS DE RESPUESTA / COLUMNA 1	



	Preparado por:	LL	CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DE UN ANALISIS DE RESPUESTA DE SITIO	ANEXO
	Rev.A	17/02/2021	PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA / R4A - COLUMNA 1	SECCIÓN A-A'

ANEXO 3.2.1

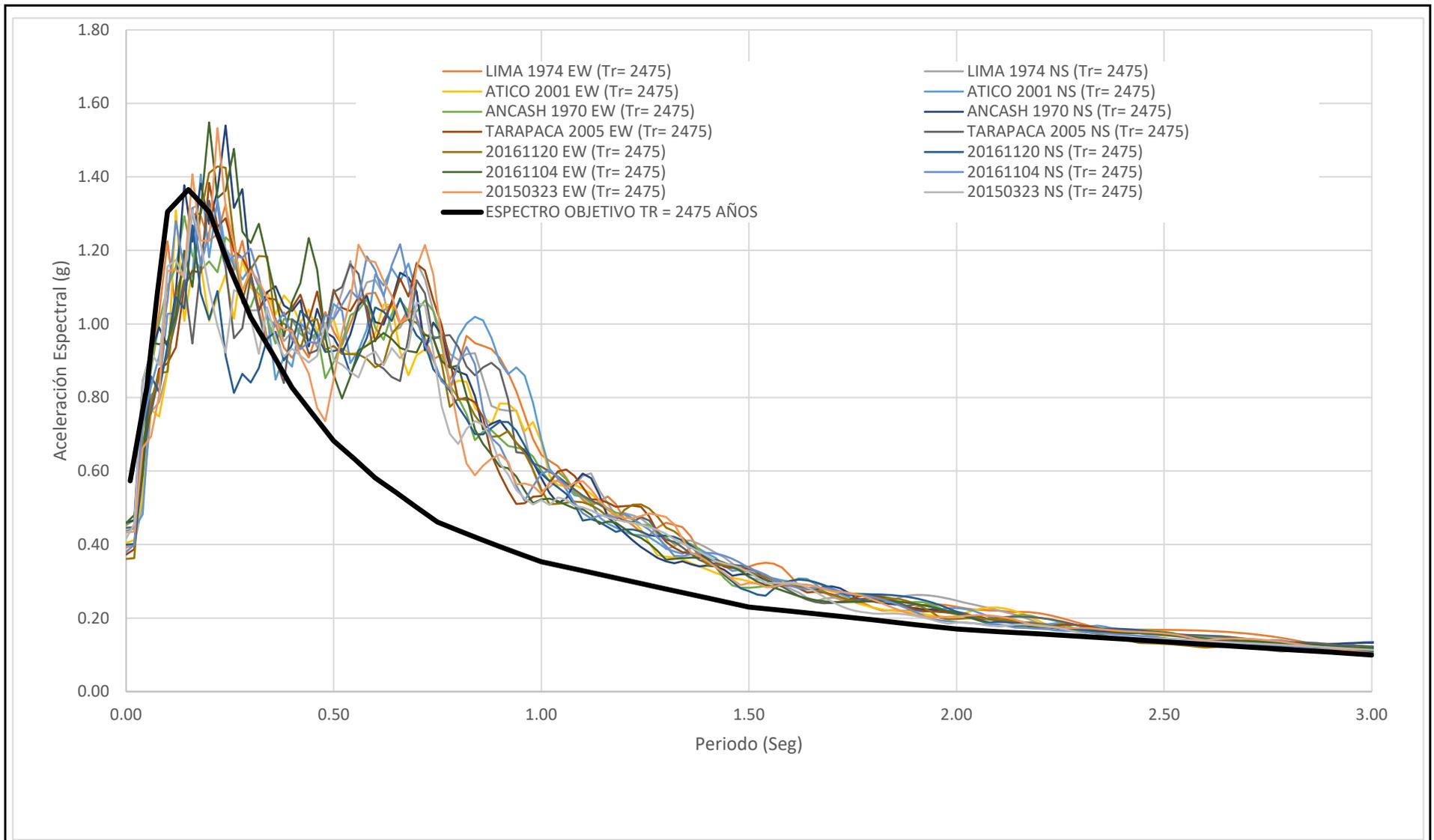
Recopilación de Información Geotécnica para Modelamiento en DeepSoil V7.1

Estrato	Layer Deep Soil	Profundidad (m)	Profundidad (m)		Vs (m/s)	Peso Especifico (KN/m3)	Esfuerzo Total (KN/m2)	Presión de poros (KN/m2)	Esfuerzo Efectivo (KN/m2)	ESTUERO Efectivo Promedio (KN/m2)	C _{vs} (KPa)	Ángulo de Fricción (°)	Esfuerzo de Corte (KN/m2)	k0	Cu	D50	Reference Curve	
			Inicio	Fin														
UG-DR4A-II	1	1	0	1	313	19.9	9.95	0	9.95	30	159.0	37	181.6	0.40	27.20	9.50	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		2	1	2	313	19.9	29.85	0	29.85									
		2	2	2	328	19.9	39.8	0	39.8									
	2		3	2	3	328	19.9	49.75	0	49.75	70	225.8	37	278.5	0.40	48.4	6	Menq, 2003 (Coarse Material)
			3	3	3	360	19.9	59.7	0	59.7								
4			3	4	360	19.9	69.65	0	69.65									
5			4	5	360	19.9	89.55	0	89.55									
5			5	5	373	19.9	99.5	0	99.5									
3		6	5	6	373	20	109.5	9.81	99.69	110	245.5	42	344.6	0.33	43.99	6	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		7	6	7	373	20	130	19.62	110.38									
		7	7	7	388	20	140	19.62	120.38									
4		8	7	8	388	20	150	29.43	120.57	140	275.5	39	388.9	0.37	43.99	6	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		9	8	9	388	20	170	39.24	130.76									
		10	9	10	388	20	190	49.05	140.95									
5		10	10	10	411	20	200	49.05	150.95	180	343.6	38	484.2	0.38	43.99	6	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		11	10	11	411	20	210	58.86	151.14									
		12	11	12	411	20	230	68.67	161.33									
6		12	12	12	427	20	240	68.67	171.33	210	361.8	40	538.0	0.36	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		13	12	13	427	20	250	78.48	171.52									
		14	13	14	427	20	270	88.29	181.71									
7		14	14	14	459	20	280	88.29	191.71	240	372.7	42	588.8	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		15	14	15	459	20	290	98.1	191.9									
		16	15	16	459	20	310	107.91	202.09									
8		17	16	17	459	20	330	117.72	212.28	280	372.7	42	624.8	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		17	17	17	471	20	340	117.72	222.28									
		18	17	18	471	20	350	127.53	222.47									
9		19	18	19	471	20	370	137.34	232.66	320	415.9	42	704.1	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		20	19	20	471	20	390	147.15	242.85									
		20	20	20	478	20	400	147.15	252.85									
10		21	20	21	478	20	410	156.96	253.04	360	425.9	42	707.1	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		22	21	22	478	20	430	166.77	263.23									
		23	22	23	478	20	450	176.58	273.42									
11		24	23	24	478	20	470	186.39	283.61	410	456.4	42	825.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		25	24	25	478	20	490	196.2	293.8									
		26	25	26	478	20	510	206.01	303.99									
		26	26	26	489	20	520	206.01	313.99	360	425.9	42	707.1	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		27	26	27	489	20	530	215.82	314.18									
		28	27	28	489	20	550	225.63	324.37									
		29	28	29	489	20	570	235.44	334.56	410	456.4	42	825.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		29	29	29	505	20	580	235.44	344.56									
		30	29	30	505	20	590	245.25	344.75									
		31	30	31	505	20	610	255.06	354.94	360	425.9	42	707.1	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		32	31	32	505	20	630	264.87	365.13									
		32	32	32	511	20	640	264.87	375.13									
		33	32	33	511	20	650	274.68	375.32	410	456.4	42	825.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		34	33	34	511	20	670	284.49	385.51									
		35	34	35	511	20	690	294.3	395.7									
		35	35	35	529	20	700	294.3	405.7	410	456.4	42	825.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		36	35	36	529	20	710	304.11	405.89									
		37	36	37	529	20	730	313.92	416.08									
		38	37	38	529	20	750	323.73	426.27	410	456.4	42	825.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)	
		39	38	39	529	20	770	333.54	436.46									

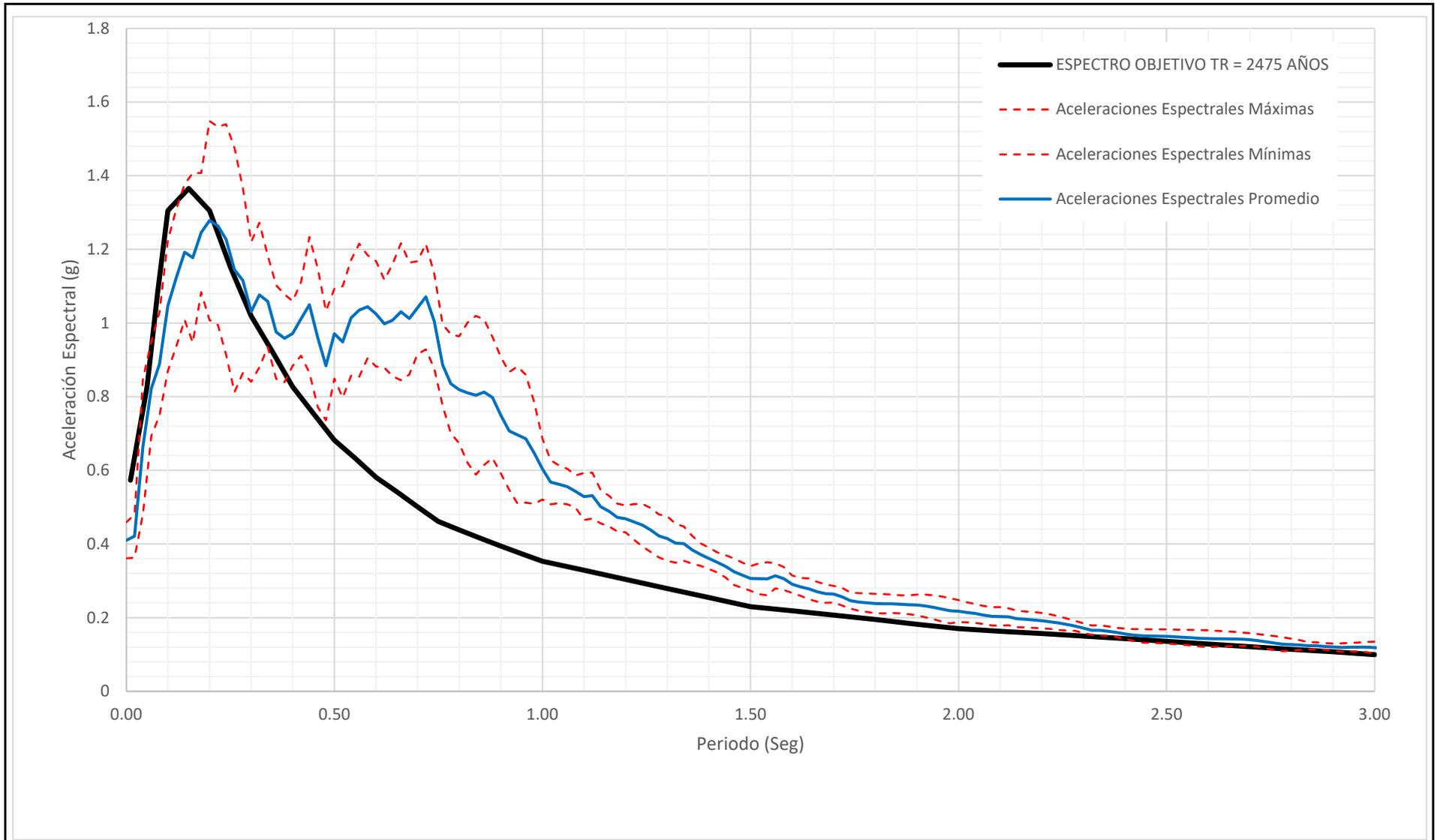
ANEXO 3.2.1

Recopilación de Información Geotécnica para Modelamiento en DeepSoil V7.1

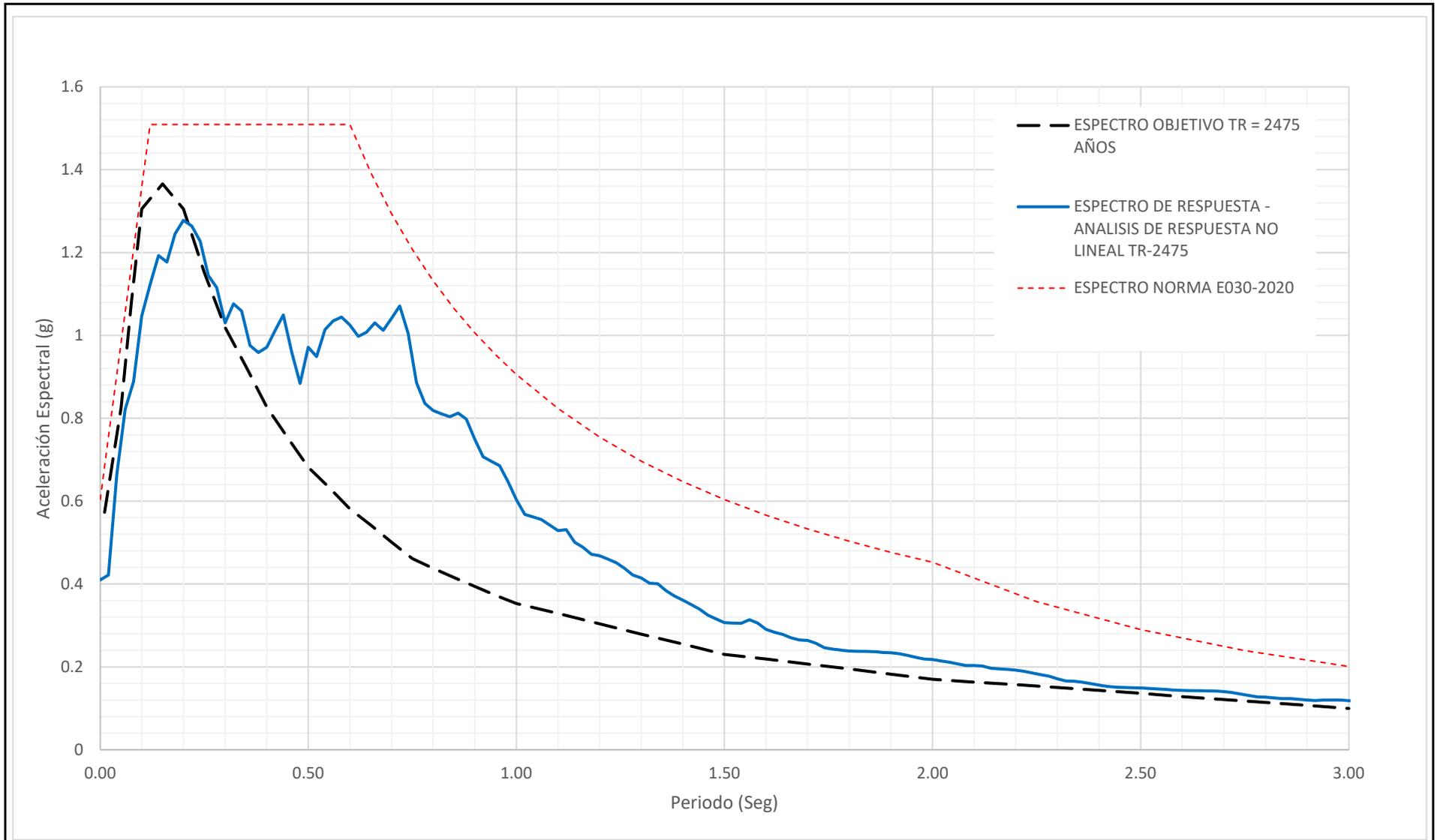
Estrato	Layer Deep Soil	Profundidad (m)	Profundidad (m)		Vs (m/s)	Peso Especifico (KN/m3)	Esfuerzo Total (KN/m2)	Presión de poros (KN/m2)	Esfuerzo Efectivo (KN/m2)	ESTUERZO Efectivo Promedio (KN/m2)	C _{vs} (KPa)	Ángulo de Fricción (°)	Esfuerzo de Corte (KN/m2)	k0	Cu	D50	Reference Curve
			Inicio	Fin													
	12	39	39	39	553	20	780	333.54	446.46	460	524.3	42	938.5	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)
		40	39	40	553	20	790	343.35	446.65								
		41	40	41	553	20	810	353.16	456.84								
		42	41	42	553	20	830	362.97	467.03								
		43	42	43	553	20	850	372.78	477.22								
UG-DR4A-IV	13	44	43	44	567	21	870.5	382.59	487.91	550	608.3	42	1103.5	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)
		45	44	45	567	21	934.5	392.4	542.1								
		46	45	46	567	21	955.5	402.21	553.29								
		47	46	47	567	21	976.5	412.02	564.48								
	14	47	47	47	596	21	987	412.02	574.98	610	677.6	42	1226.8	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)
		48	47	48	596	21	997.5	421.83	575.67								
		49	48	49	596	21	1018.5	431.64	586.86								
		50	49	50	596	21	1039.5	441.45	598.05								
		51	50	51	596	21	1060.5	451.26	609.24								
	15	52	51	52	596	21	1081.5	461.07	620.43	670	757.3	42	1360.6	0.33	95.04	7.8	Menq, 2003 (Coarse Material)
		52	52	52	629	21	1092	461.07	630.93								
		53	52	53	629	21	1102.5	470.88	631.62								
		54	53	54	629	21	1123.5	480.69	642.81								
		55	54	55	629	21	1144.5	490.5	654								
		56	55	56	629	21	1165.5	500.31	665.19								
57	56	57	629	21	1186.5	510.12	676.38										
57	57	57	665	21	1197	510.12	686.88	686.88	686.88	686.88	686.88	686.88	686.88	686.88	686.88		
58	57	58	665	21	1207.5	519.93	687.57										



Elaborado:		PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	ANEXO	
Aprobado:			ESPECTROS DE RESPUESTA EN LA SUPERFICIE CON ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS SISMOS AJUSTADOS ESPECTRALMENTE PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	3.2.5
Rev B				
Rev A	07/05/2021			



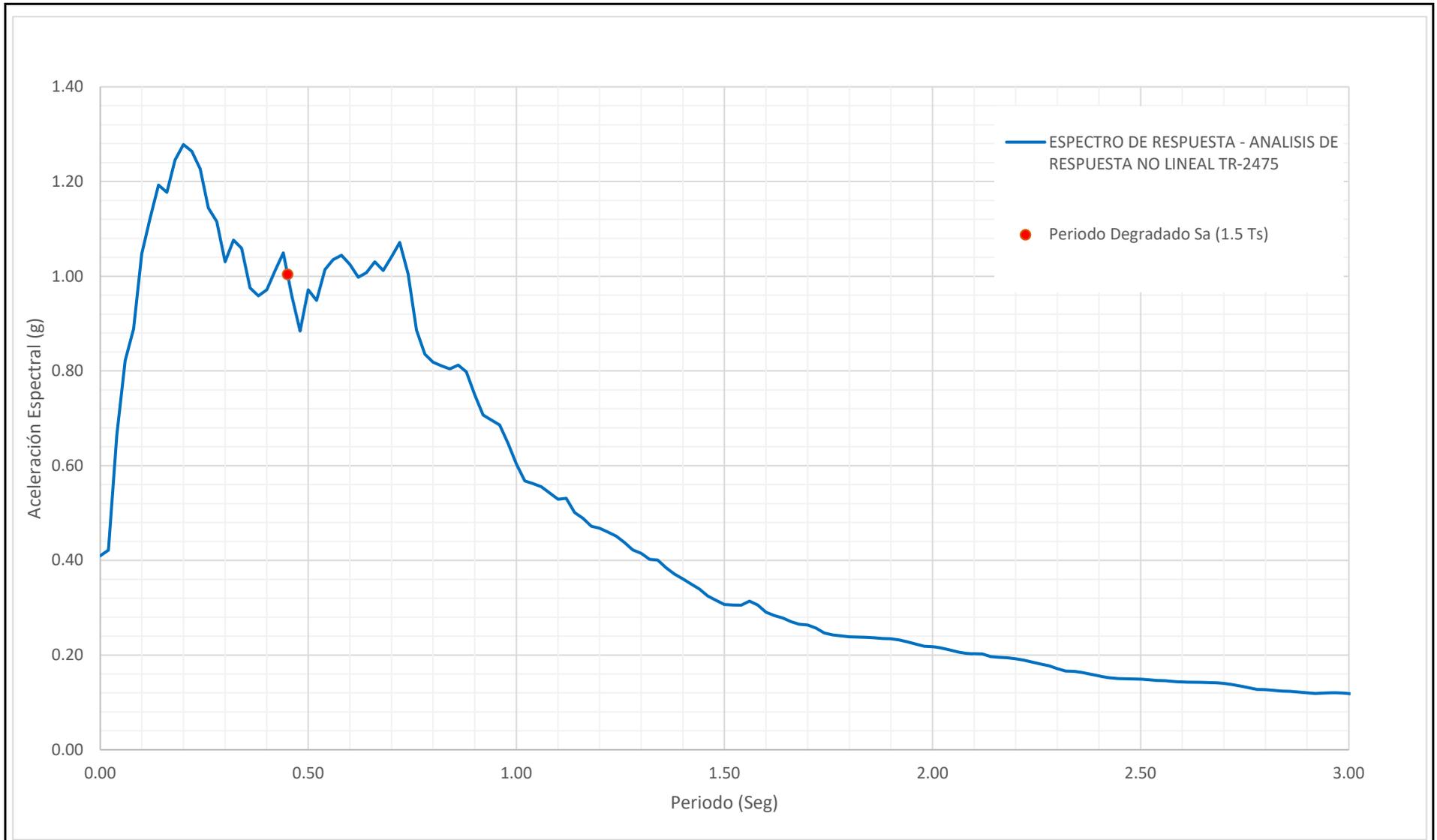
Elaborado:		PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	ANEXO
Aprobado:			
Rev B		ENVOLVENTES Y PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA EN LA SUPERFICIE PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	3.2.6
Rev A	07/05/2021		



Elaborado:		PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	ANEXO
Aprobado:			3.2.7
Rev B		COMPARACIÓN DE ESPECTROS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS	
Rev A	07/05/2021		

ANEXOS 04: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO

ANEXO 4.1 CÁLCULO DE COEFICIENTE PSEUDOESTÁTICO CON CRITERIOS DE BRAY ET AL (2017) Y USACE



Elaborado:		PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio	ANEXO
Aprobado:			4.1.1
Rev B		ACELERACIONES ESPECTRALES (Tr=475 años) PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO POR EL CRITERIO DE BRAY ET AL. (2017)	
Rev A	7/05/2021		

**Cálculo del Coeficiente Pseudo-Estático Horizontal
Método de Bray et al. (2017)**

Parámetros de entrada: α (Desv. est.): 0.73
 g (cm/seg²): 981

Coeficiente Pseudoestático para un TR= 2475 años		
Estructura en Análisis		Dique de Presa de Relaves
Parámetros		
Datos de entrada	Dperm (cm) :	30.0
	Vs (m/seg) :	400.0
	H (m) :	30.0
	Ts (seg) :	0.300
Espectro de Respuesta del Sitio	Magnitud (Mw) :	7.3
	Sa ₁ (1.5Ts deg) (g) :	1.005
	k ₁ (cm) :	0.172
Coeficiente pseudo estático promedio :		0.1723

- Abreviaturas** :
- Dperm*: Deformación permisible
 - Vs*: Velocidad de onda de corte promedio del suelo o roca comprendida en el bloque deslizando
 - H*: Altura bloque deslizando
 - Ts*: Periodo de la estructura de suelo
 - 1.5Ts deg*: Periodo degradado de la estructura de suelo
 - Sa₁*: Aceleración espectral para ley de atenuación "I"
 - K₁*: Coeficiente pseudoestático obtenido por la ley de atenuación/espectro "I"

ANEXO 4.2 ANALISIS PSEUDOESTATICO EN SLIDE V.6



SLIDEINTERPRET 6.005

CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

CRITERIO PARA COEFICIENTE SÍSMICO:

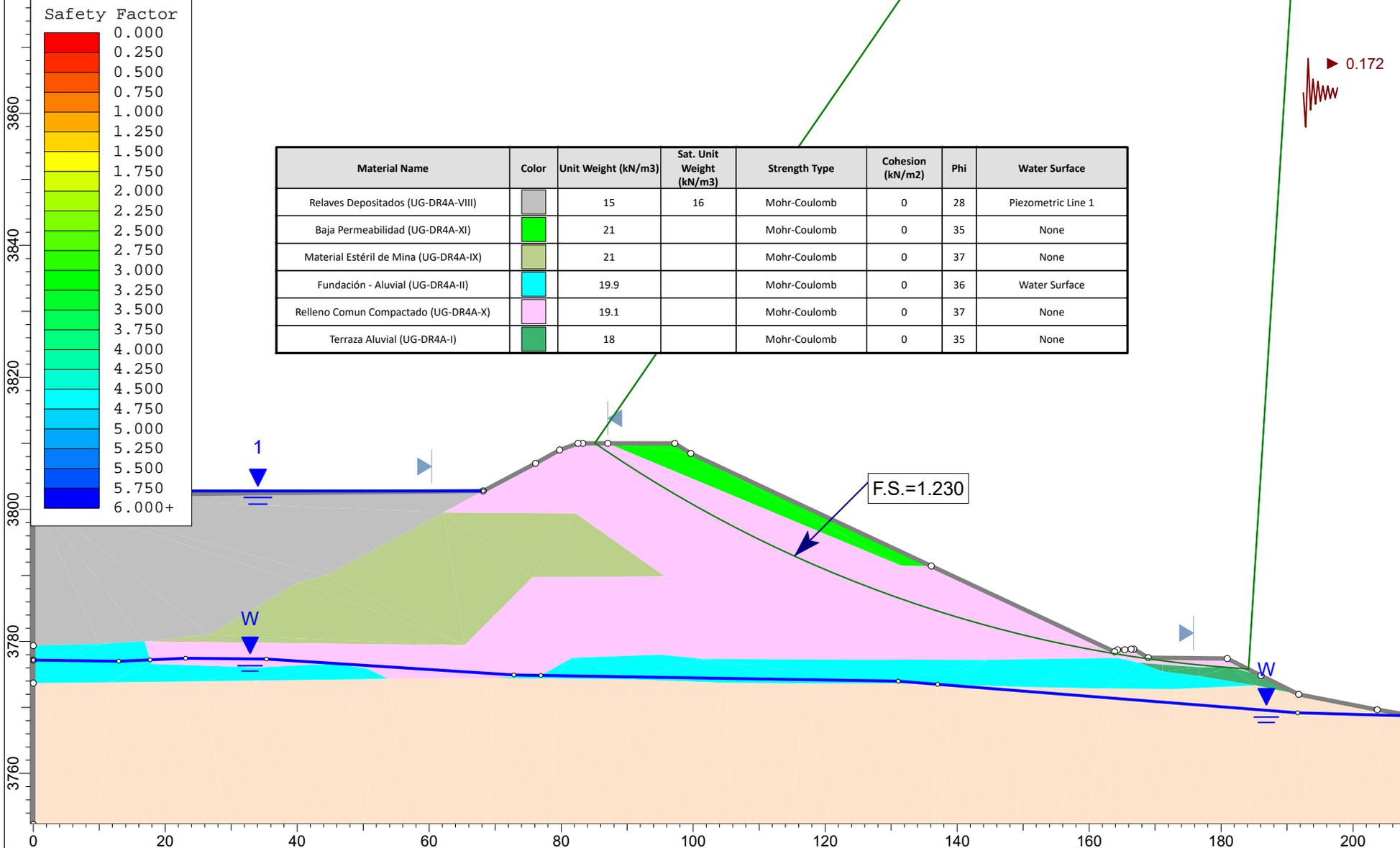
Criterio de Bray et al. (2017)

TÍTULO DE LA FIGURA:

Anexo 4.2.1

SECCIÓN:

Sección A-A'





SLIDEINTERPRET 6.005

CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES A PARTIR DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

CRITERIO PARA COEFICIENTE SÍSMICO:

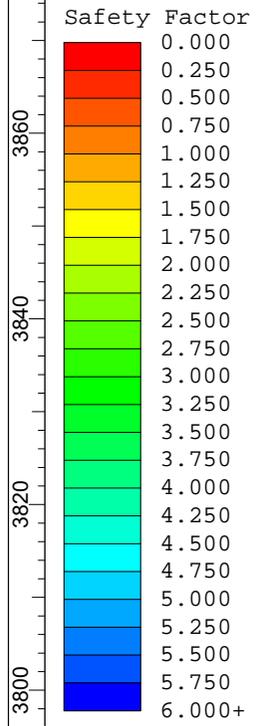
Criterio de Hynes - Griffin y Franklyn (1984)

TÍTULO DE LA FIGURA:

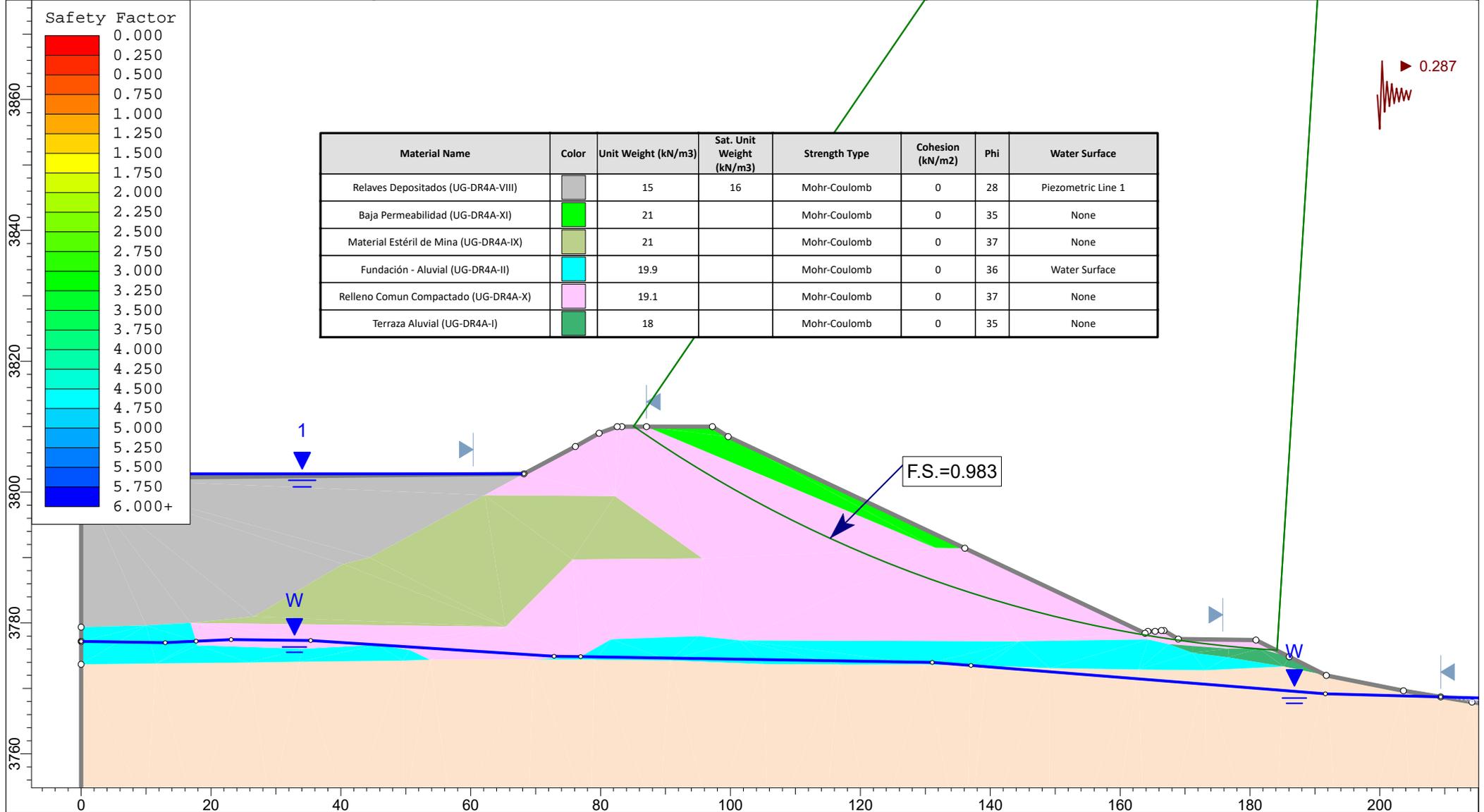
Anexo 4.2.2

SECCIÓN:

Sección A-A'



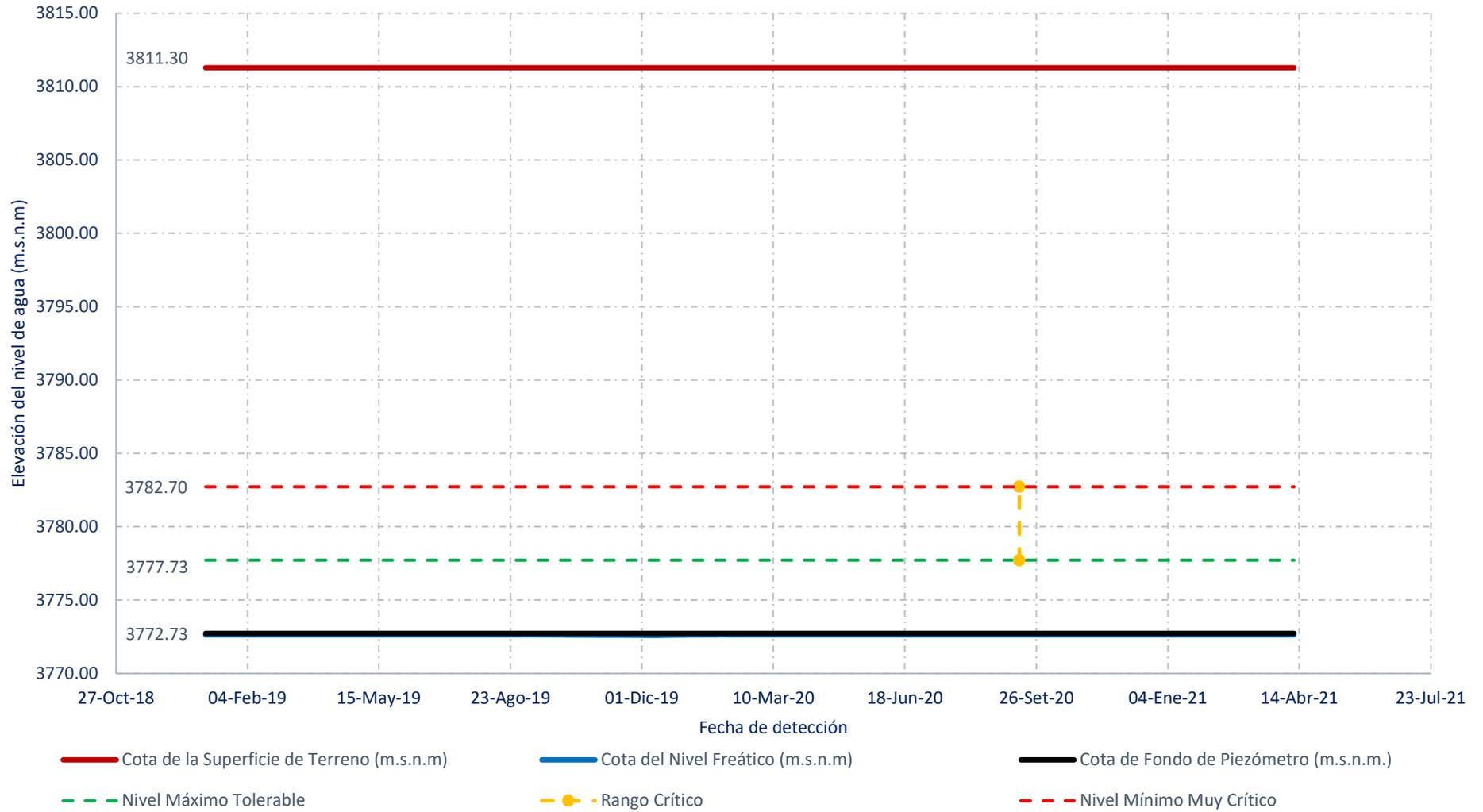
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface
Relaves Depositados (UG-DR4A-VIII)	Grey	15	16	Mohr-Coulomb	0	28	Piezometric Line 1
Baja Permeabilidad (UG-DR4A-XI)	Green	21		Mohr-Coulomb	0	35	None
Material Estéril de Mina (UG-DR4A-IX)	Olive	21		Mohr-Coulomb	0	37	None
Fundación - Aluvial (UG-DR4A-II)	Cyan	19.9		Mohr-Coulomb	0	36	Water Surface
Relleno Comun Compactado (UG-DR4A-X)	Pink	19.1		Mohr-Coulomb	0	37	None
Terraza Aluvial (UG-DR4A-I)	Orange	18		Mohr-Coulomb	0	35	None



ANEXOS 05: NIVELES PIEZÓMETRICOS

CÁLCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO PARA UNA PRESA DE RELAVES
A PARTIR DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO
Bach. Luzquiños Sánchez Luis Carlos

Registro histórico del nivel piezométrico PZ 1

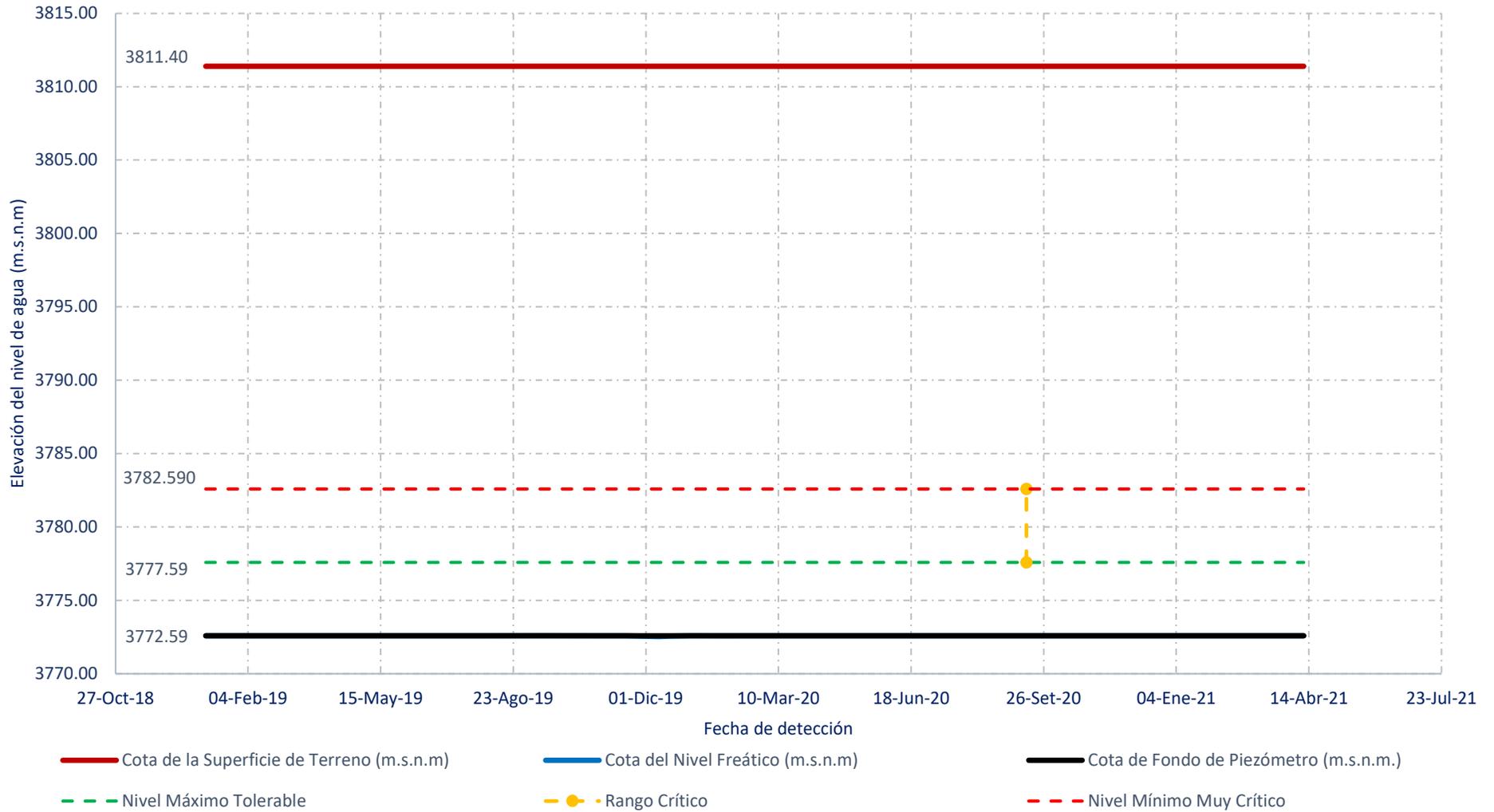


Elaborado:	
Aprobado:	
Rev B	
Rev A	07/05/2021

PROYECTO:	Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio
Registro Histórico del Nivel Piezométrico - Depósito de Relaves	

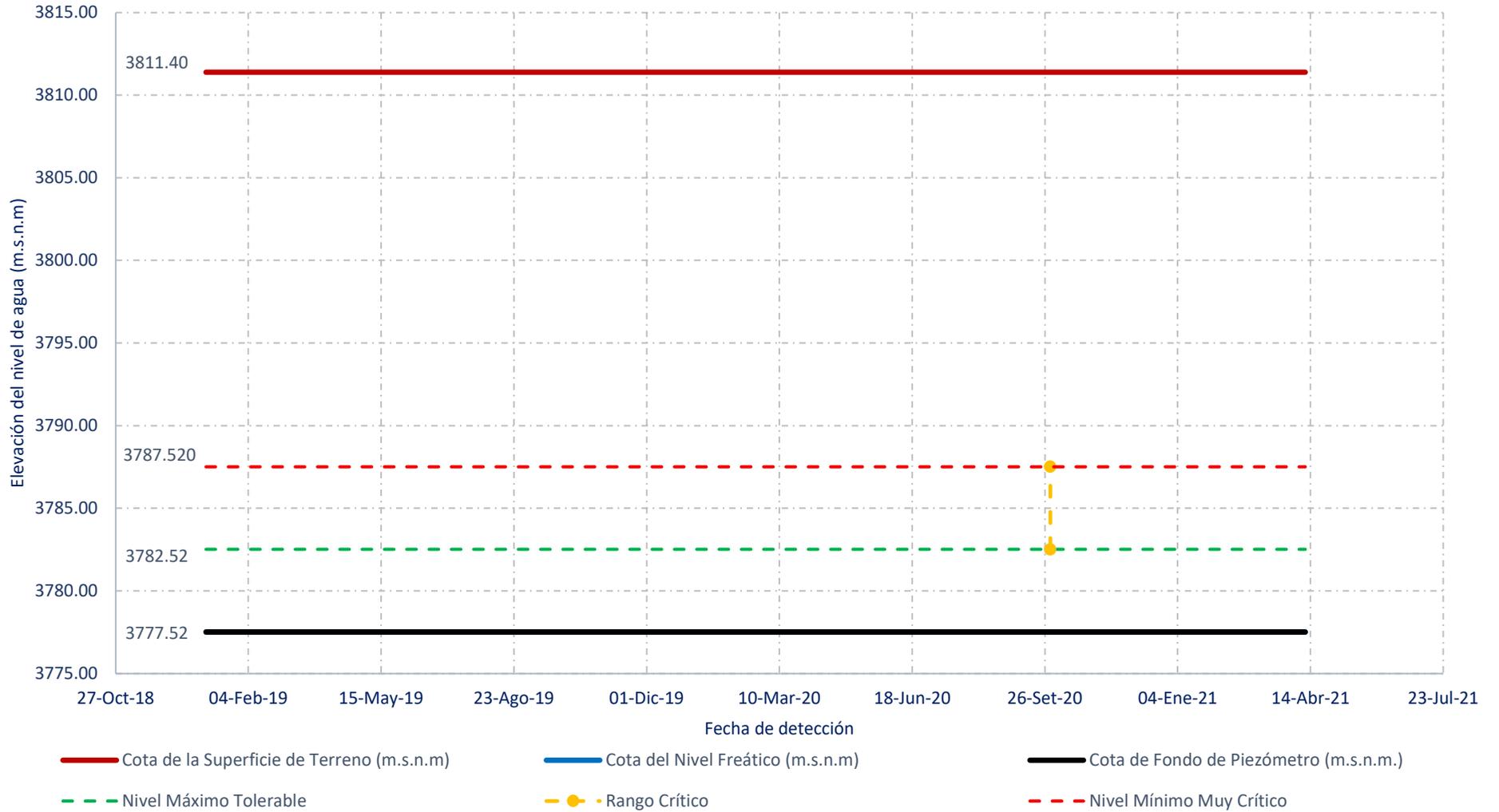
ANEXO
5.1

Registro histórico del nivel piezométrico PZ MHKP09-02



Elaborado:	DP	PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio Registro Histórico del Nivel Piezométrico - Depósito de Relaves	ANEXO
Aprobado:	FG		5.2
Rev B			
Rev A	07/05/2021		

Registro histórico del nivel piezométrico PZ N°2 PM-1



Elaborado:	DP
Aprobado:	FG
Rev B	
Rev A	07/05/2021

PROYECTO:

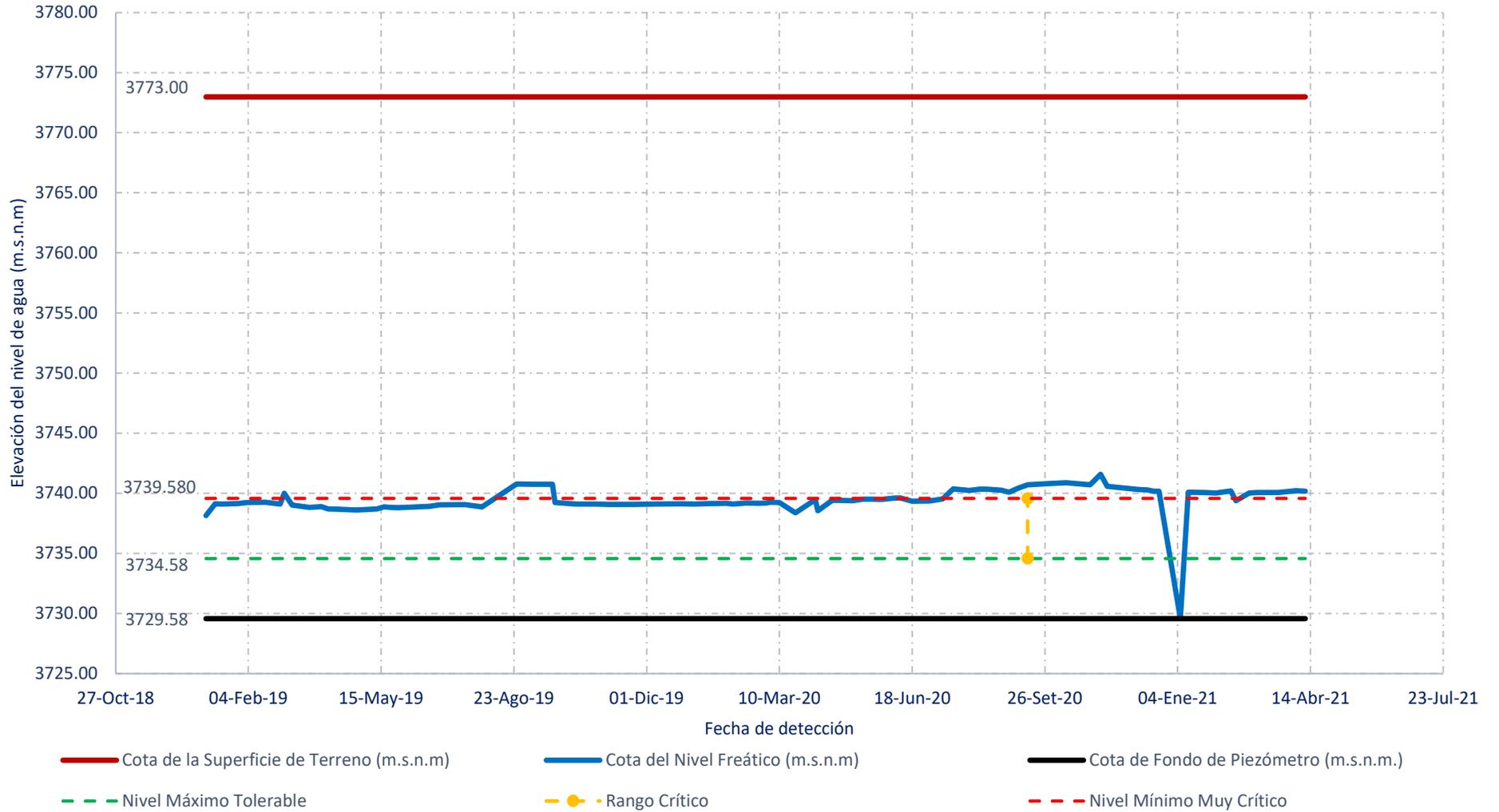
Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio

Registro Histórico del Nivel Piezométrico - Depósito de Relaves

ANEXO

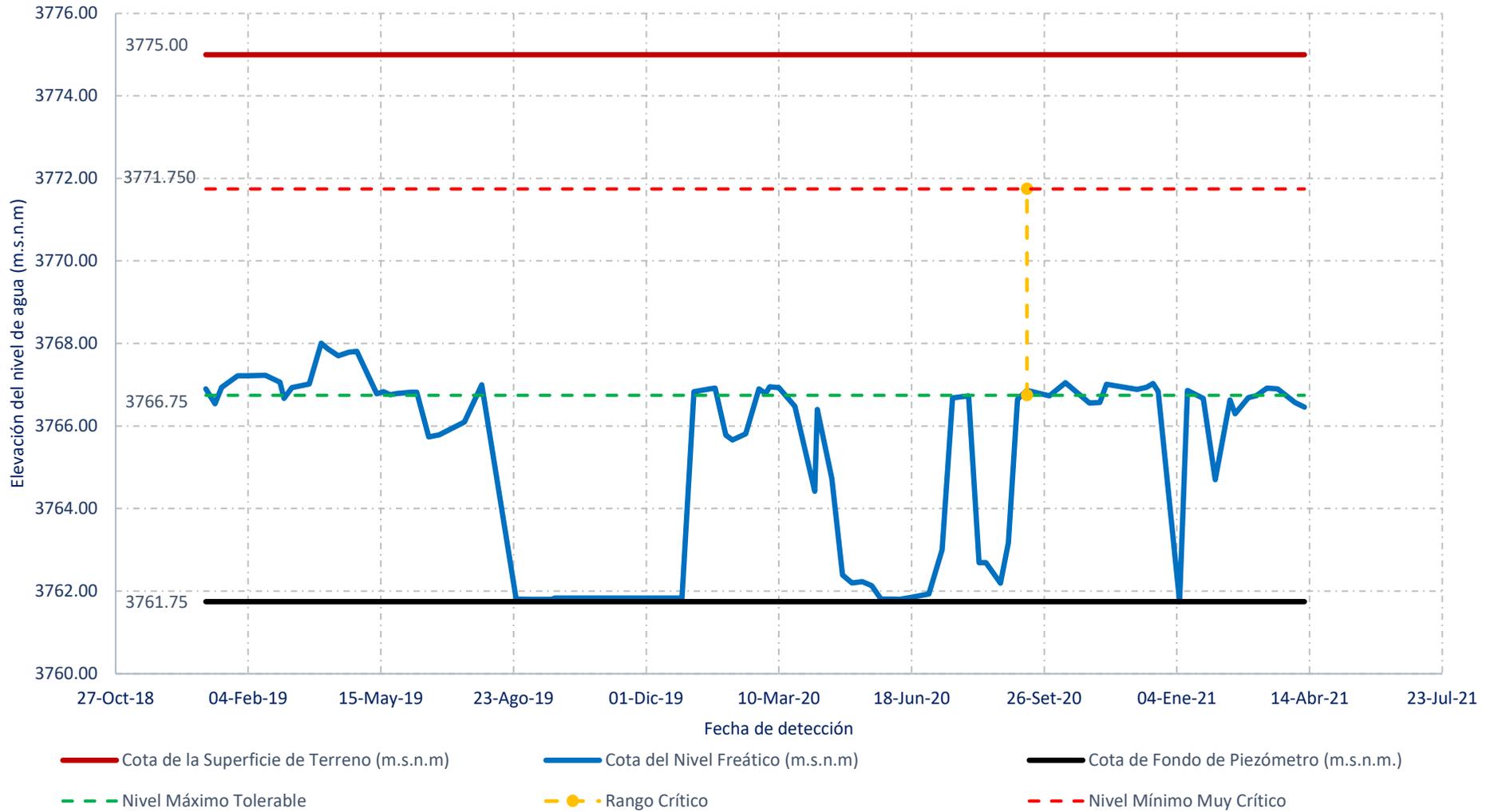
5.3

Registro histórico del nivel piezométrico PZ MHKP09-01



Elaborado:	DP	PROYECTO: Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio Registro Histórico del Nivel Piezométrico - Depósito de Relaves	ANEXO
Aprobado:	FG		5.4
Rev B			
Rev A	07/05/2021		

Registro histórico del nivel piezométrico PZ PM-2



Elaborado:	DP
Aprobado:	FG
Rev B	
Rev A	07/05/2021

PROYECTO:

Cálculo de Coeficiente Sísmico para una Presa de Relaves a partir del Análisis de Respuesta de Sitio

Registro Histórico del Nivel Piezométrico - Depósito de Relaves

ANEXO

5.5