

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



**TESIS**

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA  
PRESA DE RELAVES OTAPARA, DPTO. AREQUIPA – PROV.  
CARAVELÍ”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR  
CELSO ANTERO IVAN SALVADOR VILLALOBOS**

**ID: 0009-0006-9341-5177**

**ASESOR  
MSC. LUIS SERAFIN GONZALES HIJAR**

**ID: 0009-0004-9322-3234**

**LIMA-PERÚ**

**2024**

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Salvador Villalobos, Celso Antero Ivan

celsosalvador0513@gmail.com

972090405

## **DEDICATORIA**

*Dedico este trabajo a Dios por el don de la vida, a mi familia por todo el amor que me dan y a mis amigos por sus oraciones.*

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por haberme bendecido con una formación universitaria en la UNI, donde no solo aprendí conocimientos técnicos, sino que tuve la oportunidad de fortalecer mi Fe.

Al profesor Luis Gonzales, por su orientación, pero sobre todo su confianza, consejos y creer en mí durante todos estos años de amistad.

A mi familia por su amor incondicional, en especial a mi mamá Rebeca, mi papá Miguel, mi hermano Miguel, mi hermana María, mis abuelitos Celso y Basi, Antero y Delidia, mi madrina Peri, mi padrino Joel, mi amada Rebeca Pereira Fernandes, por todas las palabras de aliento, demostraciones de cariño y por creer siempre en mí. Mi tía María Piedad, María Jesús, Celso Arturo, Teresita de Jesús y Sarita; mi prima María Edith, María Esther, Karen Morgana, María Victoria, Celso Arturo, Yadira Rosmery y Aaron Joel; Mis ahijados Jaime, Ivan, Almendra, Aarón, Daniela, Nestor, Marely y Lupita; Mis sobrinas Mildred y Antonela; mi tía Pitito, Elita, Lichi, Jaime, Nelly, Margi, Jiro, Crecencia, Leida Milte, Berta, Yenni; la familia Pereira Fernandes, el Sr. Gilder y Sra. Leila, por haberme fortalecido con su amor.

Mis queridos amigos de la UNI, GEOGROUP, EPJ, KUNIC y Colegio Bertolt Brecht por ser la familia que Dios me dio para conocer sus milagros. En especial para Luis Carlos Luzquiños, Oscar Meza, Jhony Alfaro, Jorge Zumarán, Pedro Castro, David Gutiérrez, Kathy Gamarra, Erika Flores, Christian Becerra, Cindy Rojas, Juan Pablo Rojas, Enrique Carvajal, Christian Palacios, Rocío Cáceres, Patricia Montes, Johana Granda y Fiorella Arcila.

## ÍNDICE

<b>Resumen</b> .....	4
<b>Abstract</b> .....	5
<b>Prólogo</b> .....	6
<b>Lista de figuras</b> .....	8
<b>Lista de tablas</b> .....	16
<b>Lista de símbolos y siglas</b> .....	20
<b>Capítulo I: Introducción</b> .....	24
1.1 Antecedentes.....	24
1.1.1 Caso histórico de presas de relave que fallaron en el mundo y el Perú..	24
1.2 Planteamiento del problema.....	25
1.3 Definición de objetivos.....	26
1.3.1 Objetivo general.....	26
1.3.2 Objetivos específicos.....	26
<b>Capítulo II: Marco teórico y conceptual</b> .....	27
2.1 Clasificación sísmica de la presa de relaves.....	27
2.1.1 Asociación canadiense de presas (CDA, 2019)(36).....	27
2.1.2 Comisión internacional de grandes presas (ICOLD, 2016)(59).....	29
2.1.3 Estándar global de gestión de relaves para la industria minera (GISTM, 2020)(51).....	32
2.1.4 Guía del ministerio de energía y minas del Perú (MEM, 1998)(80).....	35
2.2 Peligro sísmico probabilístico.....	35
2.2.1 Catálogo sísmico.....	36
2.2.2 Normalización de magnitud.....	36
2.2.3 Depuración del catálogo sísmico.....	37
2.2.4 Fuentes sismogénicas y obtención de parámetros.....	38
2.2.5 Relaciones de atenuación.....	42
2.2.6 Efecto de sitio.....	43
2.2.7 Estimación probabilística de la amenaza sísmica.....	44
2.2.8 Curva de amenaza sísmica.....	47
2.2.9 Desagregación de la amenaza sísmica.....	50
2.3 Generación de registros sísmicos.....	50
2.3.1 Duración de los registros sísmicos.....	52

2.3.2	Método de ajuste espectral.....	54
2.4	Análisis numérico.....	55
2.4.1	Amortiguamiento.....	56
2.4.2	Tiempo de integración.....	59
2.4.3	Paso de tiempo crítico.....	60
2.4.4	Discretización de la malla para la transmisión de la onda.....	61
2.4.5	Condiciones de contorno.....	62
	<b>Capítulo III: Presa de relaves Otapara.....</b>	<b>64</b>
3.1	Ubicación del área de investigación.....	64
3.2	Características de la presa de relaves Otapara.....	65
3.3	Caracterización geotécnica de materiales.....	66
3.3.1	Investigación geotécnica.....	67
3.3.2	Ensayos de laboratorio.....	72
3.3.3	Unidades geotécnicas.....	78
3.3.4	Sección de análisis.....	81
	<b>Capítulo IV: Modelos constitutivos.....</b>	<b>82</b>
4.1	Modelos constitutivos.....	82
4.1.1	Modelo elástico.....	82
4.1.2	Hardening soil (HSM).....	85
4.1.3	Modelo hardening soil small.....	88
4.1.4	Modelo PM4Sand(23).....	92
4.1.5	Modelo PM4silt(24).....	100
4.2	Propiedades de los materiales.....	123
4.2.1	Calibración de parámetros de modelos constitutivos cíclicos.....	126
	<b>Capítulo V: Análisis dinámico de la presa de relaves Otapara.....</b>	<b>130</b>
5.1	Clasificación sísmica de la presa.....	130
5.1.1	Clasificación sísmica por la CDA(36).....	130
5.1.2	Clasificación sísmica por la ICOLD(59).....	131
5.1.3	Clasificación sísmica por la GISTM(51).....	132
5.2	Amenaza sísmica probabilística del área de investigación.....	133
5.2.1	Identificación y caracterización de las fuentes sismogénicas.....	135
5.2.2	Caracterización de la sismicidad o distribución temporal de los sismos – Análisis de recurrencia sísmica.....	139

5.2.3	Estimación de la probabilidad de excedencia del nivel de movimiento sísmico determinado en un período de tiempo.....	147
5.2.4	Análisis de desagregación sísmica.....	150
5.3	Registros sísmicos utilizados en el análisis.....	152
5.3.1	Duración de los registros sísmicos.....	156
5.3.2	Filtrado de registros sísmicos.....	161
5.3.3	Ajuste espectral.....	164
5.4	Evaluación del potencial de licuación dinámico.....	171
5.4.1	Susceptibilidad a la licuefacción.....	172
5.4.2	Amplificación sísmica.....	172
5.4.3	Método determinístico.....	177
5.4.4	Método probabilístico.....	182
5.5	Análisis estático.....	184
5.5.1	Presión de poros del agua en condiciones de flujo permanente.....	185
5.5.2	Distribución de tensiones efectivas.....	185
5.5.3	Esfuerzos de corte.....	186
5.5.4	Factor de seguridad estático.....	186
5.5.5	Análisis estático.....	187
5.5.6	Análisis post-sismo.....	188
5.6	Análisis dinámico.....	190
5.6.1	Tamaño máximo de la zona de discretización.....	191
5.6.2	Simulación elástica no amortiguada.....	194
5.6.3	Desplazamiento permanente.....	195
5.6.4	Relación de la presión de poros del agua.....	201
5.6.5	Registros sísmicos y espectros de respuesta.....	204
5.6.6	Desplazamientos post sismo.....	208
5.6.7	Desplazamientos verticales de Swaisgood (2014)(107).....	211
5.6.8	Comparación del modelo numérico y las consecuencias del sismo 2013.....	213
	<b>Conclusiones</b> .....	<b>216</b>
	<b>Recomendaciones</b> .....	<b>218</b>
	<b>Referencias bibliográficas</b> .....	<b>219</b>
	<b>Anexos</b> .....	<b>230</b>

## RESUMEN

Perú se encuentra en una zona de alta actividad sísmica conocida como el cinturón de fuego. Los sismos registrados con diferentes mecanismos de falla resultan de la interacción entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Es en esta región donde se desarrolla la actividad minera del país, junto con la construcción de grandes estructuras civiles, como presas de relaves, diseñadas para almacenar grandes cantidades de material en el menor espacio posible. En este trabajo se evaluó el comportamiento sísmico de una presa de relaves ubicado en Arequipa, Perú, construido con el método aguas arriba. En un evento sísmico ocurrido en 2013, la presa sufrió grietas en sus diques, asentamientos en la cresta y se visualizaron pequeños volcanes de arena en la playa de los relaves, lo que indica pérdida de resistencia en los relaves por licuefacción. En esta investigación, la estimación de la amenaza sísmica se realizó por métodos probabilísticos, los sismos artificiales de diseño fueron obtenidos por el método de ajuste espectral. Se realizaron análisis pseudoestáticos de estabilidad de taludes, así como también se estimaron los desplazamientos permanentes y el potencial de licuefacción dinámica por métodos simplificados. El análisis dinámico de la presa de relaves se realizó por el método de elementos finitos, considerando los modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt para simular el comportamiento mecánico de los relaves bajo carga cíclica.

## ABSTRACT

Peru is located in an area of high seismic activity known as The Ring of Fire. Earthquakes recorded with different failure mechanisms result from the interaction between the Nazca and South-American tectonic plates. It is in this region where mining activities take place in the country, along with the construction of large civil structures, such as tailings dams, designed to store large amounts of material in the smallest possible area. In this research, the seismic behavior of a tailings dam located in Arequipa, Peru, built with the upstream method, was evaluated. In a seismic event that occurred in 2013, the dam suffered cracks in its body, settlement in the crest and small sand boils, indicating loss of resistance in the tailings due to liquefaction. In this research, the seismic hazard assessment was made by probabilistic methods, the artificial design earthquake were obtained by matched to the target design spectrum. Pseudo-static analyzes of slope stability were performed, as well as the estimated permanent displacements and the potential of dynamic liquefaction were obtained by simplified methods. The dynamic analysis of the tailings dam was carried out by the finite element method, considering the PM4Sand and PM4Silt constitutive models to simulate the mechanical behavior of the tailings under cyclical load.

## PRÓLOGO

La tesis de grado presentado a continuación lleva el título de “Evaluación del comportamiento sísmico de la presa de relaves Otapara, Dpto. Arequipa – Prov. Caravelí”. Este trabajo ha sido escrito como parte de los requisitos de titulación para el programa de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima.

Esta tesis presenta un estudio sobre el comportamiento sísmico de una presa de relaves recrecida aguas arriba ubicado en la provincia de Arequipa, Perú. En 2013, los eventos sísmicos provocaron grietas en el cuerpo de la presa, asentamientos de la cresta y pequeños volcanes de arena debido a la licuefacción dinámica. En esta investigación se determinó la evaluación del peligro sísmico por métodos probabilísticos y se generaron sismos de diseño cumpliendo con las recomendaciones de clasificación de riesgo para el estándar global de gestión de relaves para la industria minera. Se realizó un análisis numérico de elementos finitos considerando los modelos constitutivos elastoplásticos PM4Sand y PM4Silt.

La estructura de la tesis está compuesta por cuatro capítulos, conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos; a continuación, se describe un resumen:

El Capítulo I presenta la introducción compuesta de los antecedentes donde se aborda casos históricos de presas de relave que fallaron en el mundo y el Perú, el planteamiento del problema y el objetivo principal y secundarios.

El Capítulo II describe el marco teórico y conceptual abarcando la clasificación sísmica de la presa de relaves, el peligro sísmico probabilístico, la generación de registros sísmicos y el análisis numérico.

El Capítulo III presenta la descripción de la presa de relaves Otapara mencionando la ubicación del área de investigación, características geométricas y geotécnicas de los materiales. Se menciona la investigación geotécnica, los ensayos de laboratorio, las unidades geotécnicas y la sección de análisis.

El Capítulo IV presenta de descripción de los modelos constitutivos y las propiedades de los materiales como la calibración de los parámetros para los modelos constitutivos.

El Capítulo V presenta el análisis dinámico de la presa de relaves Otapara, la clasificación sísmica, la amenaza sísmica probabilística, los registros sísmicos utilizados en el análisis, la evaluación del potencial de licuefacción, el análisis estático y el análisis dinámico.

Finalmente, las conclusiones de la presente investigación y recomendaciones para la continuación de la misma en futuros trabajos.

ASESOR

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b>	Geometría de fuentes sismogénicas .....	38
<b>Figura 2.2</b>	Representación de la ley de Gutenberg-Richter con un proceso de Poisson doblemente truncado.....	39
<b>Figura 2.3</b>	Ajuste por el método de máxima verosimilitud y de mínimos cuadrados .....	40
<b>Figura 2.4</b>	Comparación de diferentes relaciones de atenuación con registros sísmicos de España.....	43
<b>Figura 2.5</b>	Curva de probabilidad de excedencia utilizando dos relaciones de atenuación diferentes.....	48
<b>Figura 2.6</b>	Obtención del espectro de respuesta uniformemente probable a partir de las curvas de probabilidad de excedencia.....	49
<b>Figura 2.7</b>	Trifunac & Brady Duración de una fuerte sacudida (SD595) para la historia del tiempo de aceleración del lago Hughes del terremoto de Northridge de 1994.....	54
<b>Figura 2.8</b>	Espectros obtenidos por el método de ajuste espectral.....	55
<b>Figura 2.9</b>	Variación del coeficiente de amortiguamiento crítico normalizado en relación con la frecuencia angular.....	58
<b>Figura 2.10</b>	Condiciones de contorno de campo libre.....	63
<b>Figura 3.1</b>	Ubicación de la presa en Perú.....	64
<b>Figura 3.2</b>	Sección transversal crítica de la represa de Otapara.....	66
<b>Figura 3.3</b>	Ubicación de los ensayos SPT y otras excavaciones realizadas en el área de investigación.....	68
<b>Figura 3.4</b>	Influencia en la fuerza cíclica de los relaves.....	77
<b>Figura 3.5</b>	Curva de degradación del módulo de Young y amortiguamiento para relaves gruesos.....	78

<b>Figura 3.6</b>	Sección transversal de la presa de relaves de Otapara.....	81
<b>Figura 4.1</b>	Superficies de flujo del modelo HSM.....	86
<b>Figura 4.2</b>	Posiciones sucesivas de la superficie de escorrentía.....	86
<b>Figura 4.3</b>	Representación por el modelo HSM del comportamiento del suelo preconsolidado bajo tensión de desviación en carga primaria y descarga.....	87
<b>Figura 4.4</b>	Comportamiento rigidez-deformación.....	89
<b>Figura 4.5</b>	Comportamiento histerético.....	91
<b>Figura 4.6</b>	índice de estado relativo, $\xi_R$ y efectos de cambiar los parámetros Q y R.....	94
<b>Figura 4.7</b>	Superficies límite de dilatación, crítica y de fluencia en el plano q-p y en el plano de relaciones de tensión $r_{yy} - r_{xy}$ .....	96
<b>Figura 4.8</b>	Idealización esquemática de comportamiento de arcilla y de arena.....	101
<b>Figura 4.9</b>	Gráficos de tensión-deformación cíclica y trayectoria de tensión para dos limos normalmente consolidados diferentes, resultantes de ensayos cíclicos de corte directo simple sin drenaje.....	103
<b>Figura 4.10</b>	Representación de CSL basada en dos elecciones diferentes de los parámetros de entrada para las mismas condiciones iniciales.....	106
<b>Figura 4.11</b>	Representación de las trayectorias de tensiones efectivas en arcillas durante la compresión triaxial no drenada.....	108
<b>Figura 4.12</b>	Resistencia al corte normalizada no drenado vs OCR en ensayos de corte simple para la arcilla Boston Blue y diferencias en la resistencia no drenada para limos y arcillas normalmente consolidados con diferente IP .....	109

<b>Figura 4.13</b>	Representación esquemática de la superficie de fluencia formulada en PM4Silt.....	110
<b>Figura 4.14</b>	Representación esquemática de las relaciones de tensión límite y de dilatación para un valor dado del parámetro de estado .....	111
<b>Figura 4.15</b>	Representación esquemática de las relaciones de tensión límite y de dilatación para una relación de vacíos dada.....	113
<b>Figura 4.16</b>	Factor de magnitud de escala (MSF) en función de la magnitud del terremoto M.....	117
<b>Figura 4.17</b>	Calibración de la prueba CDSS realizada en muestra del Relave 5.....	127
<b>Figura 4.18</b>	Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 0 y Relave 1.	127
<b>Figura 4.19</b>	Curvas de resistencia cíclica, calibración de Relave 2.....	128
<b>Figura 4.20</b>	Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 3.....	128
<b>Figura 4.21</b>	Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 4.....	129
<b>Figura 4.22</b>	Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 5 y Relave 6.	129
<b>Figura 5.1</b>	Diagrama de flujo de clasificación sísmica de la presa de relaves.....	130
<b>Figura 5.2</b>	Diagrama de flujo del peligro sísmico probabilístico.....	134
<b>Figura 5.3</b>	Integridad del Catálogo Sísmico por el Método de Stepp.....	136
<b>Figura 5.4</b>	Fuentes sismogénicas de subducción intraplaca e interfase ....	137
<b>Figura 5.5</b>	Fuentes sismogénicas de corteza.....	137
<b>Figura 5.6</b>	Árbol Lógico utilizado en la presa de relaves de Otapara.....	146

<b>Figura 5.7</b>	Curva de peligro sísmico para suelo tipo B con 5% de amortiguamiento crítico.....	148
<b>Figura 5.8</b>	Espectro de diseño para un período de retorno de 1000 años...	149
<b>Figura 5.9</b>	Desagregación de amenaza sísmica para PGA considerando $T_r=1000$ años, 5% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición.....	151
<b>Figura 5.10</b>	Diagrama de flujo para la construcción del sismo de diseño...	152
<b>Figura 5.11</b>	Registro sísmico de Lomas, en dirección EW.....	154
<b>Figura 5.12</b>	Registro sísmico de Atico original, en dirección EW.....	154
<b>Figura 5.13</b>	Registro sísmico de Lima, en dirección EW.....	155
<b>Figura 5.14</b>	Criterio de Trifunac y Brady para el sismo de Lomas EW (2018).....	156
<b>Figura 5.15</b>	Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía Lomas EW (2018).....	157
<b>Figura 5.16</b>	Criterio de Trifunac y Brady para el terremoto Atico EW (2001).	157
<b>Figura 5.17</b>	Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía Atico EW (2001).....	158
<b>Figura 5.18</b>	Criterio de Trifunac y Brady para el terremoto de Lima EW (1974).....	159
<b>Figura 5.19</b>	Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía Lima EW (1974).....	160
<b>Figura 5.20</b>	Registro de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto de Lomas (2018) previo al ajuste espectral.....	161
<b>Figura 5.21</b>	Registro de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto de Atico (2001) previo al ajuste espectral.....	162
<b>Figura 5.22</b>	Registro de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto de Lima (1974) previo al ajuste espectral.....	163

<b>Figura 5.23</b>	Espectros de respuesta original de los registros sísmicos considerados.....	164
<b>Figura 5.24</b>	Espectros de respuesta de los registros sísmicos semilla (seed) considerados.....	165
<b>Figura 5.25</b>	Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Atico 2001.....	165
<b>Figura 5.26</b>	Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Lima 1974.....	166
<b>Figura 5.27</b>	Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Lomas 2018.....	166
<b>Figura 5.28</b>	Proceso de ajuste espectral de registros sísmicos.....	167
<b>Figura 5.29</b>	Registro de aceleración del terremoto de Atico (2001) antes y después del ajuste espectral.....	167
<b>Figura 5.30</b>	Registro de aceleración del terremoto de Lima (1974) antes y después del ajuste espectral.....	168
<b>Figura 5.31</b>	Registro de aceleración del terremoto de Lomas (2018) antes y después del ajuste espectral.....	168
<b>Figura 5.32</b>	Comparación Intensidades de Arias estimada por Macedo et al. (2019).....	169
<b>Figura 5.33</b>	Diagrama de flujo de la evaluación del potencial de licuefacción.....	170
<b>Figura 5.34</b>	Velocidad de las ondas de corte VS en los sondajes (a) SPT-1 y (b) SPT-2.....	172
<b>Figura 5.35</b>	Discretización por estratos en el sondaje SPT-1 y SPT-2.....	173
<b>Figura 5.36</b>	Curva reducción del módulo de corte y variación de la relación de amortiguamiento en el sondeo SPT-1.....	174
<b>Figura 5.37</b>	Curva reducción del módulo de corte y variación de la relación de amortiguamiento en el sondeo SPT-2.....	175
<b>Figura 5.38</b>	Aceleración a diferentes elevaciones en el sondaje SPT-1 y SPT-2.....	176

<b>Figura 5.39</b>	Variación del factor de seguridad frente a la licuefacción considerando los tres sismos de diseño.....	178
<b>Figura 5.40</b>	Variación del factor de seguridad frente a la licuefacción considerando los tres sismos de diseño.....	179
<b>Figura 5.41</b>	Esfuerzo cortante máximo en el sondaje SPT-1 y SPT-2.....	180
<b>Figura 5.42</b>	Deformación que activa la licuefacción en el sondaje SPT-1 y SPT-2.....	181
<b>Figura 5.43</b>	Variación en la probabilidad de licuefacción para los tres sismos de diseño.....	183
<b>Figura 5.44</b>	Diagrama de flujo del análisis estático.....	184
<b>Figura 5.45</b>	Presión intersticial activa en el cuerpo de la presa antes del terremoto.....	184
<b>Figura 5.46</b>	Distribución de tensiones efectivas verticales y horizontales en estado estático.....	185
<b>Figura 5.47</b>	Esfuerzos cortantes en el plano horizontal ( $\tau_{xy}$ ) en estado estático.....	186
<b>Figura 5.48</b>	Superficie de falla de la presa en estado estático.....	186
<b>Figura 5.49</b>	Campo de desplazamiento de la presa en estado estático.....	187
<b>Figura 5.50</b>	Análisis estático de estabilidad global aguas abajo, local aguas abajo y local aguas arriba.....	187
<b>Figura 5.51</b>	Análisis de estabilidad post-sismo.....	190
<b>Figura 5.52</b>	Diagrama de flujo del análisis dinámico.....	191
<b>Figura 5.53</b>	Espectros de potencia de velocidades y frecuencias de corte de sismos artificiales.....	192
<b>Figura 5.54</b>	Discretización de la malla de la sección transversal.....	194

<b>Figura 5.55</b>	Puntos de control para desplazamientos y presiones intersticiales.....	195
<b>Figura 5.56</b>	Historia de los desplazamientos horizontales y verticales provocados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial Lomas 2018.....	196
<b>Figura 5.57</b>	Historia de los desplazamientos horizontales y verticales causados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial de Atico 2001.....	197
<b>Figura 5.58</b>	Historia de los desplazamientos horizontales y verticales ocasionados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial del Lima 1974.....	198
<b>Figura 5.59</b>	Campos de desplazamiento Total, horizontal y vertical provocados por el sismo artificial Lomas 2018.....	199
<b>Figura 5.60</b>	Campos de desplazamiento Total, horizontal y vertical causados por el sismo artificial Atico 2001.....	200
<b>Figura 5.61</b>	Campos de desplazamiento Total, horizontal y vertical causados por el sismo artificial del Lima 1974.....	200
<b>Figura 5.62</b>	Historia del parámetro de presión intersticial (ru) en algunos puntos de control durante sismos artificiales.....	202
<b>Figura 5.63</b>	Distribución final de parámetros de presión intersticial (ru) para sismos artificiales.....	203
<b>Figura 5.64</b>	Respuesta en términos de aceleración de los puntos P-2 y P-3 durante sismos artificiales .....	204
<b>Figura 5.65</b>	Aceleraciones espectrales en los puntos P-2 y P-3 para sismos artificiales.....	205
<b>Figura 5.66</b>	Aceleraciones espectrales en algunos puntos de las capas de relaves para sismos artificiales.....	207
<b>Figura 5.67</b>	Historia de los desplazamientos verticales ocasionados durante y después del sismo artificial de Lomas 2018.....	209
<b>Figura 5.68</b>	Historia de los desplazamientos verticales causados durante y después del sismo artificial Atico 2001.....	210

---

<b>Figura 5.69</b>	Historia de los desplazamientos verticales causados durante y después del sismo artificial de Lima 1974.....	211
<b>Figura 5.70</b>	Localización y datos del sismo del 2013 (CISMID).....	213
<b>Figura 5.71</b>	Comparación entre modelo numérico y consecuencias del sismo en la presa después de un día del sismo del 2013.....	215

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2.1</b>	Clasificación de presas por niveles de pérdidas.....	28
<b>Tabla 2.2</b>	Niveles Recomendados para Terremoto de Diseño – Fase de Selección de sitio, Construcción, Operación y Transición.....	29
<b>Tabla 2.3</b>	Niveles Recomendados para Terremoto de Diseño – Fase de Cierre Pasiva.....	29
<b>Tabla 2.4</b>	Cuantificación del Factor de Riesgo.....	30
<b>Tabla 2.5</b>	Clasificación de Riesgo.....	30
<b>Tabla 2.6</b>	Matriz de clasificación por consecuencias.....	33
<b>Tabla 2.7</b>	Criterios sísmicos de diseño.....	34
<b>Tabla 2.8</b>	Clasificación de suelos en función de la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ).....	44
<b>Tabla 3.1</b>	Relación entre NSPT con compacidad y consistencia.....	67
<b>Tabla 3.2</b>	Resumen de los ensayos SPT 1 y CP – Antes del Sismo.....	70
<b>Tabla 3.3</b>	Resumen de los ensayos SPT 2 y CP – Antes del Sismo.....	71
<b>Tabla 3.4</b>	Resumen de las Pruebas SPT 3 – Después del Sismo.....	72
<b>Tabla 3.5</b>	Resumen de las Pruebas SPT 4 – Después del Sismo.....	72
<b>Tabla 3.6</b>	Resumen de los ensayos de Clasificación de Suelos.....	73
<b>Tabla 3.7</b>	Resumen de la Prueba de Corte Directo.....	74
<b>Tabla 3.8</b>	Resumen de las pruebas de clasificación de suelos de relaves.....	74

<b>Tabla 3.9</b>	Resumen de la densidad promedio de relaves.....	74
<b>Tabla 3.10</b>	Resumen de ensayos de gravedad específicos.....	75
<b>Tabla 3.11</b>	Resumen de Ensayos de Compresión Simple.....	75
<b>Tabla 3.12</b>	Resumen de ensayos de propiedades físicas en roca.....	76
<b>Tabla 3.13</b>	Resumen de pruebas de licuefacción.....	76
<b>Tabla 3.14</b>	Valoración del macizo rocoso.....	80
<b>Tabla 4.1</b>	Parámetros de entrada para el modelo HSM.....	88
<b>Tabla 4.2</b>	Parámetros avanzados del modelo HSM.....	88
<b>Tabla 4.3</b>	Parámetros adicionales HS Small.....	92
<b>Tabla 4.4</b>	Propiedades elásticas de los materiales.....	123
<b>Tabla 4.5</b>	Propiedades de los materiales utilizados en el análisis estático.....	124
<b>Tabla 4.6</b>	Parámetros utilizados en el análisis dinámico de materiales no licuables.....	124
<b>Tabla 4.7</b>	Parámetros del modelo PM4Sand utilizados en el análisis dinámico de materiales licuables.....	125
<b>Tabla 4.8</b>	Parámetros del modelo PM4Silt utilizados en el análisis dinámico de materiales con ablandamiento.....	125
<b>Tabla 4.9</b>	Amortecimiento de Rayleigh dos materiais - Análise Dinámico..	125
<b>Tabla 5.1</b>	Niveles de terremotos.....	131
<b>Tabla 5.2</b>	Estimación del factor de riesgo de la presa de relaves.....	132

<b>Tabla 5.3</b>	Clasificación de Riesgo.....	132
<b>Tabla 5.4</b>	Criterios sísmicos de diseño.....	133
<b>Tabla 5.5</b>	Parámetros sismológicos de fuentes sismogénicas.....	138
<b>Tabla 5.6</b>	Valores de aceleración máxima del suelo (PGA) para suelo tipo B.....	148
<b>Tabla 5.7</b>	Desagregación de Amenaza Sísmica PGA para Rocha, Tr=1000 años, PE=5% en 50 años.....	150
<b>Tabla 5.8</b>	Registros sísmicos considerados en el ajuste espectral.....	152
<b>Tabla 5.9</b>	Direcciones y aceleraciones máximas de los registros.....	153
<b>Tabla 5.10</b>	Energía del sismo Lomas EW para un tiempo de duración.....	156
<b>Tabla 5.11</b>	Energía del sismo Atico EW para un tiempo de duración.....	158
<b>Tabla 5.12</b>	Energía del sismo Lima EW para un tiempo de duración.....	159
<b>Tabla 5.13</b>	Factor de seguridad del análisis estático.....	188
<b>Tabla 5.14</b>	Parámetros de resistencia residual para relaves.....	189
<b>Tabla 5.15</b>	Factor de seguridad post-sismo para diferentes superficies de ruptura y condiciones.....	190
<b>Tabla 5.16</b>	Determinación del tamaño máximo de discretización de elementos.....	193
<b>Tabla 5.17</b>	Frecuencias predominantes de vibración obtenidas en diferentes materiales.....	195
<b>Tabla 5.18</b>	Desplazamientos máximos permanentes inducidos por sismos	199
<b>Tabla 5.19</b>	Nivel relativo de daño.....	212

<b>Tabla 5.20</b>	Cálculo de desplazamientos verticales.....	212
<b>Tabla 5.21</b>	Ubicación de la estación y valores máximos de aceleración....	214

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

<b>A</b>	constante de amortiguamiento proporcional a la masa
<b>a<sub>(t)</sub></b>	acelerograma sin corrección
<b>A<sub>lazo</sub></b>	área del ciclo de histéresis
<b>B</b>	constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez
<b>β</b>	pendiente de la curva de la ley de recurrencia
<b>[C]</b>	matriz de amortiguamiento viscoso
<b>c</b>	cohesión
<b>c<sub>i</sub>, α<sub>i</sub></b>	coeficientes de relación de atenuación
<b>d<sub>i</sub></b>	espesor de capa i
<b>D<sub>e</sub></b>	matriz de rigidez elástica
<b>D<sub>R</sub></b>	densidad relativa aparente
<b>E</b>	índice vacío
<b>E<sup>ref</sup><sub>50</sub></b>	módulo de secado de carga para el 50% de la tensión de rotura de la prueba triaxial drenada de compresión
<b>E<sup>ref</sup><sub>ed</sub></b>	módulo tangente debido a la compresión primaria del ensayo de compresión edométrica
<b>E<sup>ref</sup><sub>ur</sub></b>	parámetros de descarga/recarga elástica del ensayo triaxial drenado
<b>δ</b>	multiplicador plástico
<b>ε<sub>e</sub></b>	deformación elástica
<b>ε<sub>p</sub></b>	deformación plástica
<b>f<sub>c</sub></b>	frecuencia de corte
<b>f<sub>i</sub></b>	funciones de flujo
<b>fM<sub>(m)</sub></b>	función de densidad de probabilidad de la magnitud del terremoto
<b>fR<sub>(r)</sub></b>	función de densidad de probabilidad de ubicación de terremotos
<b>Φ</b>	ángulo de fricción interna del suelo
<b>g</b>	aceleración de la gravedad
<b>gi</b>	funciones de potencial plástico
<b>G</b>	módulo de corte
<b>G<sub>0</sub></b>	coeficiente de módulo de cortante inicial

$G_{max}$	módulo de corte máximo
$G_{sec}$	módulo de cortante secante
$H$	profundidad focal
$H(x)$	función de Heaviside, función de grado
$K$	módulo de deformación volumétrica
$K'$	error de aproximación de diferencias finitas
$K_{2,max}$	constante de la influencia de la relación de vacíos
$l$	longitud de onda
$\lambda$	probabilidad de ocurrencia de terremotos por unidad de tiempo
$P^*(y>Y)$	tasa anual de excedencia del movimiento $Y$
$P^{ref}$	tensión de referencia para la rigidez
$L$	longitud promedio de ruptura por falla
$m$	exponente de dependencia de la rigidez en relación con el nivel de tensión
$m_0$	magnitud mínima de referencia
$m_b$	magnitud de las ondas de cuerpo
$M_0$	momento sísmico
$M_L$	magnitud local
$M_s$	magnitud de ondas de superficie
$M_u$	magnitud máxima
$M_w$	magnitud momento
$[M]$	matriz de masa
$N$	número de sismos mayores o iguales que cierta magnitud
$p_a$	presión atmosférica
$P_n$	probabilidad de ocurrencia de sismos
$P(y>Y)$	probabilidad de excedencia de $Y$
$P(A/E_i)$	probabilidad condicional
$r(t)$	ruído del registro sísmico
$r_{rup}, D_{falha}$	distancia mas próxima al área de ruptura
$\rho$	masa específica
$S(t)$	señal del registro sísmico
$S_a, Y, y$	aceleración espectral

<b>S<sub>i</sub></b>	factor suelo en las relaciones de atenuación
<b>S<sub>u,ratio</sub></b>	resistencia no drenada en estado crítico
<b>σ<sub>ij</sub></b>	componentes del tensor de tensiones
<b>σ'<sub>m</sub></b>	tensión efectiva media
<b>t</b>	tiempo
<b>T</b>	Tasa sísmica de la fuente sismogénica
<b>T<sub>r</sub></b>	período de retorno o de recurrencia
<b>v<sub>i</sub></b>	tasa anual de ocurrencia de sismos de la fuente i
<b>v<sub>s</sub></b>	velocidad de onda de corte
<b>v<sub>t</sub></b>	velocidad tangencial de la partícula
<b>ψ</b>	ángulo de dilatancia
<b>W<sub>d</sub></b>	energía disipada en un ciclo de histeresis
<b>W<sub>s</sub></b>	energía de deformación máxima
<b>x<sub>i</sub></b>	componentes del vector posición

<b>ABNT</b>	Asociación Brasileña de Normas Técnicas
<b>AEP</b>	Probabilidad Anual de Excedencia
<b>ASCE</b>	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles
<b>ASTM</b>	Sociedad Americana de Pruebas y Materiales
<b>CDA</b>	Asociación Canadiense de Presas
<b>CDSS</b>	Ensayo de Cortante Directo Simple Cíclico
<b>CMT</b>	Global Centroid Moment Tensor
<b>CP</b>	Cono Peck
<b>CPT</b>	Ensayo de Penetración Cónica
<b>CRR</b>	Relación de Resistencia Cíclica
<b>CSL</b>	Línea de Estado Crítico
<b>CSR</b>	Relación de Esfuerzo Cíclico
<b>CSSM</b>	Mecánica de Suelos en Estado Crítico
<b>DSS</b>	Ensayo de Cortante Directo Simple
<b>EPU</b>	Espectro de Peligro Uniforme
<b>FDM</b>	Método de Diferencias Finitas

<b>FEM</b>	Método de Elementos Finitos
<b>GISTM</b>	Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera
<b>GSHAP</b>	Global Seismic Hazard Assessment Program
<b>ICMM</b>	Consejo Internacional de Minería y Metales
<b>ICOLD</b>	International Commission on Large Dams
<b>IGP</b>	Instituto Geofísico del Perú
<b>ISC</b>	International Seismological Centre
<b>MCE</b>	Maximum Credible Earthquake, Máximo sismo esperado
<b>NBR</b>	Norma Brasileña
<b>NCEER</b>	Centro Nacional de Investigación en Ingeniería Sísmica
<b>NCL</b>	Línea de Estado Crítico
<b>NEIC</b>	National Earthquake Information Center
<b>NOAA</b>	National Oceanic and Atmospheric Administration
<b>OBE</b>	Operation Basis Earthquake, sismo base de operación
<b>OCR</b>	Razón de Sobre Consolidación
<b>PGA</b>	Peak ground acceleration, aceleración máxima del suelo
<b>PSHA</b>	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
<b>SEE</b>	Safety Evaluation Earthquake, Sismo de evaluación de seguridad
<b>SISRA</b>	Sismicidad de la Región Andina
<b>SPT</b>	Ensayo de penetración estándar
<b>SUCS</b>	Sistema unificado de clasificación de suelos
<b>USGS</b>	United States Geological Survey
<b>UTM</b>	Sistema de coordenadas universal transversal de Mercator

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

La minería cumple un rol fundamental en la economía del Perú y constituye un gran factor de desarrollo. Es el primer proveedor de divisas y aporta hoy más del 60% del total de nuestros ingresos por exportaciones; no obstante, es también un generador de residuos, los cuales, tienen que ser adecuadamente manejados, la rotura de las presas de El Cobre (Chile, 1965), Buffalo Creek (Estados Unidos, 1972), Mochilcochi (Japón, 1978), Stava (Italia, 1985), Fundão (Brasil, 2015) y Brumadinho (Brasil, 2019), son una muestra de la tragedia ambiental y económica, pérdida de infraestructura y vidas humanas como resultado del colapso de una presa de relaves.

Las causas por las cuales han fallado la gran mayoría de las presas de relave mineras son:

- Sismos en la zona de la presa de relave.
- Deficiencias en el sistema de drenaje de la presa de relave.
- Falta de control, auscultación y vigilancia de la obra durante la construcción.
- Recrecimientos excesivos.

Entre las investigaciones relacionadas a la evaluación del comportamiento sísmico de presas, resaltan los trabajos realizados por Huaman (2018)<sup>(57)</sup>, Fajardo (2015)<sup>(48)</sup>, Huertas (2012)<sup>(58)</sup> y Macedo (2009)<sup>(73)</sup>.

#### 1.1.1 Caso histórico de Presas de Relave que fallaron en el mundo y el Perú

Se mencionan algunos casos históricos de presas de relaves que fallaron en el mundo:

- Depósito de Relaves: Barahona (Chile), Altura: 61m, Año: 1928, Tipo de Falla: Licuación, Causas: Sismo Ms=8.3.
- Depósito de Relaves: Moshikoshi (Japón), Altura: 28m, Año: 1978, Tipo de Falla: Licuación, Causas: Sismo Ms=7.0.

- Depósito de Relaves: Stava (Italia), Altura: 29m, Año: 1985, Tipo de Falla: Estabilidad de Taludes, Causas: Pobre drenaje de la fundación.
- Depósito de Relaves: Veta de Agua (Chile), Altura: 24m, Año: 1985, Tipo de Falla: Licuación, Causas: Sismo Ms=7.8.

A continuación, se enumeran algunos casos de presas de relaves en Perú que fallaron:

- Depósito de Relaves: Casapalca CENTROMIN, Altura: 60m, Año: 1952, Consecuencias: Numerosos muertos y contaminación del río Rimac, Causas: Sismo.
- Depósito de Relaves: Milpo, Altura: 60m, Año: 1956, Consecuencias: Numerosos muertos e interrupción de la carretera Cerro de Pasco-Huanuco, Causas: Sismo.
- Depósito de Relaves: Almirirca QUIRUVILCA, Altura: 40m, Año: 1962, Consecuencias: Daño en la agricultura y obras de infraestructura, Causas: Sismo Mw=6.7.
- Depósito de Relaves: Yauli-Yacu CENTROMIN, Altura: 80m, Año: 1968, Consecuencias: Interrupción de la carretera Central y contaminación del río Rimac, Causas: Sismo.
- Depósito de Relaves: Almirirca QUIRUVILCA, Altura: 40m, Año: 1970, Consecuencias: Contaminación del Río San Felipe, Causas: Sismo de 1970.
- Depósito de Relaves: Ticapampa ALIANZA, Altura: 20m, Año: 1971, Consecuencias: Tres muertos, destrucción de viviendas e interrupción de la carretera Huaraz-Lima, Causas: Sismo.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El cinturón de fuego es considerado como la región con mayor actividad sísmica del mundo, dentro de la cual se encuentra el Perú. Los sismos registrados en el Perú tienen su origen en la interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca, las cuales interactúan provocando rupturas en fallas geológicas que dan lugar a

sismos, los cuales pueden tener diferentes mecanismos de ruptura: subducción, interfase o intraplaca, de corteza o fallas activas.

El desarrollo del sector minero ha obligado la construcción de grandes depósitos para embalsar materiales provenientes de la extracción de los minerales, denominados relaves. Los depósitos de relaves son construidos buscando acumular el mayor volumen de material de desecho en la menor área posible, por lo que se construyen tan altos como su estabilidad y las regulaciones ambientales lo permitan. Debido a sus magnitudes y características estos depósitos almacenan gran cantidad de energía potencial, que, de ser liberados, podrían traer consecuencias catastróficas en sus alrededores.

### 1.3 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo General

Evaluación del comportamiento sísmico de la presa de relaves Otapara, departamento Arequipa, provincia Caravelí.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Determinar la clasificación sísmica de la presa de relaves mediante una evaluación de riesgo usando las recomendaciones de la CDA 2019<sup>(36)</sup>, ICOLD 2016<sup>(59)</sup> y GISTM 2020<sup>(51)</sup>.
- Determinar el peligro sísmico de la presa de relaves por métodos probabilísticos usando el programa CRISIS 2020<sup>(89)</sup>.
- Definir el sismo de diseño por el método de ajuste espectral usando el programa SeismoMacth 2018<sup>(106)</sup> y SeismoSignal 2018<sup>(107)</sup>.
- Determinar el análisis dinámico de la presa de relaves por el método de elementos finitos usando modelos constitutivos elastoplásticos implementados en el programa Plaxis 2D<sup>(31)</sup>.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE LA PRESA DE RELAVES

La actividad económica minera en su proceso de extracción genera residuos; que se destinan a presas de relaves. Dichas presas se pueden clasificar según su altura, tipo de material del embalse, daño potencial asociado, categorías de riesgo, entre otros.

Gracias a la clasificación, es posible desarrollar un perfil de riesgo potencial, que considera las consecuencias de la falla de una presa. El perfil se basa en pérdidas (vidas, ambientales, culturales, económicas) y población en riesgo; dicha cantidad se determina utilizando un enfoque estándar. Existen lineamientos para clasificar el potencial de riesgo de las represas como los propuestos por la Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera (GISTM), la Asociación Canadiense de Presas (CDA), la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), entre otros.

#### 2.1.1 Asociación Canadiense de Presas (CDA, 2019)<sup>(36)</sup>

La CDA promueve el avance del conocimiento y las mejores prácticas relacionadas con la seguridad de las presas a través de guías, boletines y publicaciones. Se actualizan cuando se identifican problemas en el conocimiento y la práctica.

Los recientes casos de colapso de las represas de Fundão (Brasil) y Mount Polley (Canadá) de Samarco, considerados eventos catastróficos, nos hacen reflexionar sobre la necesidad de mejorar la seguridad de las represas en el futuro.

La Tabla 2.1 presenta los lineamientos que clasifican la represa según el CDA, el cual se basa en el potencial de pérdidas y la evaluación de la población en riesgo.

Tabla 2.1 Clasificación de presas por niveles de pérdidas (adaptado CDA, 2019)<sup>(36)</sup>.

Clasificación de la Presa	Población en Riesgo	Pérdidas Incrementales		
		Pérdidas de Vida	Valores Ambientales y Culturales	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. Sólo pérdida 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	Pérdida significativa 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 pero no práctica.	Pérdidas económicas muy altas que afectan importantes infraestructuras y servicios (autopistas, infraestructura industrial, infraestructura de almacenamiento de sustancias peligrosas).
Extremo	Permanente	Mayor de 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, grandes complejos industriales, grandes instalaciones de almacenamientos de sustancias peligrosas).

La Tabla 2.2 muestra los niveles sísmicos para el diseño en la fase de selección de sitio, construcción, operación y transición según el CDA, que se basa en los niveles de riesgo potencial. La Tabla 2.3 muestra los niveles sísmicos para el diseño en la fase de cierre según el CDA, que se basa en la clase de presa.

Tabla 2.2 Niveles Recomendados para Terremoto de Diseño – Fase de Selección de sitio, Construcción, Operación y Transición (adaptado CDA, 2019)<sup>(36)</sup>.

Clasificación de la presa	Probabilidad anual de excedencia
Bajo	1/100
Significativo	Entre 1/100 - 1/1000
Alto	1/2475
Muy Alto	1/2 entre 1/2475 y 1/10000 o el MCE
Extremo	1/10000 – Máximo sismo creíble (MCE)

Dónde: MCE: máximo sismo creíble

Tabla 2.3 Niveles Recomendados para Terremoto de Diseño – Fase de Cierre Pasiva (adaptado CDA, 2019)<sup>(36)</sup>.

Clasificación de la presa	Probabilidad anual de excedencia
Bajo	1/100
Significativo	1/2475
Alto	1/2 entre 1/2475 y 1/10000 o el MCE
Muy alto	1/10000 - MCE
Extremo	1/10000 - MCE

Dónde: MCE: máximo sismo creíble

### 2.1.2 Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2016)<sup>(59)</sup>

La ICOLD establece estándares y pautas para garantizar que las represas se construyan y operen de manera segura, eficiente, económica, ambientalmente sostenible y socialmente justa.

La Tabla 2.4 muestra la cuantificación de los factores de riesgo para cada categoría según ICOLD; en función de la capacidad de almacenamiento, la altura de la presa, los requisitos de evacuación en función del número de personas y los posibles daños aguas abajo.

Tabla 2.4 Cuantificación del Factor de Riesgo (adaptado de ICOLD, 2016)<sup>(59)</sup>.

Factor de riesgo	Extremo	Grande	Moderado	Bajo
<b>Contribución al riesgo (puntuación)</b>				
Capacidad (M-m <sup>3</sup> )	> 120	120 a 1	1 a 0.1	< 0.1
	6	4	2	0
Altura (m)	> 45	45 a 30	30 a 15	< 15
	6	4	2	0
Requisitos de evacuación (Número de personas)	> 1000	1000 a 100	100 a 1	Ninguna
	12	8	4	0
Potencial de daño aguas abajo	Alto	Moderado	Bajo	Ninguna
	12	8	4	0

A través del puntaje obtenido en la Tabla 2.4, se obtiene la clasificación de riesgo de la represa, presentada en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Clasificación de Riesgo (adaptado de ICOLD, 2016)<sup>(59)</sup>.

Factor de riesgo total	Calificación de riesgo	
(0 a 6)	I	Bajo
(7 a 18)	II	Moderado
(19 a 30)	III	Alto
(31 a 36)	IV	Extremo

### 2.1.2.1 Terminología

Para analizar el comportamiento sísmico de las presas, es necesario definir criterios y tipos de sismos. ICOLD regula de la siguiente manera:

#### 2.1.2.1.1 Sismo máximo creíble

El Sismo Máximo Creíble, también conocido como *Maximum Credible Earthquake* (MCE), se define mediante un análisis determinista (percentil 84). Se establece como el movimiento de la media (percentil 50) más una desviación estándar del sismo de mayor magnitud para una falla ubicada en una región tectónica (ASCE/SEI 7-16, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures*).

Los escenarios MCE son movimientos de máximas solicitudes sísmicas a partir de un análisis determinista, cuando comparados en términos de tiempo de recurrencia (período de retorno) con un enfoque probabilístico, corresponden por lo general a 2500 años.

#### 2.1.2.1.2 Sismo de evaluación de seguridad

El Sismo de Evaluación de Seguridad, también conocido como *Safety Evaluation Earthquake* (SEE), se define como el movimiento que genera daño sin llegar al colapso. Para presas que presenten un riesgo alto, el SEE puede ser reemplazado por el MCE de un análisis determinista o por un sismo con un período de recurrencia de 10000 años del enfoque probabilístico. Para fuentes sísmicas, como los límites de placas, es más apropiado trabajar con un estudio determinista. Para represas que no presenten un riesgo social, se puede elegir un tiempo de recurrencia de SEE más corto a partir de un análisis probabilístico.

#### 2.1.2.1.3 Sismo base de operación

El Sismo Base de Operación, también conocido como *Operating Basis Earthquake* (OBE), se define como el movimiento máximo que puede ocurrir durante el tiempo de construcción. La actividad sísmica causaría daños menores, fáciles de reparar, sin afectar la funcionalidad de la presa y permanecería en operación. Se puede determinar a partir de una evaluación de riesgo económico, pero generalmente se elige un terremoto para un tiempo de recurrencia de 150 años o un 50% de excedencia en 100 años.

#### 2.1.2.2 Parámetros sísmicos de entrada para el análisis

Uno de los resultados obtenidos por la amenaza sísmica, conocida como *Peak Ground Acceleration* (PGA), es la aceleración máxima del suelo. En el enfoque determinista, esta solución existe en función de la magnitud y ubicación del foco,

mientras que en el enfoque probabilístico es función del porcentaje a rebasar y del tiempo de exposición en años. El resultado se introduce como parámetro para ajustar una señal sísmica original, transformándola en un registro correspondiente al lugar de estudio.

- Para una calificación de peligrosidad alta o extrema de la presa, el sismo debe ser obtenido por el SEE en el nivel del percentil 84 (enfoque determinista) o por un sismo con una probabilidad de excedencia anual (AEP) de 10000 años (enfoque probabilístico).
- Para una clasificación de peligrosidad moderada de la presa, el sismo debe obtenerse por el SEE entre los niveles del percentil 50 al 84 (enfoque determinista) o por un sismo con una probabilidad de excedencia anual (AEP) de 3000 años (enfoque probabilístico).
- Para una calificación de peligrosidad baja de la presa, el sismo debe obtenerse por el SEE en el nivel del percentil 50 (enfoque determinista) o por un sismo con una probabilidad de excedencia anual (AEP) de 1000 años (enfoque probabilístico).
- El OBE corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia anual (AEP) de 150 años (enfoque probabilístico).

Existe un vínculo entre la magnitud y la duración del movimiento sísmico, que es de gran importancia para evaluar el comportamiento de la presa de relaves. Tanto la magnitud como la duración deben ser estimadas para el sismo de diseño.

### 2.1.3 Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera (GISTM, 2020)<sup>(51)</sup>

La GISTM pretende alcanzar el objetivo final de cero daño en las personas y en el medioambiente, y tolerancia cero para fatalidades humanas. Exige a los operadores que asuman la responsabilidad y prioricen la seguridad de sus instalaciones de relaves a lo largo de todas las fases del ciclo de vida de la estructura, incluso cierre y

post cierre. También exige la divulgación de la información pertinente como respaldo de la rendición de cuentas frente al público.

La Tabla 2.6 presenta los lineamientos de clasificación por consecuencia de fallas de presas según la GISTM, la cual se basa en las pérdidas incrementales.

Tabla 2.6 Matriz de clasificación por consecuencias (adaptado GISTM, 2020)<sup>(51)</sup>.

Clasificación por consecuencia de fallas de presas	Pérdidas Incrementales				
	Población potencial en riesgo	Pérdida potencial de vidas	Medio ambiente	Salud, ámbito cultural y social	Infraestructura y economía
Baja	Ninguna	Ninguna esperada	A corto plazo, mínima pérdida o deterioro de hábitat o de especies raras y en peligro de extinción	Efectos mínimos e interrupción ligera de las actividades económicas y medios de subsistencia. Ningún efecto medible sobre la salud humana. Ninguna alteración del patrimonio, o los bienes comunitarios, culturales o recreativos	Pérdidas económicas bajas; el área contiene escasa infraestructura o servicios. <USD 1M
Significativa	1-10	Sin especificar	Ninguna pérdida o deterioro de hábitat significativos. Potencial contaminación del suministro de agua para ganado o fauna sin efectos en la salud. Aguas de proceso de baja toxicidad potencial. Relaves sin potencial generación de ácido y con bajo potencial de lixiviación neutra. Restauración posible en un plazo de 1 a 5 años.	Interrupción significativa de actividades económicas y servicios, o desintegración del tejido social. Baja probabilidad de pérdida de patrimonio o bienes comunitarios, culturales o recreativos regionales. Baja probabilidad de efectos en la salud.	Pérdidas en instalaciones recreativas, lugares de trabajo estacionales y rutas de transporte de uso poco frecuente. <USD 10M
Alta	10-100	Posible 1 - 10	Significativa pérdida o deterioro de hábitat crítico o de especies raras y en peligro de extinción. Potencial contaminación del suministro de agua para ganado o fauna sin efectos en la salud. Agua de proceso moderadamente tóxica. Bajo potencial de drenaje ácido de roca o de efectos de lixiviación de metales en los relaves liberados. Área potencial de impacto, 10 - 20 km <sup>2</sup> . Restauración posible, pero difícil y podría llevar > 5 años.	500-1000 personas afectadas por interrupción de la actividad económica y de los servicios, o por desintegración del tejido social. Perturbación del patrimonio regional, de los bienes comunitarios o culturales, instalaciones recreativas. Posibilidad de efectos en la salud humana a corto plazo.	Grandes pérdidas económicas que afectan la infraestructura, el transporte público, las instalaciones comerciales o el empleo. Moderada reubicación o indemnización a las comunidades. <USD 100M

Clasificación por consecuencia de fallas de presas	Pérdidas Incrementales				
	Población potencial en riesgo	Pérdida potencial de vidas	Medio ambiente	Salud, ámbito cultural y social	Infraestructura y economía
Muy alta	100-1000	Probable 10 - 100	<p>Importante pérdida o deterioro de hábitat crítico o de especies raras y en peligro de extinción. Aguas de proceso altamente tóxicas. Alta posibilidad de drenaje ácido de roca o de efectos de lixiviación de metales de relaves liberados. Área potencial de impacto &gt;20 km<sup>2</sup>. Restauración o indemnización posible, pero muy difícil, y se requiere de un largo período (5 a 20 años).</p>	<p>&gt;1000 personas afectadas por interrupción de la actividad económica y de los servicios, o por desintegración del tejido social durante más de un año. Significativa destrucción de patrimonio nacional, de instalaciones comunitarias o bienes culturales. Posibilidad de efectos significativos en la salud humana a largo plazo.</p>	<p>Pérdidas económicas muy grandes, que afectan a importantes obras de infraestructura o servicios (por ejemplo, autopistas, instalaciones industriales, instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas) o el empleo. Importante reubicación/compensación para las comunidades. &lt;USD 1B</p>
Extrema	>1000	Muchos (más de 100)	<p>Pérdida catastrófica de hábitat crítico o de especies raras y en peligro de extinción. Aguas de proceso altamente tóxicas. Muy alta posibilidad de drenaje ácido de roca o de efectos de lixiviación de metales de relaves liberados. Área potencial de impacto &gt;20 km<sup>2</sup>. Imposible restauración o compensación en especie o se requiere de un largo período (&gt;20 años).</p>	<p>&gt;5000 personas afectadas por interrupción de la actividad económica y de los servicios, o por desintegración del tejido social durante años. Significativa destrucción de patrimonio o de instalaciones comunitarias o bienes cultural a nivel nacional. Posibilidad de efectos graves en la salud humana y/o a largo plazo.</p>	<p>Pérdidas económicas extremas que afectan la infraestructura o los servicios críticos (por ejemplo, hospitales, complejos industriales importantes, grandes depósitos de almacenamiento de sustancias peligrosas) o el empleo. Reubicación/compensación muy importante a las comunidades y costos de reajuste social muy altos. &gt;USD 1B</p>

La Tabla 2.7 muestra los criterios sísmicos de diseño según la GISTM, que se basa en la matriz de clasificación por consecuencias.

Tabla 2.7 Criterios sísmicos de diseño (adaptado GISTM, 2020)<sup>(51)</sup>.

Clasificación por consecuencias	Criterios sísmicos – Probabilidad de excedencia anual para el diseño	
	Operaciones y cierre (cuidado activo)	Post cierre (cuidados pasivos)
Baja	1/100	1/10,000
Significativa	1/1,000	1/10,000
Alta	1/2,475	1/10,000
Muy alta	1/5,000	1/10,000
Extrema	1/10,000	1/10,000

#### 2.1.4 Guía del Ministerio de Energía y Minas del Perú (MEM, 1998)<sup>(80)</sup>

La guía del MEM presentada considera un pico de aceleración del suelo (PGA) para un tiempo de recurrencia de 500 años en la etapa de cierre del tranque de relaves. Sin embargo, no indica las consecuencias de la falla de la presa, ni una metodología de clasificación o riesgo potencial.

### 2.2 PELIGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO

Esta metodología analítica estima la probabilidad de que se supere el nivel de movimiento del suelo provocado por el sismo, en un lugar determinado y en un período de tiempo determinado. Los resultados de este análisis se expresan como probabilidades estimadas por unidad de tiempo (número esperado de eventos por año), pero las respuestas calculadas del análisis sísmico solo se pueden lograr con una incertidumbre significativa. A pesar de los grandes avances en el conocimiento sísmico en los últimos años, aún existen lagunas en la comprensión de los mecanismos que causan los terremotos y los procesos que gobiernan cómo se propaga la energía de un terremoto desde su fuente. Estas lagunas en la comprensión significan que cuando se realiza un análisis de amenaza sísmica probabilística, inevitablemente hay incertidumbres significativas en los resultados numéricos y, por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia se proporciona como parte de la respuesta.

Un análisis de amenaza sísmica probabilística implica la interacción con un conjunto completo de terremotos. Se estima la probabilidad estadística de que ocurra un determinado parámetro del movimiento (por ejemplo, la aceleración), en un determinado lugar, durante un determinado período de tiempo. Un resultado típico de este tipo de metodología se puede escribir como: “un valor de PGA de 0.28g correspondiente a un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años de exposición sísmica en un sitio dado” (Meneses, 2009)<sup>(81)</sup>.

### 2.2.1 Catálogo sísmico

Para la identificación y cálculo de los parámetros de sismicidad local de las fuentes sismogénicas, es necesario compilar adecuadamente catálogos sísmicos. Para el presente análisis, la información se agrupó en tres periodos de registro de datos sismológicos:

- Antes de 1900: datos históricos descriptivos;
- 1900 – 1963: datos instrumentales aproximados;
- 1963 – 2022: datos instrumentales precisos.

La información sismológica utilizada en esta investigación fue tomada del trabajo de Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>, la cual contiene datos compilados a partir de eventos reportados en nueve catálogos sísmicos publicados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), el Centro Sismológico Internacional (catálogos ISC, ISC-REV e ISC-GEM), el *Global Centroid Moment Tensor* (CMT), el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA), la Evaluación de Riesgos de América del Sur (SARA) y el Centro de Datos Sísmicos del Norte de California (NCEDC). Se recogieron datos hasta el 28 de febrero de 2022, se seleccionaron eventos sísmicos instrumentales de  $M_w \geq 4,0$  y eventos históricos reportados en estudios paleosísmicos y macrosísmicos (Silgado 1978<sup>(100)</sup> y Dorbath et al. 1990<sup>(45)</sup>) desde el año 1471 hasta el 28 de febrero de 2022. Los eventos reportados en diferentes escalas de magnitud se convirtieron a  $M_w$  usando las expresiones propuestas por Scordilis (2006)<sup>(95)</sup>.

### 2.2.2 Normalización de magnitud

Debido a la gran importancia de contar con un parámetro uniforme y homogéneo para comparar el tamaño de los sismos en la evaluación de la amenaza sísmica, se estandarizaron las magnitudes del catálogo compilado a la magnitud momento ( $M_w$ ) y, al mismo tiempo, se eliminaron los eventos registrados con magnitud cero o sin magnitud.

Para convertir magnitudes de diferentes escalas en  $M_W$ , se utilizaron las siguientes correlaciones:

- a) Para eventos de magnitud  $m_b$ , se calculó la magnitud  $M_s$  correspondiente con las expresiones recomendadas por el *Global Seismic Hazard Assessment Program* (GSHAP):

$$M_s = 1,644 m_b - 3,753 \quad m_b < 5,9$$

$$M_s = 2,763 m_b - 10,301 \quad m_b \geq 5,9$$

- b) Para eventos de magnitud  $M_s$ , se determinó la magnitud  $M_w$  correspondiente con las expresiones recomendadas por el *International Seismological Center* (ISC, Scordilis, 2006)<sup>(95)</sup>:

$$M_w = 0,67 (\pm 0,005) M_s + 2,07 (\pm 0,03) \quad 3,0 \leq M_s \leq 6,1$$

$$M_w = 0,99 (\pm 0,02) M_s + 0,08 (\pm 0,13) \quad 6,2 \leq M_s \leq 8,2$$

### 2.2.3 Depuración del catálogo sísmico

Para cumplir con los requisitos de una distribución de Poisson, asumida como representativa de la distribución temporal de los terremotos, se realizó la depuración de eventos sísmicos dependientes. Dado que la mayoría de los eventos dependientes son réplicas, se utilizó el algoritmo desarrollado en el proyecto PILOT (Evaluación de la Amenaza Sísmica en los Andes del Norte - GSHAP), basado en la correlación propuesta por Maeda (1996)<sup>(75)</sup>. Las relaciones de este algoritmo, que establecen los criterios espaciales y temporales para eliminar réplicas del catálogo sísmico original, son:

En cuanto a la distancia:  $L \leq 10^{(0,5M_m - 1,8)}$

En relación al tiempo:  $t \leq 10^{\frac{0,17 + 0,85(M_m - 4,0)}{1,3}} - 0,3$

En relación a la magnitud:  $M_a < M_m - 1,0$

donde  $L$ ,  $t$ ,  $M_m$  y  $M_a$  representan la distancia epicentral al evento principal, el tiempo en días desde la ocurrencia del evento principal, la magnitud de un evento principal y la magnitud de una réplica, respectivamente. Estas relaciones se derivaron de Utsu

(1970)<sup>(112)</sup> y consideran una disminución exponencial en el número y la magnitud de las réplicas.

#### 2.2.4 Fuentes sismogénicas y obtención de parámetros

Usualmente, las fuentes sismogénicas se definen siguiendo un modelo de zonas sismogénicas que presentan características de sismicidad bien definidas (Gamarra, 2009)<sup>(49)</sup>. Las fuentes sismogénicas pueden ser líneas de falla o áreas extensas donde se asume una sismicidad difusa y uniformemente distribuida. La Figura 2.1(a) representa una actividad sísmica cuyo comportamiento puede modelarse como una fuente puntual, mientras que la Figura 2.1(b) considera una falla superficial modelada como una fuente lineal. La Figura 2.1(c) muestra el modelado más utilizado considerando una fuente tridimensional. Establecer las características de fuentes puntuales o lineales es más complicado debido a la poca instrumentación existente para identificar fallas adecuadamente.

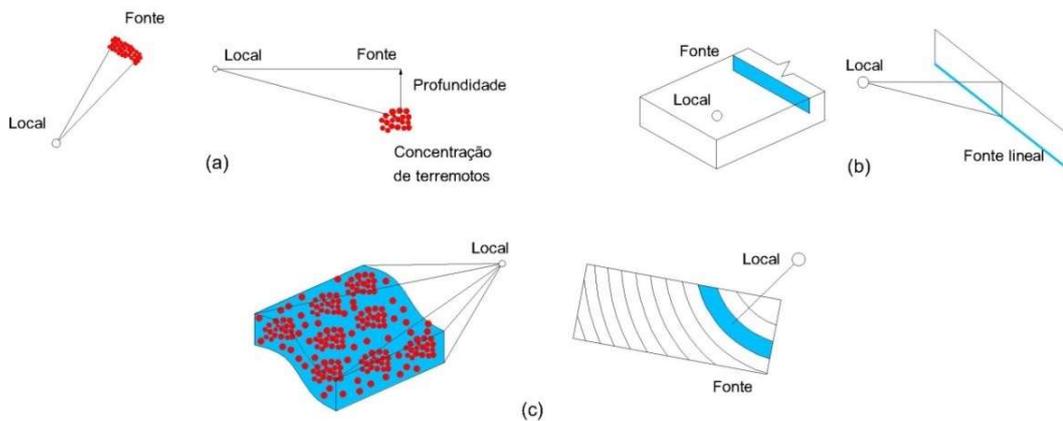


Figura 2.1 Geometría de fuentes sismogénicas: (a) punto; (b) lineal; (c) tridimensional. Fuentes: Kramer, 1996<sup>(66)</sup>; Malena & Manuel, 2012<sup>(77)</sup>.

Una vez determinadas las fuentes sismogénicas, se deben establecer las características de sismicidad de cada fuente en función de una ley de recurrencia, también llamada distribución temporal de magnitudes. Esta ley relaciona el tamaño de los terremotos, en términos de magnitud o intensidad, con su frecuencia en el tiempo, con la hipótesis de que los terremotos pasados pueden utilizarse para

extrapolar la sismicidad de la fuente sismogénica en el futuro. La ley de recurrencia más utilizada es la de Gutenberg-Richter (1944)<sup>(52)</sup>, representada en la Figura 2.2, que establece una relación lineal entre magnitud y número de sismos en una fuente sismogénica dada.

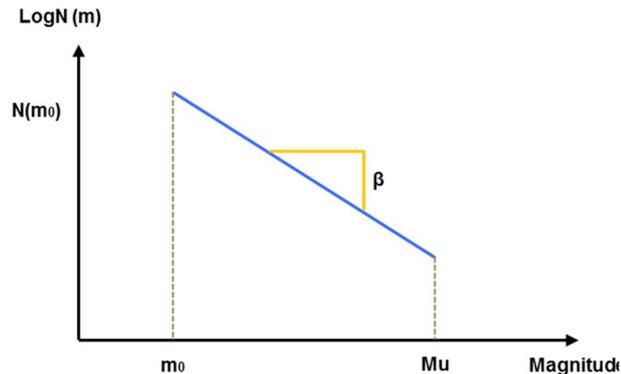


Figura 2.2 Representación de la ley de Gutenberg-Richter con un proceso de Poisson doblemente truncado. Fuente: Huertas 2012<sup>(58)</sup>.

La ley de recurrencia de Gutenberg-Richter se expresa mediante:

$$\log N = a - bM \quad (2.1)$$

donde  $M$  es la magnitud,  $N$  el número promedio de sismos con magnitud mayor o igual a  $M$ , el coeficiente  $a$  refleja la actividad sísmica y  $b$  indica la proporción de sismos de pequeña y gran magnitud.

Al considerar eventos sísmicos, la ley de recurrencia se escribe en forma exponencial, en un intervalo de magnitud delimitado por la magnitud mínima de referencia  $m_0$  y la magnitud máxima  $M_u$  (doble truncamiento).

$$T(m) = N \frac{(e^{-\beta m} - e^{-\beta M_u})}{e^{-\beta m_0} - e^{-\beta M_u}} \quad (2.2)$$

Donde  $\beta = \ln(10) \cdot b$

Aunque la ley de Gutenberg-Richter es ampliamente utilizada, también es cuestionada cuando se aplica al modelado sísmico de líneas de falla. En este caso se utiliza con mejores resultados el modelo de terremoto característico (Schwartz & Coppersmith, 1984)<sup>(94)</sup>. Este modelo sugiere que en una fuente aislada con una buena

cantidad de datos existe un intervalo de magnitudes cercanas a la magnitud máxima ( $M_u$ ) con mayor probabilidad de ocurrencia que las magnitudes intermedias. En otras palabras, la fuente libera su energía en un evento de magnitud “característica” cercana a la magnitud máxima ( $M_u$ ).

Los parámetros que definen cada fuente sismogénica, necesarios en la evaluación de la amenaza sísmica, son la magnitud mínima ( $m_0$ ), la magnitud máxima ( $M_u$ ), la tasa del número acumulado de sismos que superan la magnitud mínima ( $T$ ) y la pendiente de la curva ( $\beta$ ). Estos valores se denominan parámetros de sismicidad local.

La estimación de los parámetros  $\beta$  y  $T$  se suele realizar por el método de máxima verosimilitud. Aunque también es posible utilizar una regresión de mínimos cuadrados, esta metodología no proporciona resultados adecuados y actualmente no se recomienda su uso (McGuire, 2004<sup>(79)</sup>; Malena & Manuel, 2012<sup>(77)</sup>).

De acuerdo con Malena & Manuel, 2012<sup>(77)</sup> el método de máxima verosimilitud ajusta la distribución de los sismos de una fuente dada de acuerdo al valor medio más probable del conjunto de datos. Cuando se utilizan los métodos de máxima verosimilitud y mínimos cuadrados para el análisis de la misma fuente sismogénica, como se muestra en la Figura 2.3, los resultados indican el mejor ajuste obtenido por el método de máxima verosimilitud.

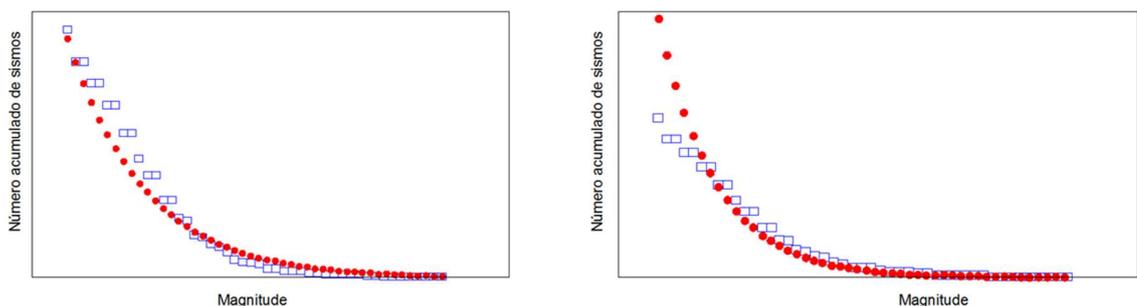


Figura 2.3 Ajuste por el método de máxima verosimilitud (izquierda) y por el método de mínimos cuadrados (derecha) (Malena & Manuel, 2012)<sup>(77)</sup>.

Según McGuire (2004)<sup>(79)</sup> el valor del parámetro  $\beta$  por el método de máxima verosimilitud se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\beta} = \bar{m} - m_0 + \frac{(M_u - m_0)e^{-\beta(M_u - m_0)}}{1 - e^{-\beta(M_u - m_0)}} \quad (2.3)$$

donde  $\bar{m}$  es la magnitud promedio considerando un modelo doblemente truncado.

Por otra parte, la estimación de la tasa (T) del número acumulado de sismos que superan la magnitud mínima, cuando se realiza considerando intervalos de observación desiguales en el catálogo sísmico (Weichert, 1980)<sup>(115)</sup>, se da como una suma de variables de un Distribución de Poisson expresada por (McGuire, 2004)<sup>(79)</sup>,

$$T = N \frac{\sum_i e^{-\beta m_i}}{\sum_i t_i^* e^{-\beta m_i}} \quad (2.4)$$

donde N es el número acumulado de eventos, i representa el número de intervalos de observación y  $t^*$  el número de años que se observó cada incremento de magnitud  $m_i$ .

La magnitud mínima generalmente se determina por el método de curvatura máxima (Wiemer et al, 1999<sup>(117)</sup>; Wiemer et al, 2000<sup>(118)</sup>) como el punto de inflexión de la curva de recurrencia sísmica. McGuire (2004)<sup>(79)</sup> indica que esta magnitud también debe considerar criterios de riesgo sísmico (es decir, la magnitud mínima que puede causar daño en una región).

Para el cálculo de la magnitud máxima se considera la magnitud del evento sísmico más grande ocurrido en la fuente sismogénica. Generalmente, los datos recuperados de un catálogo sísmico no proporcionarán un valor de magnitud máxima correcto, ya que pueden haber ocurrido terremotos más grandes y más antiguos sin ningún registro. Entonces, pueden introducirse consideraciones tectónicas, geofísicas e incluso un incremento de la máxima magnitud dependiendo del juicio profesional del analista (McGuire, 2004)<sup>(79)</sup>. En el caso de fallas, la magnitud máxima está relacionada con las dimensiones de ruptura y el desplazamiento medio.

Una de las consideraciones que se hacen al usar el modelo de recurrencia de Gutenberg-Richter es asumir que todos los terremotos siguen un proceso de Poisson. Este proceso, que permite estimar la sismicidad en un tiempo futuro, presupone la

verificación de las siguientes hipótesis: a) independencia - dados dos eventos sísmicos A y B, la ocurrencia del evento A no es afectada por la ocurrencia del evento B, ni por el momento en que ocurrió o por su magnitud, lo que significa que el proceso no tiene memoria, ya que los eventos pasados no afectan los eventos futuros; b) estacionariedad - dado un intervalo de tiempo  $[t, t+\Delta t]$ , la probabilidad de que ocurra un evento en  $\Delta t$  depende del número de eventos que ocurrieron en  $[t, t+\Delta t]$  y del intervalo  $\Delta t$ , pero no en el tiempo  $t$ ; c) no multiplicidad - la probabilidad de que ocurran dos o más eventos en el intervalo de tiempo  $\Delta t$  tiende a cero como el intervalo  $\Delta t$  también tiende a cero, lo que elimina la ocurrencia de eventos simultáneos (Lomnitz, 1994)<sup>(72)</sup>.

En su forma más general, el proceso de Poisson se puede expresar como:

$$P_n(t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!} \quad (2.5)$$

donde  $P_n(t)$  es la probabilidad de ocurrencia de sismos en un periodo de tiempo  $t$ ,  $n$  corresponde al número total de sismos y  $\lambda$  es la probabilidad de ocurrencia por unidad de tiempo.

## 2.2.5 Relaciones de atenuación

Una vez calculados los parámetros sismológicos de cada fuente, se deben seleccionar las relaciones de atenuación adecuadas. Las relaciones de atenuación son ecuaciones matemáticas que relacionan un parámetro de movimiento del suelo (generalmente la aceleración) con parámetros que definen los terremotos: magnitud o intensidad sísmica, la distancia entre la fuente sísmica y el sitio y una dispersión estadística del modelo. Algunas relaciones también consideran otros factores como el tipo de suelo. Por lo general, se desarrollan utilizando análisis de regresión de datos de registros sísmicos; por lo tanto, cambian con el tiempo a medida que aumenta la base de datos (Kramer, 1996)<sup>(66)</sup>.

En zonas de actividad sísmica moderada a baja, los registros sísmicos disponibles son limitados y menos representativos. En los estudios de amenaza sísmica en estos lugares es necesario seleccionar de la literatura las relaciones de atenuación que se

utilizarán en la estimación de la amenaza sísmica, por ejemplo, las que se muestran en la Figura 2.4. Es importante saber que la confiabilidad de la amenaza sísmica dependerá en gran medida de esta decisión, ya que las relaciones de atenuación tienen una influencia crítica en los resultados.

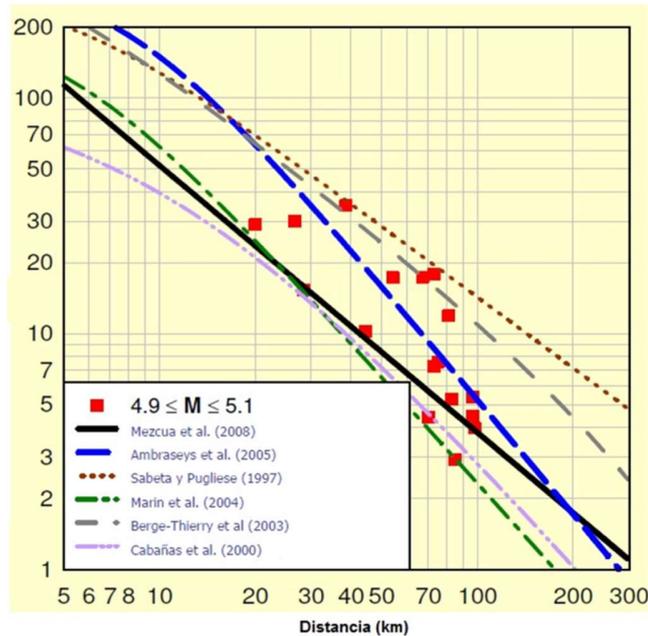


Figura 2.4 Comparación de diferentes relaciones de atenuación con registros sísmicos de España (Mezcua et al, 2008)<sup>(82)</sup>.

### 2.2.6 Efecto de sitio

Las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo (efecto de sitio) controlan fuertemente la amplitud y el contenido espectral de las frecuencias de movimiento. En general, los suelos sueltos tienden a amplificar el movimiento a bajas frecuencias, coincidiendo con las frecuencias fundamentales típicas de las estructuras.

La consideración del factor suelo en los índices de atenuación, así como en las normas sísmicas, se realiza considerando la velocidad promedio de las ondas de corte ( $V_s$ ) en los primeros 30 m de profundidad del sitio. Este criterio está incluido en

el Código de diseño sísmico del *American Society of Civil Engineers* (ASCE/SEI 7-16)<sup>(10)</sup> que clasifica el suelo según la Tabla 2.8.

La velocidad media se calcula como:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (2.6)$$

Donde  $d_i$  es el espesor de cada capa de suelo hasta los 30 m de profundidad y  $v_{si}$  es la velocidad de la onda S en cada capa  $i$ .

Tabla 2.8 Clasificación de suelos en función de la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) - ASCE 7-16<sup>(10)</sup>.

TIPO DE SUELO	NOMBRE DEL SUELO	PROMEDIO DE PROPIEDADES EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de la onda de corte, (m/s)	Resistencia a la penetración estándar corregida, $\bar{N}_{60}$	Resistencia al corte no drenado, $\bar{s}_u$ (kPa)
A	Roca sana	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca dura	$760 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo duro o roca blanda	$360 < \bar{v}_s \leq 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D	Suelo medio	$180 \leq \bar{v}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E	Suelo blando	$\bar{v}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
E	-	Cualquier perfil de suelo de más de 3 m de espesor que tenga las siguientes características: 1. Índice de plasticidad (IP) > 20 2. Contenido de humedad (w) ≥ 40% 3. Resistencia al corte no drenado $\bar{s}_u < 25$ kPa		
F	-	Cualquier perfil de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a una posible ruptura o colapso por efecto sísmico, ej. suelos susceptibles a licuefacción, arcillas altamente sensibles y suelos pobremente cementados. 2. Turba o arcilla altamente orgánica (H > 3 m) H = espesor de capa. 3. Arcillas de alta plasticidad (H > 7,6 m con índice de plasticidad IP > 75). 4. Arcillas muy gruesas blandas, medias o duras (H > 36 m) con $S_u < 50$ kPa.		

### 2.2.7 Estimación probabilística de la amenaza sísmica

Un terremoto es un evento aleatorio al que se le puede aplicar la teoría de la probabilidad para estimar su ocurrencia. Según esta teoría si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos E1, E2,..., En entonces, por el teorema de probabilidad total, la probabilidad de ocurrencia de A tiene la siguiente expresión:

$$P(A) = \sum_i^n P\left(\frac{A}{E_i}\right) P(E_i) \quad (2.7)$$

donde P(A/E<sub>i</sub>) es la probabilidad condicional de que ocurra A si ocurre E<sub>i</sub>.

Un parámetro de terremoto (designado por y) puede considerarse dependiente de la magnitud del terremoto (magnitud o intensidad) y la distancia al sitio de estudio. Si la magnitud del sismo (M) y su ubicación (R) se consideran variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad f<sub>M</sub>(m) y f<sub>R</sub>(r), respectivamente, entonces la amenaza sísmica definida por la probabilidad de que el parámetro del sismo (y) es mayor que cierto valor Y será P(y>Y) y tendrá la siguiente forma:

$$P(y > Y) = \iint P[Y/(m, r)] f_M(m) f_R(r) dm dr \quad (2.8)$$

La ecuación (2.11) resume la metodología desarrollada por Cornell (1968) para estimar la amenaza sísmica.

La metodología propuesta por Cornell (1968)<sup>(42)</sup> evalúa la probabilidad de exceder un valor umbral de movimiento, como la aceleración, en el sitio de estudio, debido a la actividad de todas las fuentes sismogénicas cercanas que pueden contribuir al movimiento esperado (Climent et al, 2008)<sup>(41)</sup>. Considerando las fuentes sismogénicas de N<sub>s</sub>,

$$P^*(y > Y) = \sum_{i=1}^{N_s} P_i^*(y > Y) = \sum_{i=1}^{N_s} v_i \iint P_i[y > Y/m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (2.9)$$

donde la integral doble tiene como límites las magnitudes y las distancias mínima y máxima a la fuente. Llegados a este punto, conviene explicar el significado de los términos de la ecuación (2.9):

$P^*(y > Y)$ : representa la tasa de excedencia anual del movimiento  $Y$ , debido a la ocurrencia de sismos en las fuentes  $N$ . La cuota anual es la suma de las cuotas anuales de excedencia  $P_i^*(y > Y)$  de cada fuente. A su vez, todas las fuentes presentan una tasa anual de ocurrencia de sismos  $v_i$ .

$P_i[y > Y/m, r]$ : representa la probabilidad de exceder  $Y$  en función de las variables  $m$  (magnitud) y  $r$  (distancia).

$f_{M_i}(m)$ : función de densidad de probabilidad de magnitud.

$f_{R_i}(r)$ : función de densidad de probabilidad de distancia.

Suponiendo que la probabilidad de exceder  $Y$  es solo una función de las variables  $m$  y  $r$ , entonces el término  $P_i[y > Y/m, r]$  sólo puede tener dos valores únicos: uno y cero (Abrahamson, 2000)<sup>(3)</sup>. Cuando se alcanza la superación del movimiento, entonces los valores de las variables  $m$  y  $r$  son tales que  $y > Y$ , por lo que la probabilidad de superación toma el valor de uno. Si no se alcanza la superación, el plazo  $P_i[y > Y/m, r]$  es igual a cero. Matemáticamente, este valor doble se expresa mediante la función de Heaviside, también llamada función de grado, que se puede escribir matemáticamente como  $H(\ln y - \ln Y)$ . Cuando  $\ln y > \ln Y$  el valor de la función  $H$  es igual a la unidad; para  $\ln y < \ln Y$  su valor es nulo.

Entonces, la ecuación (2.9) se puede reescribir de la siguiente manera:

$$P^*(y > Y) = \sum_{i=1}^{N_s} P_i^*(y > Y) = \sum_{i=1}^{N_s} v_i \iint H(\ln y - \ln Y) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (2.10)$$

La evaluación de la integral depende de las funciones de densidad de probabilidad (PDF)  $f_{M_i}(m)$  y  $f_{R_i}(r)$ , aunque también se pueden utilizar las funciones de distribución  $F(x)$ . La función de densidad de probabilidad de magnitud se calcula a partir de la ley de Gutenberg-Richter doblemente truncada.

$$f_{M_i}(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-M_{0i})}}{1-e^{-\beta(M_{Mi}-M_{0i})}} \text{ con } M_{0i} \leq m \leq M_{Mi} \quad (2.11)$$

Donde  $M_{0i}$  y  $M_{Mi}$  son la magnitud mínima y máxima de la fuente  $i$ .

La función de densidad de probabilidad de distancia no tiene una expresión analítica y debe calcularse numéricamente. Para una fuente sismogénica puntual  $f_R(r) = 1$  y para una fuente circular de radio  $R_{MAX}$ , en cuyo centro se determina la amenaza sísmica,

$$f_R(r) = \frac{2r}{R_{MAX}^2} \text{ con } 0 \leq r \leq R_{MAX} \quad (2.12)$$

La integral de la ecuación 2.10 se resuelve numéricamente considerando las funciones de densidad de probabilidad  $f_{Mi}(m)$  y  $f_{Ri}(r)$  o también a través de las funciones de distribución acumulativa  $F(m)$  y  $F(r)$ . Generalmente se consideran intervalos discretos de las variables  $\Delta m$  y  $\Delta r$  denominados zonas. Al considerar las funciones de distribución al resolver la ecuación, la diferencia en las funciones de distribución de cada variable en los extremos de la zona (sector) correspondiente proporciona el valor de su contribución a la amenaza. Hay entonces:

$$F_i(m/sector_{u,u+1}) = \frac{e^{-\beta(M_u - m_0)} - e^{-\beta(M_{u+1} - m_0)}}{1 - e^{-\beta(M_u - m_0)}} \quad (2.13)$$

$$F_i(m/sector_{u,u+1}) = F(r_{v+1}) - F(r_v) = (r_{v+1} - r_v) \left( \frac{\Delta A_{v,v+1}}{A} \right) \quad (2.14)$$

Donde  $A$  depende del área de la zona considerada. Por tanto, sustituyendo en la ecuación (2.10) obtenemos:

$$P^*(y > Y) = \sum_{i=1}^{N_s} v_i \sum_{u=M_{min}}^{M_{max}} \sum_{v=R_{min}}^{R_{max}} \left( \frac{e^{-\beta(M_u - m_0)} - e^{-\beta(M_{u+1} - m_0)}}{1 - e^{-\beta(M_u - m_0)}} (r_{v+1} - r_v) \left( \frac{\Delta A_{v,v+1}}{A} \right) \right) \quad (2.15)$$

La ecuación (2.15) proporciona la estimación probabilística de la amenaza sísmica por acción de fuentes sismogénicas de  $N_s$  como la suma de las contribuciones de las zonas  $\Delta m$  y  $\Delta r$ . En esta investigación se utilizó el programa CRISIS 2020<sup>(75)</sup> para evaluar esta ecuación.

### 2.2.8 Curva de amenaza sísmica

Generalmente, los resultados de los estudios de amenaza sísmica se presentan utilizando curvas de amenaza y espectros de respuesta uniformemente probables. Las curvas de amenaza proporcionan la probabilidad anual de superación (en ordenadas) de un parámetro de suelo dado, como la aceleración (en abscisas), como se muestra en la Figura 2.5. En estos gráficos, en caso de querer obtener un determinado valor del periodo de retorno, basta con obtener el inverso de este valor e introducirlo en el eje de ordenadas.

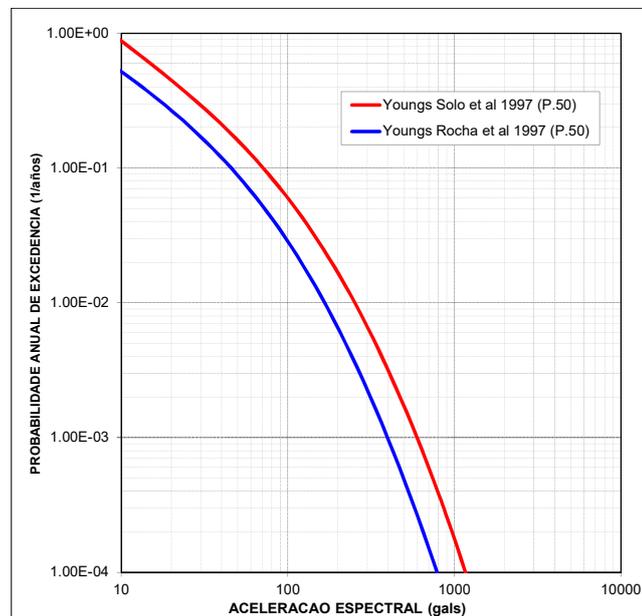


Figura 2.5 Curva de probabilidad de excedencia utilizando dos relaciones de atenuación diferentes.

A partir de las curvas de probabilidad de excedencia obtenidas para diferentes periodos estructurales, es posible construir espectros de respuesta uniformemente probables (Figura 2.6) que presenten valores con la misma probabilidad de excedencia en todos los periodos para una vida dada de la estructura.

El espectro de respuesta uniformemente probable proporciona parámetros de respuesta que pueden ser utilizados directamente en el cálculo de las aceleraciones

finales de las estructuras, ya que tiene en cuenta las probabilidades de ocurrencia de todos los sismos moderados cercanos al sitio de estudio, que tienden a producir movimientos de alta frecuencia, así como terremotos distantes de gran magnitud, que tienden a producir movimientos de baja frecuencia.

Cabe mencionar que en la práctica se suele utilizar el valor *Peak Ground Acceleration* (PGA). Este valor es la aceleración que corresponde a un período estructural  $T = 0$ , que representa una estructura infinitamente rígida, es decir, correspondiente a la respuesta del suelo. En el caso de espectros de respuesta uniformemente probable, el valor de PGA es el punto de partida del espectro. Por ejemplo, en la Figura 2.6, el valor de PGA es la aceleración del punto A. El valor de aceleración máxima del suelo obtenido de los estudios de amenaza sísmica sirve como parámetro de entrada (coeficiente sísmico definido como el valor de PGA normalizado en relación con la aceleración de la gravedad) para el análisis de estabilidad de taludes por el método pseudoestático.

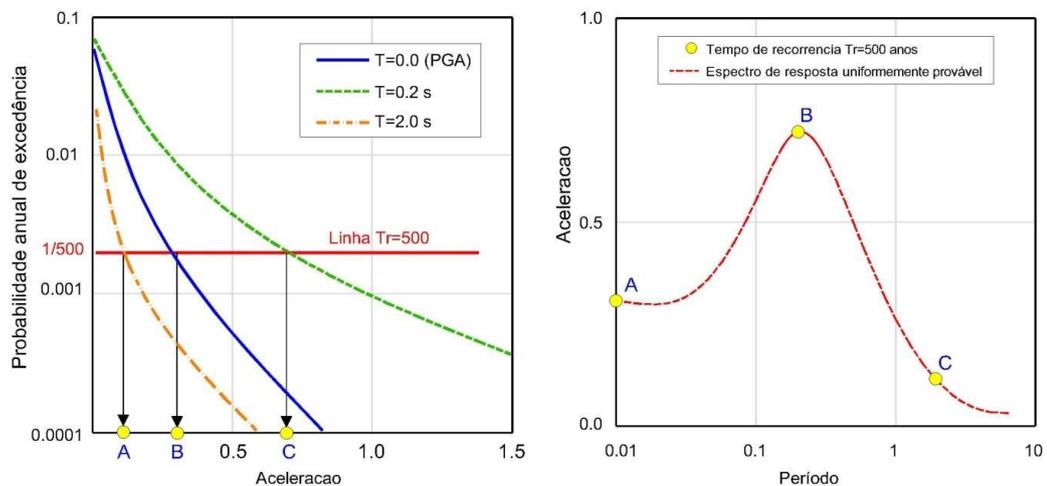


Figura 2.6 Obtención del espectro de respuesta uniformemente probable a partir de las curvas de probabilidad de excedencia (Meneses, 2009)<sup>(81)</sup>.

Como ya se indicó, considerar la ocurrencia de eventos sísmicos como una distribución de Poisson es un modelo ampliamente aceptado, que permite calcular la

probabilidad de que ocurra un número de sismos en un intervalo de tiempo conocido, la tasa promedio de ocurrencia de eventos.

De la distribución de Poisson se obtiene que la probabilidad de excedencia  $P(y>Y)$  en  $t$  años a partir del periodo de recurrencia  $T_r$  viene dada por,

$$P(y > Y) = 1 - e^{-\frac{t}{T_r}} \quad (2.16)$$

Por ejemplo, un período de recurrencia (período de retorno)  $T_r=500$  años, tiempo frecuentemente utilizado en los estándares sísmicos, es el resultado de una probabilidad de excedencia del 10% en  $t=50$  años de vida útil de la estructura.

Una vez establecidas las bases teóricas del método de amenaza sísmica, se procede a su aplicación en el área de investigación.

#### 2.2.9 Desagregación de la amenaza sísmica

Los análisis de desagregación permiten investigar cómo diferentes perturbaciones sísmicas, definidas en un modelo fuente, contribuyen a la probabilidad de superar un cierto nivel de movimiento del suelo en un lugar determinado.

Dado el gran número de rupturas sísmicas asociadas a un modelo fuente, no se pueden investigar las contribuciones ruptura por ruptura, sino que se utiliza un esquema de clasificación. Las rupturas se clasifican en términos de magnitud y distancia en el esquema de magnitud vs. desagregación. Distancia donde la distancia se mide según el concepto de distancia de Joyner Boore (RJB). Desagregación Magnitud-Distancia:

$$P(X > x/T, M, r_{jb}) = 1 - \prod_{\lambda} \prod_{\phi} \prod_{TRT} \prod_{\epsilon} (1 - P(X > x/T, M)) \quad (2.17)$$

### 2.3 GENERACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

En un análisis sísmico es fundamental la definición de las características del sismo de diseño. Un registro sísmico cuidadosamente seleccionado permite obtener una respuesta de la estructura más acorde a la realidad, aportando elementos para un diseño tanto técnica como económicamente adecuado.

La selección del sismo de diseño, es decir, la elección de una carga de la que no se sabe cuándo actuará, ni cuál será su duración o magnitud, es, por tanto, una tarea compleja. Los ingenieros geotécnicos tienden a caracterizar un análisis sísmico como una estimación del valor máximo de la aceleración horizontal del terreno (PGA), probablemente porque necesitan este valor único para calcular la estabilidad de taludes mediante métodos pseudoestáticos y tienden a esperar una amplificación de la aceleración a través de las capas de suelo de fundación.

Las amplificaciones ocurren a frecuencias cercanas a la frecuencia de resonancia de las capas del suelo. Si la frecuencia predominante del terremoto está en este rango de valores, entonces la aceleración horizontal del terremoto se amplificará forzosamente. De lo contrario, se darán aceleraciones a otras frecuencias, generando eventualmente complicaciones si estas son las frecuencias que concentran la mayor energía del sismo.

Los métodos para seleccionar el registro sísmico de diseño son básicamente los siguientes:

- Método de uso de la historia de los registros sísmicos
- Método basado en el modelo de falla
- Método de espectro estándar

El primer método consta de dos alternativas. En el primero, se cuenta con un registro sísmico histórico en las inmediaciones del área de investigación con niveles de aceleración compatibles con los determinados en los estudios regionales de amenaza sísmica. El registro sísmico se utiliza directamente sin ninguna modificación. En la

segunda alternativa, las aceleraciones del registro sísmico histórico se multiplican por una constante tal que la aceleración máxima coincida con la aceleración máxima prevista en el estudio de amenaza sísmica; esta técnica fue ampliamente utilizada en el pasado (técnica de escalamiento de registros sísmicos).

El segundo método basado en el modelo de falla se utiliza para calcular teóricamente las representaciones de falla y la irradiación de ondas sísmicas causadas por esta falla. Se pueden utilizar varias alternativas de análisis, basadas en modelos de fuentes sísmicas o mediante funciones de Green.

El tercer método, basado en un espectro estándar, permite generar registros sísmicos sintéticos mediante la superposición de ondas armónicas (ondas sinusoidales) que se ajustan a un espectro de aceleraciones predefinido. Generalmente se realiza un análisis de regresión basado en el conjunto de registros sísmicos generados; la aplicabilidad de este método depende de la cantidad y calidad de los registros sintéticos así obtenidos.

En esta investigación se utilizó la segunda alternativa del primer método, utilizando registros sísmicos históricos para definir el sismo de diseño, pero con una modificación importante. En lugar de simplemente normalizar el registro en términos de aceleraciones máximas, también se realiza un análisis de ajuste espectral para que el espectro de respuesta sísmica original sea lo más cercano posible al espectro de respuesta uniformemente probable obtenido en el análisis de amenaza sísmica.

En cuanto a las denominaciones, Acevedo (2003)<sup>(8)</sup> establece una diferencia en acelerogramas que no son reales. Los acelerogramas sintéticos son los derivados de modelos geológicos de ruptura de fallas, mientras que los acelerogramas artificiales son los obtenidos por estimación en el método de ajuste espectral. Por lo tanto, los registros sísmicos considerados en esta investigación corresponden a acelerogramas artificiales.

### 2.3.1 Duración de los Registros Sísmicos

La duración de un fuerte movimiento sísmico se convierte en un parámetro significativo para el potencial de daño sísmico, el potencial destructivo de un movimiento sísmico está íntimamente relacionado con su contenido energético, el cual depende tanto de la intensidad como de la duración del movimiento. Además, una caracterización completa del movimiento del suelo también debe incluir alguna medida de la duración de la fuerte señal de movimiento (Dobry et al., 1978)<sup>(44)</sup>.

Las definiciones de la duración del movimiento del suelo se pueden clasificar en tres tipos genéricos diferentes: *Bracketed Durations*, *Uniform Durations* y *Significant Duration* (Bommer & Martinez-Pereira, 1999)<sup>(17)</sup>. La *Bracketed Durations* mide la duración del movimiento del suelo entre la primera hasta la última ocurrencia de un valor de aceleración que excede la aceleración especificada del umbral. La *Uniform duration* se define como la suma de los intervalos de tiempo durante los cuales la aceleración supera un valor umbral. La *Significant Duration* define la duración del movimiento del suelo como la duración del intervalo de tiempo entre las acumulaciones de dos niveles específicos de energía del movimiento del suelo en la ubicación (según se determina integrando el cuadrado del historial de tiempo de aceleración).

En esta disertación se utilizó la duración significativa (*Significant Duration*), la definición más utilizada por los ingenieros sismólogos. Trifunac & Brady (1975)<sup>(111)</sup> sugirieron que el rango entre 5% y 95% de la intensidad de Arias era una opción más apropiada para una duración significativa. Para la duración significativa del SD595, la duración de la agitación fuerte se define como la duración del intervalo de tiempo entre la acumulación del 5% y el 95% de la energía del movimiento del suelo, donde la energía del movimiento del suelo está definida por Arias Integral. La definición de duración de Trifunac y Brady se ilustra en el diagrama de Husid en la Figura 2.7. La intensidad de Arias normalizada oscila entre 0 y 1.

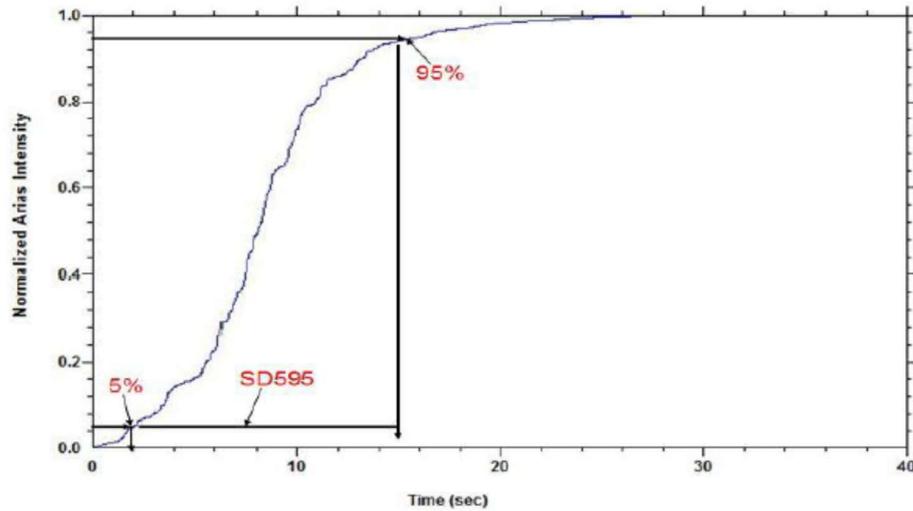


Figura 2.7 Trifunac & Brady (1975)<sup>(111)</sup> Duración de una fuerte sacudida (SD595) para la historia del tiempo de aceleración del lago Hughes del terremoto de Northridge de 1994.

### 2.3.2 Método de ajuste espectral

El método de ajuste espectral modifica el registro sísmico histórico en el dominio del tiempo, buscando hacerlo compatible con el espectro de aceleraciones especificado por el usuario, se utilizó el programa Seismo Match v. 2018<sup>(97)</sup>, basado en el código del programa RSP Match 2005b<sup>(50)</sup>. La metodología se basó en la investigación de Lilhanand & Tseng (1987)<sup>(71)</sup>, utilizando un código informático escrito originalmente por Abrahamson (1993)<sup>(1)</sup>, actualizado posteriormente por Hancock et al (2006)<sup>(53)</sup> y mejorado por Al Atik y Abrahamson (2010)<sup>(9)</sup>. La modificación del contenido de frecuencia se realiza mediante la adición de pequeñas parcelas de onda (llamadas wavelets) en el dominio del tiempo, conservando la mayoría de las características del registro original. Según Meneses (2009)<sup>(81)</sup>, pueden presentarse dificultades en este ajuste en los periodos largos del espectro. La Figura 2.8 muestra diferentes espectros de aceleración ajustados a un espectro estándar usando este método. La esencia del método de ajuste espectral, informado por Al Atik y Abrahamson (2010)<sup>(9)</sup>, es la siguiente:

- Se calcula la respuesta de un espectro con 1 grado de libertad bajo la acción de un registro de aceleración, para cada periodo y nivel de amortiguamiento deseado;
- La respuesta pico del espectro 1D se compara con la amplitud del espectro objetivo para determinar el error;

Se agregan wavelets al registro de aceleración con amplitudes y fases apropiadas para que cada valor del espectro de respuesta se ajuste a la amplitud del espectro objetivo.

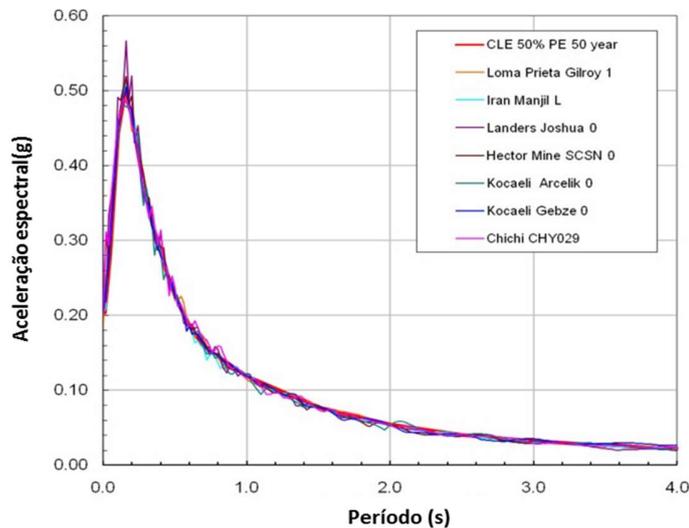


Figura 2.8 Espectros obtenidos por el método de ajuste espectral (Meneses, 2009)<sup>(81)</sup>.

## 2.4 ANÁLISIS NUMÉRICO

La resolución de problemas de tensión-deformación requiere que se satisfagan las condiciones iniciales y de contorno en términos de equilibrio y compatibilidad, utilizando una relación tensión-deformación adecuada. Las técnicas numéricas como el método de los elementos finitos (FEM) o las diferencias finitas (FDM) se utilizan comúnmente para satisfacer razonablemente estas condiciones.

En este estudio, los análisis numéricos se realizaron utilizando el programa PLAXIS 2D, versión 2020.01<sup>(29)</sup>. El programa usa el método de elementos finitos y satisface el

equilibrio dinámico usando un procedimiento de dominio de tiempo implícito. El dominio geométrico se discretiza en una malla triangular en la que cada elemento comprende seis o quince nodos. Este programa permite al usuario implementar modelos constitutivos específicos de tensión-deformación.

La ecuación básica para el movimiento dependiente del tiempo de un volumen bajo la influencia de una carga (dinámica) es:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (2.18)$$

donde M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, F es el vector de carga. El desplazamiento ( $u$ ), la velocidad ( $\dot{u}$ ) y la aceleración ( $\ddot{u}$ ) pueden variar con el tiempo.

El comportamiento del suelo puede ser drenado y no drenado. En este último caso, la mayor rigidez del agua se suma a la matriz de rigidez K.

La matriz de masa M tiene en cuenta la masa de materiales (partículas sólidas de suelo, agua y cualquier construcción).

La matriz C representa el amortiguamiento del material. De hecho, este amortiguamiento de los materiales se produce por fricción o por deformaciones irreversibles (plasticidad o viscosidad).

#### 2.4.1 Amortiguamiento

Según Contreras (2014)<sup>(42)</sup>, el amortiguamiento es una característica de los materiales sometidos a carga dinámica, provocada por la pérdida de energía por fricción interna en el material o por deformación irreversible (plasticidad o viscosidad). La consideración del amortiguamiento interno del suelo es muy importante en problemas de interacción suelo-estructura bajo cargas sísmicas, ya que la coincidencia de las frecuencias fundamentales características del fenómeno sísmico (1-10 Hz) y las frecuencias propias del suelo pueden producir una gran amplificación en las

respuestas. Un cálculo aproximado de la frecuencia natural de vibración de una capa de suelo isotrópico, elástico y homogéneo de espesor H que descansa sobre un sustrato rocoso puede obtenerse mediante la ecuación (2.19) (Kramer, 1996)<sup>(66)</sup>.

$$f_n = \frac{(2 \times n + 1)}{4 \times H} \times V_s \text{ (Hz)} \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (2.19)$$

Donde  $V_s$  es la velocidad de la onda de corte (m/s) y H es la altura del estrato (m).

#### 2.4.1.1 Amortiguamiento de Rayleigh

Según Huertas (2012)<sup>(68)</sup>, los sistemas dinámicos naturales contienen algún grado de amortiguamiento de la energía vibratoria dentro del sistema; de lo contrario, fluctuarían indefinidamente. El amortiguamiento del material, o más bien la relación de amortiguamiento, se puede representar como proporcional a la frecuencia de carga (ondas elásticas). El amortiguamiento de Rayleigh es un modelo especial de amortiguamiento viscoso que admite la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez, tal como lo propusieron originalmente Rayleigh & Lindsay (1945)<sup>(87)</sup>.

Según Kramer (1996)<sup>(66)</sup>, se define una matriz de amortiguamiento ([C]) linealmente proporcional a las matrices de masa ([M]) y rigidez ([K]), garantizando la ortogonalidad de los modos propios de vibración del sistema. introduciendo cualquier modo adicional (ecuación 2.20).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.20)$$

donde los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes de amortiguamiento, que se pueden obtener definiendo la fracción crítica de amortiguamiento ( $\xi_i$ ), para dos frecuencias predeterminadas ( $\omega_i$ ) que definen un rango de frecuencias (ecuación 2.21).

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \times \omega_i} + \frac{\beta \times \omega_i}{2} \quad i = 1, 2 \quad (2.21)$$

Entonces, la elección de  $\xi_j$ , así como el rango de frecuencia, es un tanto arbitrario, lo que sugiere que este rango incluye las frecuencias de excitación y fundamental del sistema. La Figura 2.9 muestra valores de baja frecuencia,  $\alpha$  es la constante predominante, por lo que la masa es el factor determinante, mientras que para valores de alta frecuencia predomina el coeficiente  $\beta$  y la rigidez del sistema.

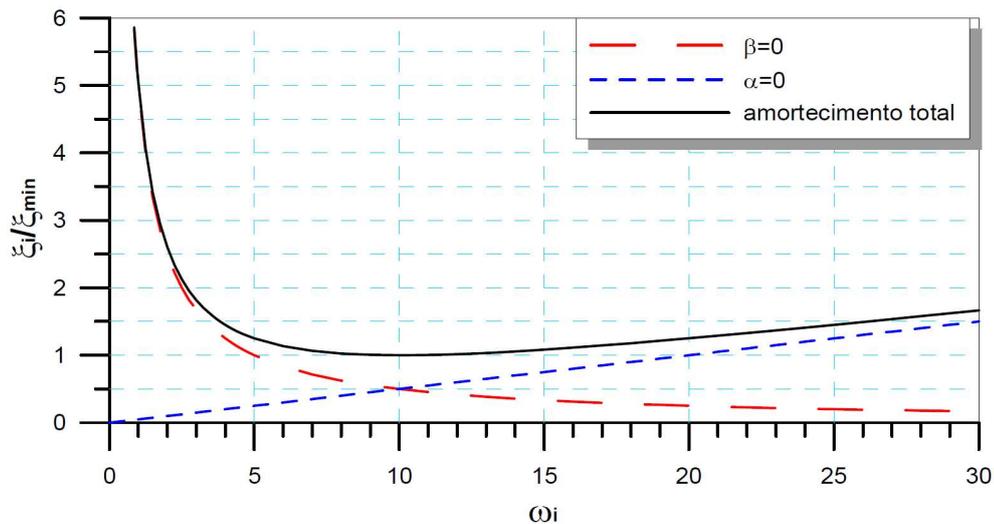


Figura 2.9 Variación del coeficiente de amortiguamiento crítico normalizado en relación con la frecuencia angular (adaptado de Contreras, 2014)<sup>(42)</sup>.

Para un solo valor de frecuencia, la llamada frecuencia mínima ( $f_{\min}$ ), el amortiguamiento de Rayleigh está compuesto por partes igualmente proporcionales de las contribuciones de masa y rigidez. La amortiguación de Rayleigh solo se puede utilizar para un rango limitado de frecuencias.

#### 2.4.1.2 Amortiguamiento histerético

La amortiguación histerética es independiente de la frecuencia de excitación. Este tipo de amortiguamiento representa el comportamiento de los suelos bajo carga cíclica.

Según Contreras (2014)<sup>(42)</sup>, en los suelos se verifica mediante ensayos de laboratorio que el amortiguamiento es independiente de la frecuencia, sino que está en función del nivel de deformación por cortante de la muestra provocada por la carga dinámica.

La relación de amortiguamiento histerético local se describe mediante la siguiente fórmula:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{lazo}}}{G_{\text{sec}} \gamma_c^2} \quad (2.22)$$

donde  $E_D$  es la energía disipada en el ciclo,  $E_S$  es la energía de deformación máxima,  $A_{\text{lazo}}$  es el área del bucle de histéresis y  $G_{\text{sec}}$  es el módulo de corte secante.

Normalmente, las curvas de aumento de amortiguamiento se encuentran fuera del rango de deformaciones con las obtenidas en ensayos de laboratorio, predominantemente en el rango de deformaciones bajas. En consecuencia, los investigadores sugieren adoptar una solución intermedia, tratando de concordar las curvas teóricas y de laboratorio en el rango de los niveles de deformación esperados.

#### 2.4.2 Tiempo de Integración

En la implementación numérica de problemas dinámicos, la formulación del proceso de integración en el tiempo constituye un factor importante para la estabilidad del método y precisión de los resultados. Los esquemas de integración utilizan un método explícito (programa FLAC) o un método implícito (programa PLAXIS, utilizado en esta investigación).

La ventaja de la integración explícita es que es relativamente simple de formular. Sin embargo, la desventaja es que el proceso de cálculo no es tan robusto e impone serias limitaciones en el tiempo. El método implícito es más complicado, pero produce un proceso de cálculo más fiable (más estable) y, en general, una solución más precisa (Sluys, 1992)<sup>(102)</sup>.

El esquema de integración implícita en el tiempo de Newmark, el desplazamiento y la velocidad del punto en el tiempo  $t+\Delta t$  se expresan como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (2.23)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + [(1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t}] \Delta t \quad (2.24)$$

donde  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo,  $\alpha$  y  $\beta$  son coeficientes que determinan la precisión temporal de la integración numérica. Para obtener una solución estable se establecen las siguientes condiciones:

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2 \quad (2.25)$$

$$\beta \geq 0.5 \quad (2.26)$$

Con la integración temporal implícita, la ecuación (2.27) debe obtenerse al final del intervalo de tiempo ( $t + \Delta t$ ):

$$M\ddot{u}^{t+\Delta t} + C\dot{u}^{t+\Delta t} + Ku^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (2.27)$$

#### 2.4.3 Paso de tiempo Crítico

A pesar de las ventajas de la integración implícita, el intervalo de tiempo utilizado en el cálculo está sujeto a algunas limitaciones. Si el intervalo de tiempo es demasiado grande, la solución exhibirá desviaciones sustanciales y la respuesta calculada no será confiable. El tiempo crítico depende de la frecuencia máxima y del espesor (finura) de la malla de elementos finitos. La ecuación utilizada para un solo elemento es:

$$\Delta t_{critico} = \frac{l_{min}}{V_s} \quad (2.28)$$

donde  $l_{\min}$  es la longitud mínima entre dos nodos de un elemento y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte de un elemento. En un modelo de elementos finitos, el intervalo de tiempo crítico es igual al valor mínimo de  $\Delta t$  según la Ecuación (2.27) sobre todos los elementos. De esta forma, el paso de tiempo se elige para asegurar que una onda durante un solo paso no se mueva una distancia mayor que la dimensión mínima de un elemento.

#### 2.4.4 Discretización de la malla para la transmisión de la onda

Kuhlemeyer & Lysmer (1973)<sup>(68)</sup> concluyeron que para una representación precisa de la transmisión de ondas a través del modelo, el tamaño del elemento  $\Delta l$  debe ser menor que aproximadamente una décima a una octava parte de la longitud de onda de carga dinámica. Esta condición se expresa con la siguiente relación:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \text{ a } \frac{\lambda}{8} \quad (2.29)$$

donde  $\lambda$  es la longitud de onda asociada a la frecuencia predominante que contiene una cantidad considerable de energía.

La frecuencia de corte se puede determinar con la siguiente relación:

$$f_c = \frac{V_s}{\lambda} \quad (2.30)$$

donde  $v_s$  es la velocidad de la onda de corte siendo:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.31)$$

donde  $G$  es el módulo de corte y  $\rho$  es la densidad del material.

Conocidos los valores de  $v_s$  y  $f_c$  e, se puede calcular el  $\lambda$  y consecuentemente el  $\Delta l$  (Ecuación 2.28) equivalente a la dimensión máxima de las zonas que componen la malla.

#### 2.4.5 Condiciones de Contorno

En el caso de un análisis de deformación estática, los desplazamientos de contorno prescritos se introducen en los límites de un modelo de elementos finitos. Los límites pueden ser completamente libres o fijos en una o dos direcciones. En particular, los límites verticales de una malla suelen ser límites no físicos (sintéticos) que se han elegido para no influir en el comportamiento de deformación de la construcción que se está modelando. En otras palabras, los límites están lejos. Para los cálculos dinámicos, los límites deberían, en principio, estar mucho más alejados que los de los cálculos estáticos, porque de lo contrario se reflejarán ondas de tensión que producirán distorsiones en los resultados calculados. Sin embargo, ubicar los límites lejos requiere muchos elementos adicionales y, por lo tanto, mucha memoria y tiempo de cálculo adicionales. Para neutralizar los reflejos, se introducen límites silenciosos o absorbentes.

##### 2.4.5.1 Contorno de campo libre

El contorno de campo libre consiste en la simulación de columnas de suelo a lo largo de los contornos laterales de la malla de elementos finitos (Figura 2.10), sujetas a la propagación 1D de las ondas generadas por el sismo, propagándose verticalmente. En ausencia de la geoestructura (condición de campo libre) se obtiene entonces la respuesta de la masa de suelo a lo largo de los contornos laterales, que sería prácticamente la misma si también se modelara la geoestructura, pero ubicada suficientemente lejos de los contornos laterales.

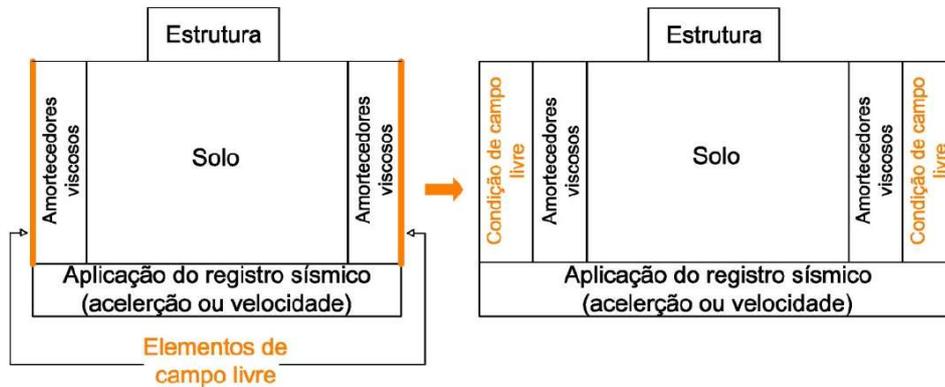


Figura 2.10 Condiciones de contorno de campo libre (Perez, 2013)<sup>(86)</sup>.

Las columnas laterales de suelo están acopladas a la discretización principal por medio de amortiguadores viscosos que actúan siempre que el movimiento de la discretización principal 2D difiere del movimiento 1D de las columnas de suelo. Este hecho puede ser causado por reflexiones de ondas en la geoestructura, en interfases no horizontales entre capas de suelo, entre otros.

#### 2.4.5.2 Consideraciones sobre la base del modelo

Cuando el registro sísmico a aplicar en base al modelo numérico ha sido adquirido en otro lugar, generalmente en la roca del afloramiento, se suele realizar la convolución del registro sísmico.

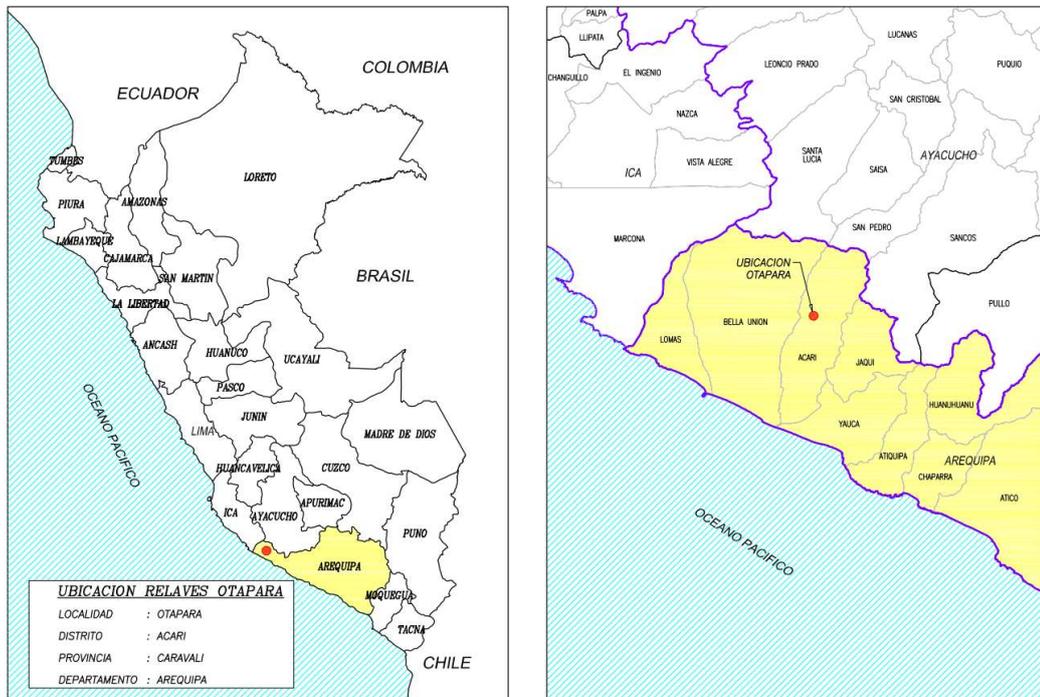
La aplicación del registro sísmico así procesado puede hacerse considerando 2 hipótesis: (1) base rígida – se aplica directamente el historial de aceleraciones o velocidades; (2) base flexible: el historial de estrés, obtenido del historial de velocidad, se aplica directamente, en el programa PLAXIS 2D, si se usa la opción de límite de base compatible, el historial de aceleración se transforma internamente en un historial de estrés sin la intervención directa del usuario.

Para la mayoría de las situaciones encontradas en la práctica, excepto para el caso de sustrato rocoso muy rígido, se admite la hipótesis de base flexible.

### CAPÍTULO III: PRESA DE RELAVES OTAPARA

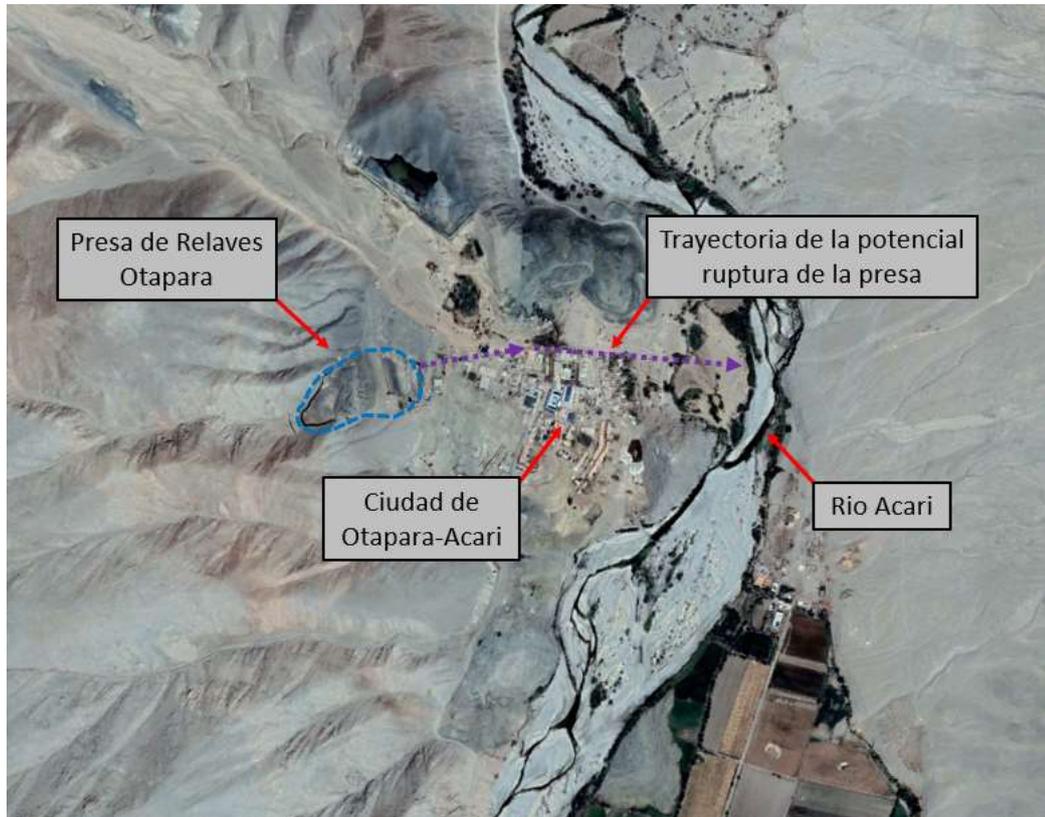
#### 3.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN

La presa de relaves de Otapara está ubicado en Arequipa, Perú, a una altura promedio de 430 metros, y con coordenadas UTM: Zona 18L, S 8.307.520 m, E 544.770 m. La Figura 3.1 indica la ubicación de la presa en el Perú, la ubicación en el departamento de Arequipa y su situación con relación al río Acarí y la ciudad de Otapara-Acarí.



(a)

(b)



(c)

Figura 3.1 (a) Ubicación de la presa en Perú; (a) Ubicación en el departamento de Arequipa; c) situación local.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA DE RELAVES OTAPARA

La presa de relaves Otapara está conformada por un dique inicial, construido con material de préstamo, y posteriormente operado por el método de construcción aguas arriba, utilizando relaves ciclónicos lanzados desde la cresta. La Figura 3.2 muestra la sección transversal crítica de la presa al final del recrecimiento.

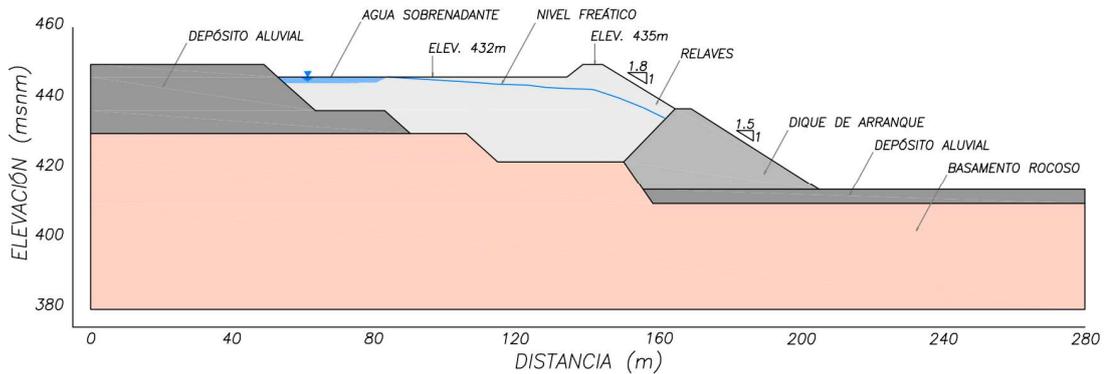


Figura 3.2 Sección transversal crítica de la represa de Otapara.

Los relaves, tipo pulpa, son transportados desde la planta de beneficio por bombeo a través de tuberías hasta la balsa de disposición, y descargados desde el perímetro de la corona del dique, formando una playa. El ciclón, por efecto de la fuerza centrífuga, separa granulométricamente las partículas de los relaves en diferentes densidades y tamaños. Las partículas más gruesas y densas salen por la parte inferior del ciclón (material de construcción de las elevaciones), y las partículas más finas y menos densas salen por la parte superior del ciclón.

El embalse cuenta con un revestimiento impermeabilizante de geomembrana en el fondo, un sistema de captación de aguas superficiales y profundas con elementos de drenaje y pozas para el tratamiento de lixiviados. Una consideración adicional del embalse se refiere a la clasificación de los suelos en función de la velocidad de propagación de la onda de corte ( $V_s$ ), según la metodología del ASCE 7-16<sup>(10)</sup>, suelo tipo B.

### 3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE MATERIALES

La caracterización geotécnica de los materiales se realizó mediante ensayos in situ y ensayos de laboratorio, a continuación, se muestran resultados más relevantes para la evaluación de la licuefacción de los relaves y resultados de otros materiales utilizados en el análisis de la respuesta dinámica de la presa.

### 3.3.1 Investigación geotécnica

Se realizaron 04 sondajes geotécnicos, en los cuales se ejecutaron en total 58 pruebas SPT y 10 pruebas Cono Peck, las perforaciones fueron distribuidas adecuadamente sobre el área de interés, con el fin de evaluar indirectamente la resistencia y determinar la consistencia y/o compactación de los materiales que componen el depósito de relaves (Ver Anexo 1).

El ensayo de penetración estándar SPT (ASTM D 1586) consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir una capa de suelo, una muestra (caña partida) de 30 cm de longitud a diferentes profundidades (generalmente con medidores de variación a metros). El tomador de muestras se golpea bajo potencia constante, con un peso de 140 libras (63,5 kg) y una altura de caída de 30 pulgadas (76,2 cm). La Tabla 3.1 presenta la relación entre el N del SPT y compactación/consistencia según la ABNT - NBR 6484 (2001).

Tabla 3.1 Relación entre NSPT con compactación y consistencia (ABNT - NBR 6484).

<b>Compactación</b>	<b>Intervalo de N<sub>SPT</sub></b>
Arena muy suelta	$N_{SPT} \leq 4$
Arena suelta	$4 < N_{SPT} \leq 8$
Arena medianamente densa	$8 < N_{SPT} \leq 18$
Arena densa	$18 < N_{SPT} \leq 40$
Arena muy densa	$N_{SPT} > 40$
<b>Consistencia</b>	<b>Intervalo de N<sub>SPT</sub></b>
Arcilla muy blanda	$N_{SPT} \leq 2$
Arcilla blanda	$2 < N_{SPT} \leq 5$
Arcilla medianamente firme	$5 < N_{SPT} \leq 10$
Arcilla firme	$10 < N_{SPT} \leq 19$
Arcilla dura	$SPT > 19$

La prueba de auscultación de cono dinámico consiste en la introducción continua de una punta Peck cónica. El equipo utilizado para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que se utiliza para realizar la prueba de penetración estándar; en el que la cuchara estándar se reemplaza por un cono de 6,35 cm (2,5") de diámetro con un

ángulo de 60° en la punta. Este cono se dirige continuamente hacia el suelo. El registro de la auscultación se realiza contando el número de golpes (Cn) para introducir la punta cónica cada 15 cm, se considera que el Cn es el número de golpes por cada 30 cm de penetración con el cono Peck, además el resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes correspondientes.

La Figura 3.3 muestra la ubicación de las pruebas SPT realizadas en el área de estudio, así como otras oscultaciones efectuadas durante las campañas geotécnicas (Ver Anexo 1.1 y 1.2).

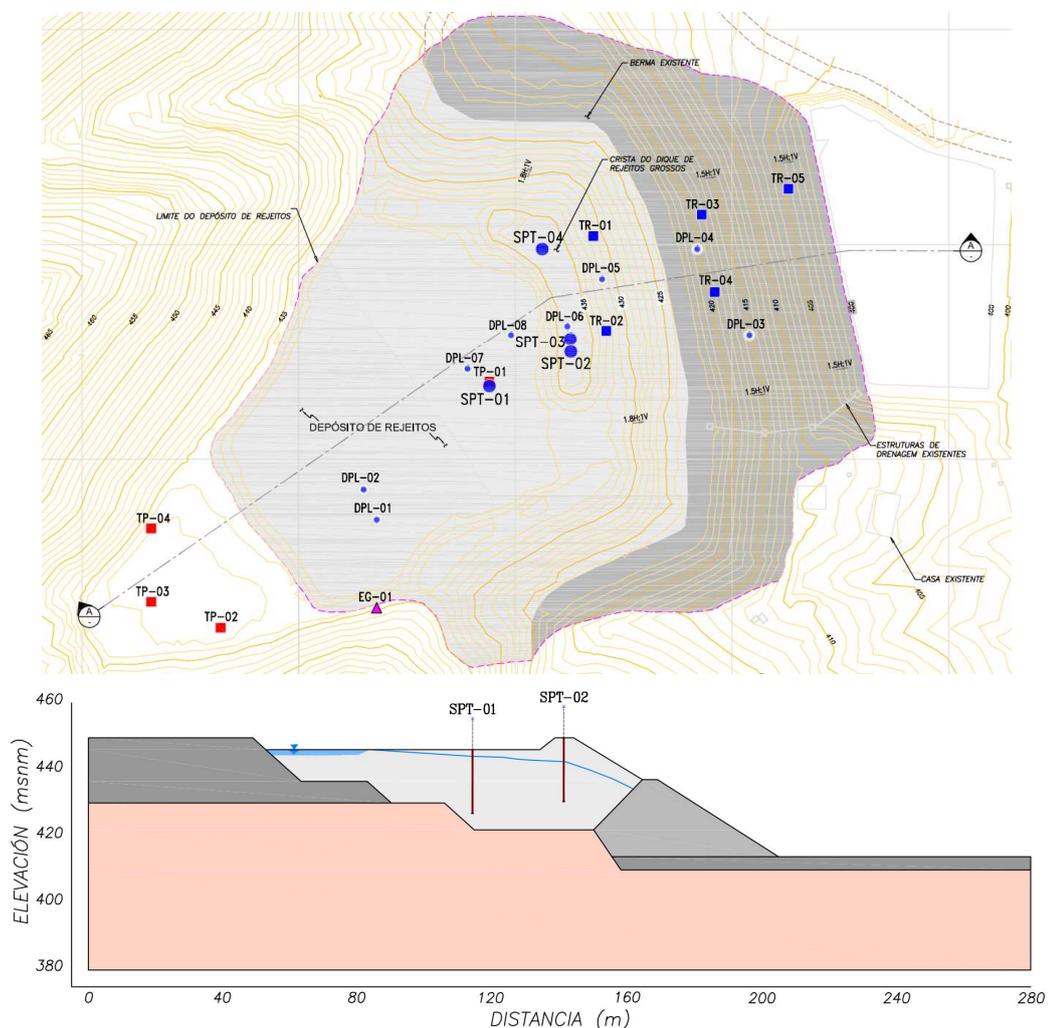


Figura 3.3 Ubicación de los ensayos SPT y otras excavaciones realizadas en el área de investigación.

La Tabla 2.3 a la Tabla 3.3 presenta un resumen de las pruebas realizadas en cada sondaje SPT. Los resultados de estas pruebas muestran una clara tendencia a aumentar la consistencia o compacidad de los relaves en relación a la profundidad. Así, en el área de la cuenca en la perforación SPT-01 encontramos arenas limosas blandas ( $N \leq 4$  golpes) y poco compactas ( $N \leq 8$  golpes) hasta una profundidad de 10,00 m, seguidas de limos de baja plasticidad. de compacidad media ( $N \leq 18$  golpes) y compacta ( $N \leq 40$  golpes), el nivel freático se encontró a una profundidad de 2,0 m cerca de la superficie. En la perforación se encontró un lente arcilloso de consistencia dura ( $N \leq 18$  golpes) entre 12.00 y 12.50 m de profundidad, el cual será considerado como una capa de arena limosa de manera conservadora (ver Anexo 1.3 y 1.5).

En el área correspondiente a la cresta del dique de relaves gruesos en la perforación SPT-02, encontramos arenas limosas blandas ( $N \leq 4$  golpes) y poco compactas ( $N \leq 8$  golpes) a una profundidad de 10.00 m, seguidas de arenas de compacidad media ( $N \leq 18$  golpes) a compacta ( $N \leq 40$  golpes) hasta una profundidad de 20,00 m. El nivel freático se encontró a una profundidad de 7,0 m.

Para correlacionar los resultados de la prueba Cono Peck con la prueba SPT se utilizó la calibración investigada por Vivar (2007)<sup>(113)</sup>, la cual indica que para suelos tipo SP se puede considerar  $0.5 C_n = N$ . Esta formulación es conservadora para suelos tipo SM y ML con  $N < 30$  golpes donde se puede considerar  $2.3923 C_n^{0.5883} = N$ .

Tabla 3.2 Resumen de los ensayos SPT 1 y CP – Antes del Sismo.

Área	Sección de prueba (m)	Elevación (m)	Tipo de suelo	N	C <sub>n</sub>	Compacidad / Consistencia
Vaso	1.00–1.45	432	SM	2	-	Muy suelta
	2.00–2.45	431	SM	2	-	Muy suelta
	3.00–3.45	430	SM	2	-	Muy suelta
	4.00–4.45	429	SM	6	-	Suelta
	5.00–5.45	428	SM	3	-	Muy suelta
	6.00–6.45	427	SM	3	-	Muy suelta
	7.00–7.45	426	SM	6	-	Suelta
	8.00–8.45	425	SM	8	-	Suelta
	9.00–9.45	424	SM	9	-	Medianamente densa
	10.00–10.45	423	SM	13	-	Medianamente densa
	11.00–11.45	422	SM	9	-	Medianamente densa
	12.00–12.45	421	CL	21	-	Consistencia dura
	13.00–13.45	420	ML	22	-	Densa
	14.00–14.45	419	ML	29	-	Densa
	15.15–15.45	417.5	-	19	32	Densa
	16.20–16.50	416.5	-	21	38	Densa
	17.10–17.40	415.5	-	25	53	Densa
	18.15–18.45	414.5	-	26	56	Densa
18.75–19.05	413.5	-	26	56	Densa	

Tabla 3.3 Resumen de los ensayos SPT 2 y CP – Antes del Sismo.

Área	Sección de prueba (m)	Elevación (m)	Tipo de suelo	N	C <sub>n</sub>	Compacidad / Consistencia
Corona del dique de relaves gruesos	1.00–1.45	436	SM	3		Muy suelta
	2.00–2.45	435	SM	4		Muy suelta
	3.00–3.45	434	SM	4		Muy suelta
	4.00–4.45	433	SM	4		Muy suelta
	5.00–5.45	432	SM	6		Suelta
	6.00–6.45	431	SM	6		Suelta
	7.00–7.45	430	SM	4		Muy suelta
	8.00–8.45	429	SM	4		Muy suelta
	9.00–9.45	428	SM	7		Suelta
	10.00–10.45	427	SM	12		Medianamente densa
	11.00–11.45	426	SM	18		Medianamente densa
	12.00–12.45	425	SM	21		Densa
	13.00–13.45	424	SM	22		Densa
	14.00–14.45	423	SM	27		Densa
	15.00–15.45	422	-	15	22	Medianamente densa
	16.05–16.50	420.5	-	17	26	Medianamente densa
	17.25–17.55	419.5	-	19	32	Medianamente densa
18.15 – 18.45	418.5	-	19	34	Densa	
18.75 – 19.05	417.5	-	23	46	Densa	

En los ensayos SPT-3 y SPT-4 tomados después del sismo cerca de la posición de SPT-2 en la cresta del dique de relaves gruesos, se muestra que las pruebas realizadas por encima del nivel freático tienen mayor número de aciertos (N) que las realizadas por encima del nivel freático realizado antes del terremoto. Sin embargo, debajo del nivel freático, se muestra que el número de golpes se redujo en aproximadamente un 30%, lo que indica que el material de relave saturado probablemente sufrió una pérdida de resistencia debido a la carga sísmica (ver Tabla 3.4 y Tabla 3.5) (ver Anexo 1.4 y 1.6).

Tabla 3.4 Resumen de las Pruebas SPT 3 – Después del Sismo.

Área	Sección de prueba (m)	Elevación (m)	Tipo de suelo	N	C <sub>n</sub>	Compacidad / Consistencia
Corona del dique de relaves gruesos	1.00–1.45	436	SM	9	-	Medianamente densa
	2.00–2.45	435	SM	7	-	Suelta
	3.00–3.45	434	SM	6	-	Suelta
	4.00–4.45	433	SM	8	-	Suelta
	5.00–5.45	432	SM	12	-	Medianamente densa
	6.00–6.45	431	SM	9	-	Medianamente densa
	7.00–7.45	430	SM	9	-	Medianamente densa
	8.00–8.45	429	SM	11	-	Medianamente densa
	9.00–9.45	428	SM	12	-	Medianamente densa
	10.00–10.45	427	SM	8	-	Suelta
	11.00–11.45	426	SM	13	-	Medianamente densa
	12.00–12.45	425	SM	13	-	Medianamente densa
	13.00–13.45	424	SM	8	-	Suelta
	14.00–14.45	423	SM	9	-	Medianamente densa
15.00–15.45	422	ML	15	-	Medianamente densa	

Tabla 3.5 Resumen de las Pruebas SPT 4 – Después del Sismo.

Área	Sección de prueba (m)	Elevación (m)	Tipo de suelo	N	C <sub>n</sub>	Compacidad / Consistencia
Corona del dique de relaves gruesos	1.00–1.45	436	SM	6	-	Suelta
	2.00–2.45	435	SM	6	-	Suelta
	3.00–3.45	434	SM	10	-	Medianamente densa
	4.00–4.45	433	SM	10	-	Medianamente densa
	5.00–5.45	432	SM	6	-	Suelta
	6.00–6.45	431	SM	9	-	Medianamente densa
	7.00–7.45	430	SM	10	-	Medianamente densa
	8.00–8.45	429	SM	9	-	Medianamente densa
	9.00–9.45	428	SM	9	-	Medianamente densa
	10.00–10.45	427	SM	9	-	Medianamente densa
	11.00–11.45	426	ML	9	-	Medianamente densa
	12.00–12.45	425	ML	11	-	Medianamente densa
	13.00–13.45	424	ML	9	-	Medianamente densa
	14.00–14.45	423	ML	9	-	Medianamente densa
15.00–15.45	422	ML	9	-	Medianamente densa	

### 3.3.2 Ensayos de laboratorio

En las muestras seleccionadas, obtenidas en la primera campaña geotécnica, se realizaron ensayos de laboratorio para su identificación y clasificación según el Sistema Único de Clasificación de Suelos (SUCS). Las propiedades de índice de suelo, granulometría, límites de consistencia y contenido de humedad se resumen en la Tabla 3.6 (ver Anexo 2.1).

Tabla 3.6 Resumen de los ensayos de Clasificación de Suelos.

Excavación	Prof. (m)	Clasif. SUCS	D. Granulométrica			Límites de Atterberg		Contenido de humedad (w%)
			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL	IP	
TP-01	0.00-1.50	SM	0	78.0	22.0	--	-	8.2
TP-03	0.00-1.10	SM	20.5	60.5	19.0	--	--	5.8
TP-03	1.10-1.60	GM	57.5	29.8	12.6	--	--	7.7
TR-02	0.30-3.50	SM	0	50.4	49.6	--	--	4.1
TR-03	0.30-2.50	GM	44.2	43.4	12.4	--	--	1.7
TR-05	0.30-2.00	GW-GM	47.5	42.5	10	--	--	0.5
SPT-01	12.00-12.45	CL	0	17.0	83.0	--	--	23.0

Donde:

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

LL: Limite de Liquidez

IP: Índice de Plásticidad

Para determinar las propiedades de resistencia se realizó un ensayo de cortante directo sobre una muestra obtenida de la trinchera TR-02, la cual es un material representativo de los relaves gruesos que forman el talud superior de la presa del embalse. Para la ejecución del ensayo se siguieron los procedimientos de la norma ASTM D-3080 (Corte Directo). Los resultados de estas pruebas se presentan en la Tabla 3.7 (ver Anexo 2.2).

Tabla 3.7 Resumen de la Prueba de Corte Directo.

Excavación	Muestra	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Parametros de resistencia	
				Coesión (kPa)	Ángulo de atrito (°)
TR-02	M-1	0.30-3.50	SM	0.14	37.5

Donde:

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Durante la campaña geotécnica se recolectaron muestras de relaves frescos obtenidos antes (relaves globales) y después de llegar al hidrociclón (relaves gruesos y finos). Sobre estas muestras se realizaron pruebas de laboratorio para su identificación y clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las propiedades índice de los suelos probados en términos de granulometría, límites de consistencia y contenido de humedad se resumen en la Tabla 3.8 (ver Anexo 2.1).

Tabla 3.8 Resumen de las pruebas de clasificación de suelos de relaves.

Muestra	Clasif. SUCS	D. Granulométrica			Límites de Atterberg		Contenido de humedad (w%)
		Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL	IP	
Relave Global	ML	0	36.6	63.4	--	--	30.7
Relave Grueso	SM	0	60.6	39.4	--	--	28.4
Relave Fino	CL	0	0.3	99.7	30.4	9.8	77.4

Los datos de densidad húmeda de los relaves globales (pulpa), relaves gruesos y relaves finos, los cuales se muestran en la Tabla 3.9 (ver Anexo 2.1).

Tabla 3.9 Resumen de la densidad promedio de relaves.

Muestra	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )
Relave Global	1.20
Relave Grueso	2.08
Relave Fino	1.10

La gravedad específica de un suelo se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a una temperatura de 4°C. Se siguieron los procedimientos de la norma ASTM D-854 y los resultados de estas pruebas se presentan en la Tabla 3.10 (ver Anexo 2.1).

Tabla 3.10 Resumen de ensayos de gravedad específicos.

Area	Clasif. SUCS	Grav. Sólidos (Mat. < N°4)
Relave Global	ML	3.375
Relave Grueso	SM	3.154
Relave Fino	CL	2.994

Donde:

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Se realizó una prueba de compresión simple en muestras de roca obtenidas durante el mapeo geológico para obtener su resistencia a la compresión no confinada. Esta prueba sigue los procedimientos de la norma ASTM D-5731, y en la Tabla 3.11 se presenta un resumen de los resultados de la prueba de carga puntual, en términos de la resistencia a la compresión no confinada equivalente a  $\sigma_c$  y la resistencia de la roca (ver Anexo 2.3).

Tabla 3.11 Resumen de Ensayos de Compresión Simple.

Localización	Litología	Prof. (m)	Compresión Simple		Grado de dureza ISMR
			Is (50) (MPa)	$\sigma_o$ (MPa)	
Aguas arriba del vaso	Granito	Superficial	8.3	201	R5

Donde:

Is (50): Índice de compresión simples corregido;  $\sigma_o$ : Resistencia a compresión no confinada

Con la muestra de roca extraída se realizaron los respectivos ensayos para determinar las propiedades físicas de la roca intacta, tales como; Gravedad específica, absorción (ASTM C-9783) y densidad de roca (ASTM D-2937), siguiendo

los estándares de prueba recomendados. La Tabla 3.12 a continuación muestra un resumen de los resultados obtenidos (ver Anexo 2.3).

Tabla 3.12 Resumen de ensayos de propiedades físicas en roca.

Localización	Densidad de la roca (gr/cm <sup>3</sup> )	P.A. (%)	PEA (gr/cm <sup>3</sup> )
Aguas arriba del vaso	2.69	0.11	2.72

Donde:

PEA: Peso específico aparente; PA: Porcentaje de absorción

Para comprender el comportamiento dinámico de los materiales tipo relave, se están considerando ensayos triaxiales cíclicos realizados en la investigación de Soto (2002)<sup>(103)</sup> y ensayos de corte directo cíclico (CDSS), los cuales serán empleados para calibrar los parámetros de los modelos constitutivos cíclicos en el análisis numérico de la presa de relaves Otapara por presentar semejanzas en granulometría, propiedades físicas, proceso de obtención del relave y forma de disposición.

En la investigación realizada por Soto (2002)<sup>(103)</sup> se evaluaron las propiedades dinámicas de los relaves, como la resistencia cíclica y el módulo de Young del material para esfuerzos de confinamiento de 100 kPa y 200 kPa. La Tabla 3.13 presenta la lista de pruebas de licuefacción para relaves en condiciones saturadas (Soto 2002)<sup>(103)</sup>.

Tabla 3.13 Resumen de pruebas de licuefacción (adaptado de Soto, 2002)<sup>(103)</sup>.

Ensayo	Relave	SUCS	DR (%)	Y <sub>d</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	Saturación (%)	Tensión confinante (kg/cm <sup>2</sup> )
1	Fino	ML	-	1.56	100	1.0
2	Fino	ML	-	1.56	100	2.0
5	Grueso	SM	40.0	-	100	1.0
6	Grueso	SM	40.0	-	100	2.0
9	Grueso	SM	60.0	-	100	1.0
10	Grueso	SM	60.0	-	100	2.0

La Figura 3.4 muestra los resultados de los ensayos de licuefacción triaxial cíclica para relaves realizados por Soto (2002)<sup>(103)</sup>, donde se puede observar la influencia del esfuerzo de confinamiento sobre la resistencia cíclica.

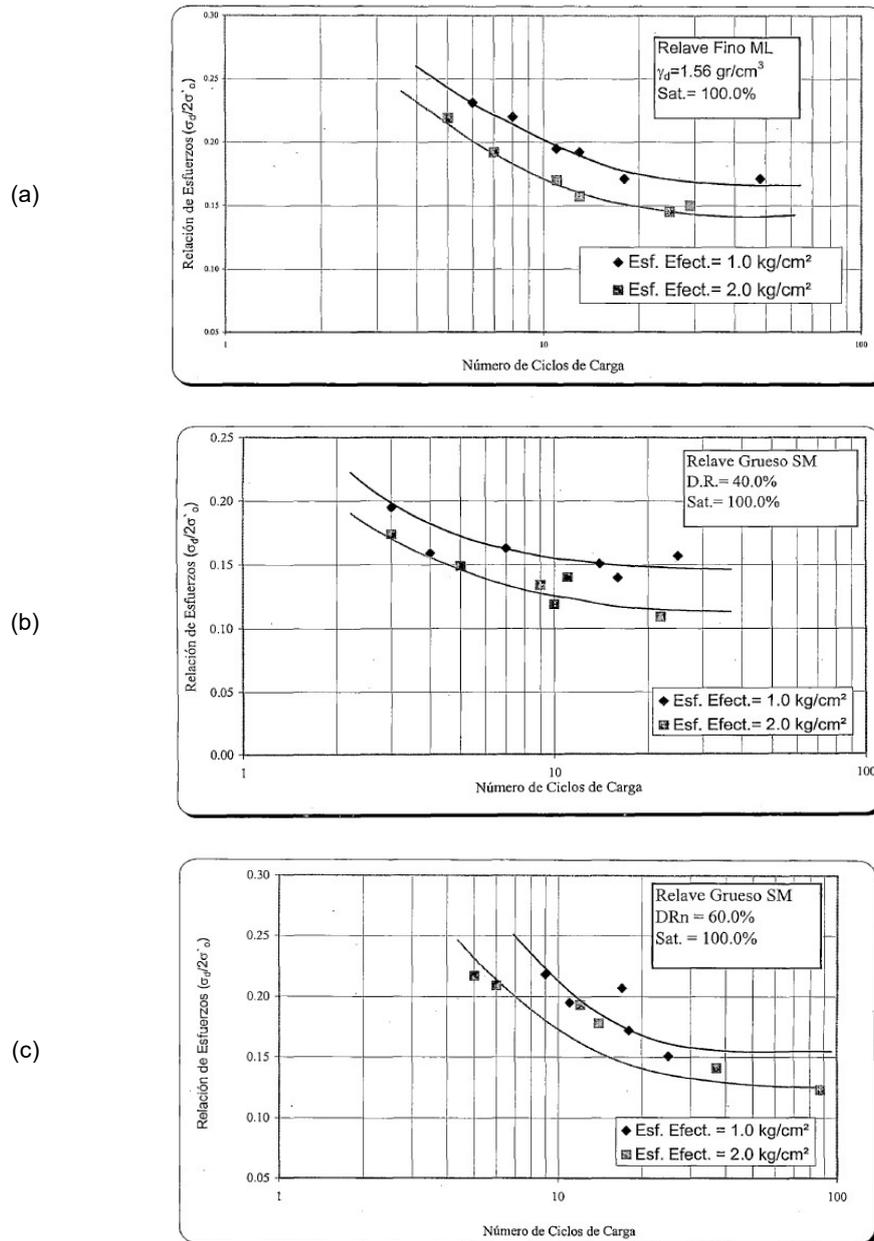


Figura 3.4 Influencia en la fuerza cíclica de los relaves (a) Fino ML  $\gamma_d=1.56 \text{ gr/cm}^3$ , (b) Grueso SM DR=40.0% y (c) Grueso SM DR=60.0% (Soto 2002)<sup>(103)</sup>.

En la Figura 3.5 se presentan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de deformación dinámica para relaves gruesos (SM), se pueden observar las curvas de degradación del módulo de Young y amortiguamiento.

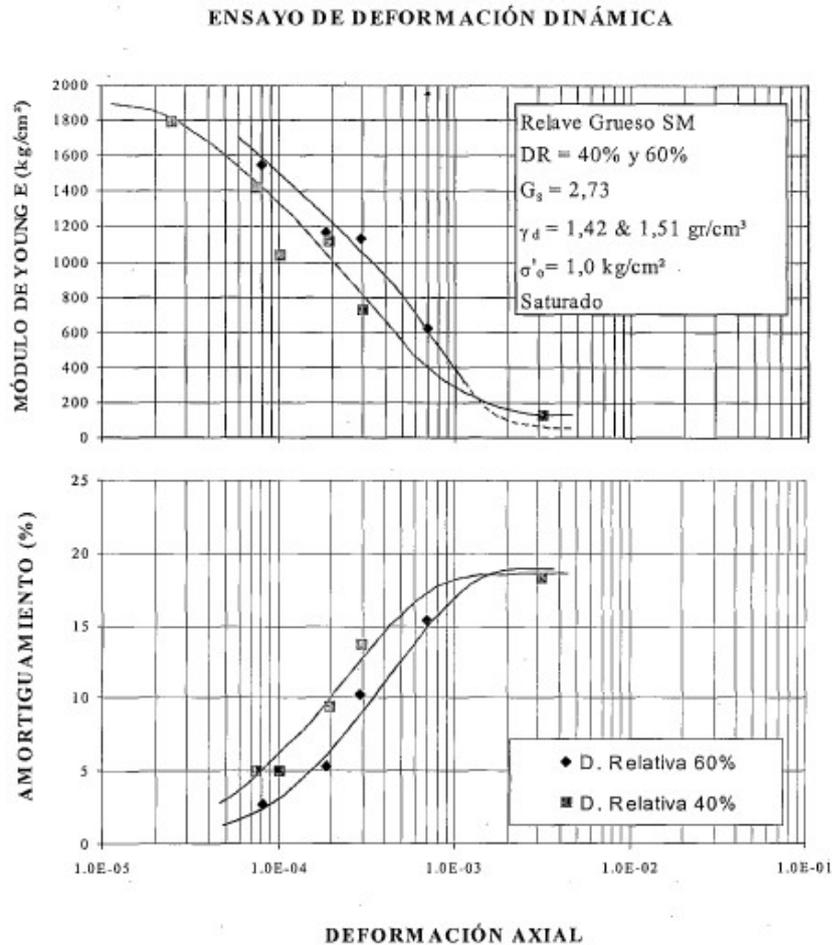


Figura 3.5 Curva de degradación del módulo de Young y amortiguamiento para relaves gruesos. (Soto 2002)<sup>(103)</sup>.

### 3.3.3 Unidades geotécnicas

De acuerdo con el mapeo geológico-geotécnico, registros de perforación e información existente, se definieron cuatro unidades geotécnicas.

### 3.3.3.1 Depósito coluvial (Unidad Geotécnica I)

Constituidos por suelos cuya formación se produce por la acción de la gravedad, compuestos por materiales rocosos, angulosos a subangulosos de varios tamaños, pero de litología homogénea, incluidos en una matriz arenosa de limo, estos depósitos de suelo se localizan en las laderas de los arroyos, como resultado de la meteorización, la erosión y el transporte mínimo a los canales principales.

### 3.3.3.2 Depósito aluvial (Unidad Geotécnica II)

Formados por suelo transportado y/o depositado temporal o permanentemente por el flujo de agua, corresponden a restos de flujos de lodo (deslizamientos recientes). Compuesto principalmente por bloques de roca formados por cantos rodados. y gravas subredondeadas, de varias dimensiones, de naturaleza heterolítica, matriz poco consolidada, con capas arenosas y capas limosas poco consolidadas.

Durante el mapeo geológico geotécnico se observaron depósitos recientes de este material ubicados aguas arriba del depósito. Asimismo, el material de cimentación de la presa del embalse está compuesto por el mismo tipo de suelo.

### 3.3.3.3 Depósitos antrópicos (Unidad Geotécnica III)

Son generados por la actividad humana, que modifica el grado de compacidad, humedad, granulometría, estado de reposo, etc. para obtener algún beneficio. Sin embargo, una vez dispuestos en su ubicación definitiva, adquieren características propias.

Se describen los tipos de depósitos antrópicos ubicados en el área de estudio: (1) Relaves: son los que llegan de la planta de procesamiento y, mediante el proceso ciclónico, se dividen en *overflow* y *underflow*. El *underflow* o relaves gruesos forman los taludes superiores del depósito de relaves; y los relaves *overflow* o finos, son depositados en el vaso del depósito de relaves. (2) Terraplén compactado: es el material de corte de suelo aluvial que forma la parte superior del dique de salida del

depósito de relaves; este material fue compactado y está compuesto por gravas limosas, muy compactas, con presencia de cantos rodados y bloques redondeados.

#### 3.3.3.4 Basamento rocoso (Unidad Geotécnica IV)

Esta unidad está compuesta por roca granítica de grano medio a grueso, equigranular y holocristalina, correspondiente al Cretácico-Terciario; con buena resistencia como roca intacta y calidad II (roca buena). Su distribución se ubica en la zona donde se ubica el depósito de relaves de Otapara y fue detectada en afloramientos rocosos y en algunos pozos en las inmediaciones del depósito de relaves. Sin embargo, en algunas partes presenta un fuerte grado de meteorización que reduce la calidad del macizo rocoso.

La caracterización del macizo rocoso consiste en trabajos de observación, mediciones y ensayos para obtener parámetros cuantitativos útiles para identificar las características geotécnicas, que está en función de la resistencia de las rocas intactas, el índice de calidad de las rocas y la geometría de las discontinuidades. Para determinar la calidad del macizo rocoso se utilizó la clasificación RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989)<sup>(15)</sup>, Estado de diaclasas y Presencia de agua; donde cada uno de estos parámetros definidos tiene rangos y valores definidos; para finalmente obtener el valor de la calidad del macizo rocoso.

La Tabla 3.14 resume los valores promedio de RMR para la estación geomecánica, determinándose como roca clase II (Buena Calidad).

Tabla 3.14 Valoración del macizo rocoso

Localización	RMR Básico	Descripción	Clase
Periferia de la presa de relaves	66	Roca	II

Según Zafirovski (2016)<sup>(121)</sup> es posible estimar el valor de la velocidad de onda longitudinal ( $V_P$ ) en km/s mediante la siguiente relación  $RMR = 5,6848 V_P^{1,4979}$ , para

estimar la velocidad de ondas de corte se usó la relación de Castagna et al. (1985)<sup>(32)</sup> donde  $V_s = 0,80416 V_p - 0,85588$  en km/s; conservadoramente se consideró un rango de velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) entre 760 m/s hasta 1400 m/s para la roca.

### 3.3.4 Sección de análisis

La Figura 3.6 muestra la sección transversal representativa de la presa de relaves de Otapara, donde la roca (R), el relleno compactado (RC), el depósito aluvial (DA) y los relaves (R0, R1, R2, R3, R4, R5 y R6) son los materiales considerados en el análisis numérico.

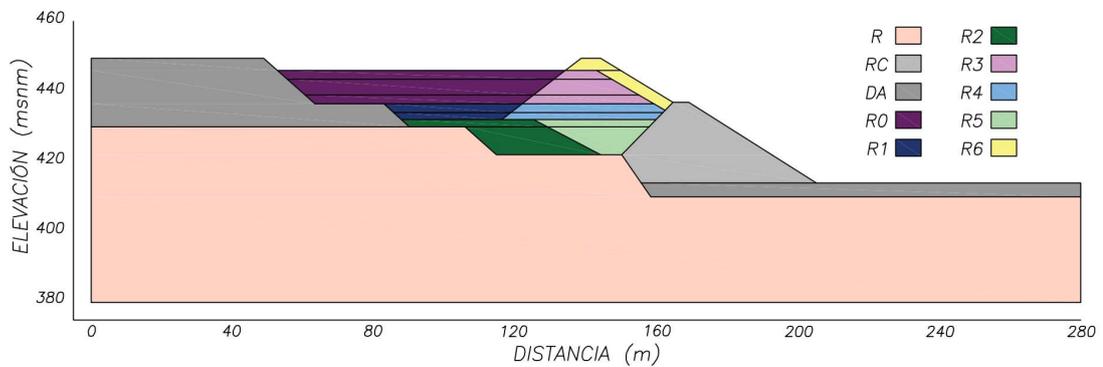


Figura 3.6 Sección transversal de la presa de relaves de Otapara.

## CAPÍTULO IV: MODELOS CONSTITUTIVOS

### 4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

Los suelos son materiales deformables y pueden exhibir un comportamiento de tensión-deformación altamente no lineal cuando experimentan cargas estáticas o dinámicas, como terremotos. El uso de métodos numéricos para analizar la respuesta de la presa dependerá de la etapa del análisis, ya sea estático o dinámico, para emplear los modelos constitutivos apropiados.

#### 4.1.1 Modelo Elástico

El enfoque más tradicional para representar el comportamiento tensión-deformación de materiales sólidos, incluidos los de origen geológico, hace uso de la teoría de la elasticidad, donde los gradientes de desplazamiento se consideran pequeños. Es habitual definir material elástico como aquel que recupera su estado inicial tras ser sometido a un ciclo completo de carga y descarga, sin sufrir deformaciones permanentes (Timoshenko & Goodier, 1970)<sup>(110)</sup>, pero en el contexto de los modelos constitutivos es más preciso e integral a la definición de Cauchy que considera elástico un material en el que el estado tensional es función únicamente del estado de deformación, o viceversa, entendiéndose, por tanto, que las trayectorias de carga, descarga o recarga son todas coincidentes. En otras palabras, los materiales elásticos son conservadores, liberando toda la energía interna almacenada durante la fase de carga en la descarga.

Aunque el comportamiento de los suelos está fundamentalmente afectado por la trayectoria de tensiones, los modelos elásticos pueden, en principio, ser utilizados en la simulación de cargas monótonas. La teoría de la elasticidad lineal se utiliza en la mayoría de los modelos constitutivos elastoplásticos para suelos en los que se supone que la descarga y la recarga son lineales, como en el modelo constitutivo tradicional de Mohr-Coulomb.

La relación constitutiva general en un modelo elástico se puede describir mediante la expresión  $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ , donde  $\sigma_{ij}$  y  $\varepsilon_{kl}$  son los tensores de tensión y deformación, respectivamente, y  $C_{ijkl}$  el tensor constitutivo que los relaciona. En el caso de simetría de los tensores de tracción y deformación, el número de constantes elásticas para definir el comportamiento del material asciende a 21, reduciéndose a 9 en la hipótesis de ortotropía del medio elástico (propiedades mecánicas independientes en las tres direcciones ortogonales como, generalmente, en la madera), 5 para materiales transversalmente isótropos (caso especial de materiales ortótropos que tienen las mismas propiedades en un plano, pero que varían en una dirección normal a este plano, como, generalmente, en los depósitos de suelos sedimentarios) y sólo 2 en el caso de isotropía, situación en la que el comportamiento del material es independiente de la dirección investigada. También es importante recordar que en el caso de materiales elásticos lineales e isotrópicos, los ejes principales de tensión (o incrementos de tensión) coinciden con los ejes principales de deformación (o incrementos de deformación).

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

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (4.1)$$

donde  $\lambda$  y  $\mu$  son las constantes elásticas de Lamé.

La ecuación (4.1) se expresa mejor en términos de la deformación volumétrica  $K$  ( $\lambda = \frac{3K-2G}{3}$ ) y el módulo de corte  $G$  ( $\mu = G$ ).

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

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{K}\Delta p' + \Delta q' \quad (4.2)$$

$$\Delta\varepsilon_s = \Delta p' + \frac{1}{3G}\Delta q' \quad (4.3)$$

donde  $K$  es el módulo de compresión volumétrico elástico y  $G$  es el módulo de corte elástico.

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

Para el caso de carga no drenada de un suelo saturado, si  $\Delta\varepsilon_v = 0$ , de la ecuación (4.2) tenemos que:

$$\Delta p' = 0 \quad (4.4)$$

La magnitud de la presión intersticial se ajusta para mantener  $\Delta p' = 0$  y se puede relacionar con los incrementos de los invariantes de tensión de acuerdo con la ecuación (4.5).

$$\Delta u = b(\Delta p + a \Delta q) \quad (4.5)$$

donde  $a$  y  $b$  son parámetros empíricos.

Las relaciones entre los incrementos de las invariantes de tensión total y efectiva se pueden obtener a partir de las ecuaciones (4.6) y (4.7).

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u \quad (4.6)$$

$$\Delta q' = \Delta q \quad (4.7)$$

Considerando la ecuación (4.5) y comparando con las ecuaciones (4.6) y (4.7) tenemos:

$$\Delta u = \Delta p \quad (4.8)$$

Por lo tanto, para el caso de una carga drenada,  $b = 1.0$  y  $a = 0$ .

La técnica de análisis de cargas no drenadas en términos de esfuerzos totales, que se muestra arriba, es simple, pero se deben considerar las condiciones en las que se van a usar. El comportamiento del suelo aún depende de las tensiones efectivas, pero

éstas están controladas por la condición de volumen constante. Es importante recalcar que la técnica de esfuerzo total sólo es válida cuando el suelo está saturado y no drenado, en consecuencia, la deformación volumétrica es igual a cero. En otros casos, el análisis de tensiones totales no es válido, debiendo realizarse el cálculo en términos de tensiones efectivas.

#### 4.1.2 Hardening Soil (HSM)

El Hardening Soil Model (HSM) es una síntesis de los modelos Modified Cam Clay y el modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)<sup>(46)</sup>, propuesto por Schanz, Vermeer & Bonnier (1999)<sup>(91)</sup>, quienes reformularon el modelo hiperbólico a la luz de la teoría de la plasticidad, utilizando tres parámetros de rigidez diferentes: a) módulo secante triaxial de carga  $E_{50}$ , correspondiente al 50% del esfuerzo de flexión a la ruptura  $q_f$ ; b) el módulo triaxial de secado de descarga/recarga  $E_{ur}$ ; c) el módulo edométrico  $E_{ed}$ .

El modelo utiliza dos tipos de endurecimiento isotrópico: uno por cortante, para modelar las deformaciones plásticas provocadas por esfuerzos de deflexión, y otro por compresión, que estima las deformaciones plásticas volumétricas debidas a compresiones edométricas o hidrostáticas. Como sugiere el nombre del modelo, no hay representación del ablandamiento del suelo, con descarga –recarga elástica lineal admitida.

La Figura 4.1 muestra la superficie de fluencia del modelo en el espacio de tensiones principales. La pirámide hexagonal está relacionada con el endurecimiento por cizallamiento, mientras que la superficie de cierre (cap) está asociada con el endurecimiento por compresión. (Brinkgreve, et al., 2002)<sup>(29)</sup>.

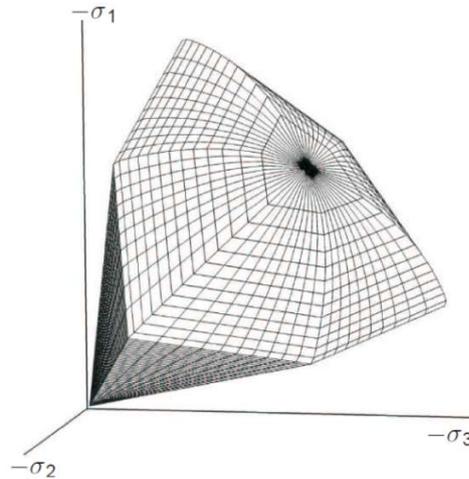


Figura 4.1 Superficies de flujo del modelo HSM (Brinkgreve, et al., 2002)<sup>(29)</sup>

El proceso de endurecimiento por corte se muestra en la Figura 4.2, en la que se pueden observar posiciones sucesivas de la superficie de fluencia en el espacio  $p'$  frente a  $q$ , a medida que aumentan las deformaciones por corte, estando limitadas por la superficie de ruptura del modelo de Mohr-Coulomb.

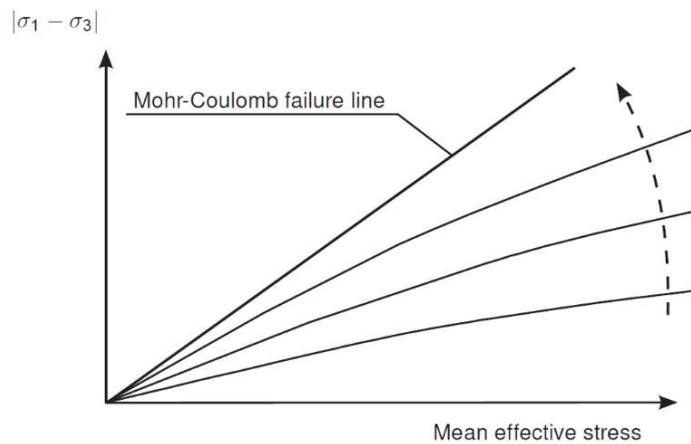


Figura 4.2 Posiciones sucesivas de la superficie de escorrentía (Brinkgreve, et al., 2002)<sup>(29)</sup>

En la práctica de la ingeniería geotécnica, a menudo se dispone de buenos resultados en términos de parámetros de resistencia, pero poca información sobre las características de deformabilidad. Para situaciones en las que el análisis de

resistencia es una restricción de diseño, a menudo se aplica el modelo tradicional de Mohr-Coulomb, pero hay varias otras situaciones prácticas en las que la estimación anticipada del nivel de deformación inducida por el trabajo es información esencial. En el modelo tradicional de Mohr-Coulomb, el ingeniero selecciona un valor fijo del módulo  $E_{50}$ , sin posibilidad de distinguir diferencias en situaciones primarias de carga o descarga – recarga. Con el modelo HSM, la difícil elección de un módulo representativo del estado tensional de la roca no es necesaria, ya que la rigidez se modifica automáticamente con los esfuerzos en las trayectorias primarias de carga, descarga y recarga (Figura 4.3).

Entre las principales características del modelo HSM se encuentran: a) rigidez dependiente del nivel de voltaje según una ley de potencia; b) deformación plástica en compresión primaria; c) carga / descarga elástica; d) relación tensión x deformación hiperbólica; d) consideración de la dilatación de suelos fuertemente preconsolidados; e) incorpora el criterio de falla de Mohr-Coulomb; f) ley de flujo no asociada para esfuerzos de deflexión y ley de flujo asociada para esfuerzos de compresión; g) endurecimiento isotrópico (para ambas superficies de flujo  $f_s$  y  $f_c$ ); h) aplicable para todo tipo de suelo.

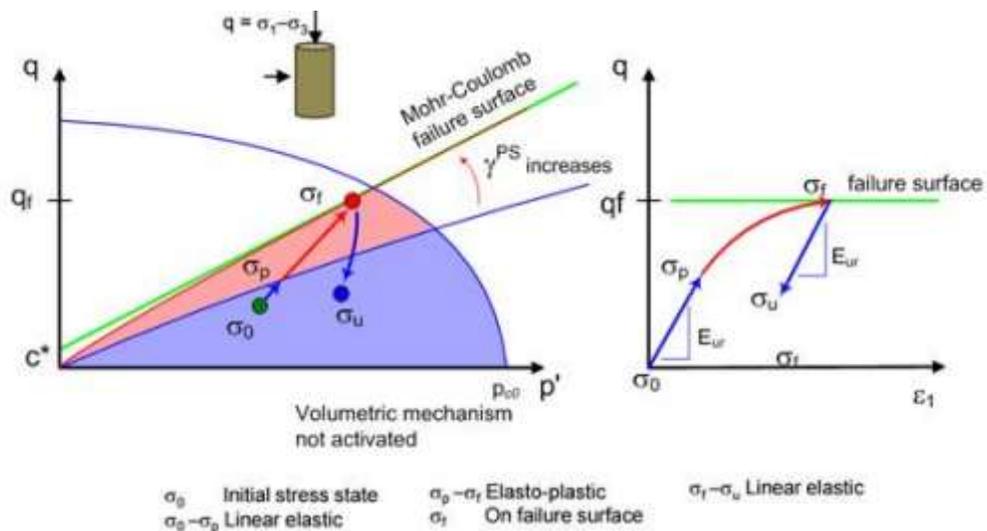


Figura 4.3 Representación por el modelo HSM del comportamiento del suelo preconsolidado bajo tensión de desviación en carga primaria y descarga.

La formulación del modelo HSM requiere la definición de parámetros de resistencia y rigidez definidos en términos de esfuerzos efectivos, de acuerdo con las Tabla 4.1 y Tabla 4.2.

Tabla 4.1 Parámetros de entrada para el modelo HSM

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
$m$	Exponente de dependencia de la rigidez en relación con el nivel de tensión ( $m \leq 1$ ). Para arcillas, $m$ está entre 0,5 y 1 y para arenas, entre 0,4 y 0,6.
$E_{50}^{ref}$	Módulo de secado de carga para el 50% de la tensión de rotura de la prueba triaxial drenada de compresión
$E_{ed}^{ref}$	Módulo tangente debido a la compresión primaria del ensayo de compresión edométrica
$E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}$	Parámetros de descarga/recarga elástica del ensayo triaxial drenado. $E_{ur}^{ref}$ oscila entre 2 y 5 $E_{50}^{ref}$ y $\nu_{ur} = 0,2$
$c', \phi'$	Ruptura según el criterio de Mohr-Coulomb
$\psi$	Ángulo de dilatación.

Tabla 4.2 Parámetros avanzados del modelo HSM

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
$p_{ref}$	Tensión de referencia para la rigidez (valor predeterminado $p_{ref} = 100kPa$ )
$K_0^{nc}$	Valor de $K_0$ para el caso normalmente denso (predeterminado $K_0^{nc} = 1 - \text{sen}\phi$ )
$R_f$	Razón de fallas $q_f/q_a \leq 1$ , $R_f = 0.9$ generalmente se usa en ausencia de pruebas

#### 4.1.3 Modelo Hardening Soil Small

En general, la rigidez del suelo se caracteriza por un comportamiento no lineal, dependiente de la tensión y la deformación, es decir, incluso en un depósito litológico de suelo homogéneo, la rigidez del suelo varía con la profundidad y su valor disminuye con el nivel de deformación inducida por la carga. La tensión máxima a la que el comportamiento del suelo puede considerarse puramente elástico es muy pequeña

(del orden de  $10^{-6}$ ). La rigidez del suelo asociada con este rango de deformación se indica como rigidez inicial y su valor decae aumentando la amplitud de la deformación de acuerdo con la Figura 4.4.

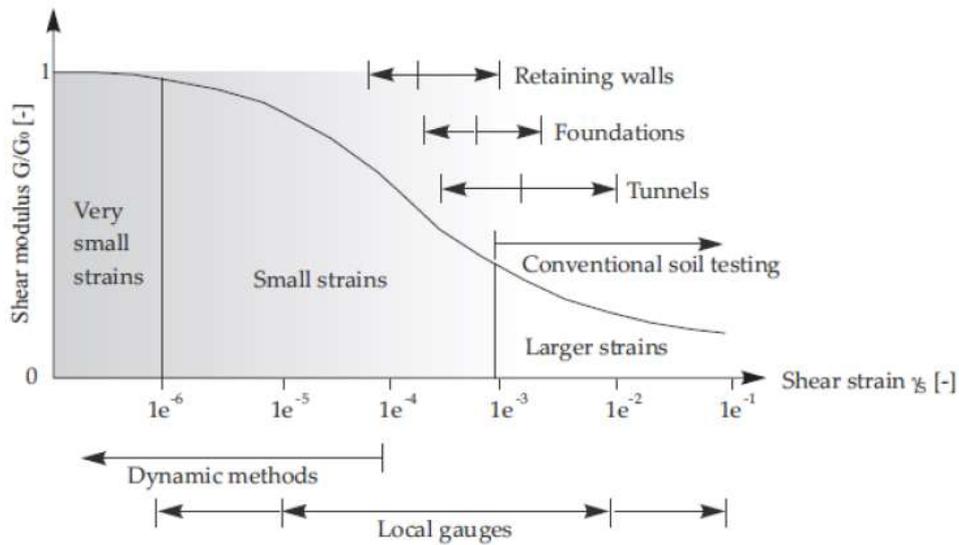


Figura 4.4 Comportamiento rigidez-deformación (Brinkgreve, et al., 2002)<sup>(29)</sup>.

En condiciones dinámicas, el suelo está sujeto a cargas de corte cíclicas, mostrando no solo un comportamiento no lineal, sino también disipativo. El ciclo histerético generado durante la carga de corte cíclico consiste en una secuencia de carga y descarga, debido al comportamiento irreversible del suelo. En general, se ha observado que los terremotos inducen un pequeño nivel de deformación en el suelo, que exhibe una alta rigidez al corte  $G_0$ , y que  $G$  disminuye a medida que aumenta la cantidad de energía disipada, aumentando la magnitud de la deformación por corte  $\gamma$ . El modelo de suelo endurecido ya es responsable de la dependencia de la rigidez según una ley de potencia expresada por el parámetro  $m$ .

En comparación con el modelo Hardening soil, el modelo HS small se extiende mediante la introducción de dos parámetros adicionales, que son: la alta rigidez a un nivel pequeño de deformación ( $G_0$ ) y el esfuerzo cortante  $G$  que se reduce al 70% del inicial  $G_0$  ( $\Upsilon_{0.7}$ ).

La dependencia de la tensión se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.9)$$

donde la rigidez inicial a cortante  $G_0$  es función de la tensión efectiva, los parámetros de resistencia ( $c'$  y  $\phi'$ ) y el parámetro  $m$  que depende del tipo de suelo (generalmente varía entre 0.5 y 1, según el tipo de suelo). El comportamiento histórico típico se muestra en la Figura 4.5. La rigidez inicial y la rigidez secante de la curva de carga inicial coinciden con la rigidez máxima a cortante  $G_0$ . A medida que aumenta el esfuerzo cortante, la rigidez disminuye. Cuando se invierte la dirección de la carga, la rigidez comienza desde el mismo  $G_0$  y disminuye hasta la siguiente inversión de la carga.

La relación tensión-deformación viene dada por:

$$\tau = G_S \gamma \quad (4.10)$$

donde  $G_S$  representa la rigidez a cortante secante.

El módulo de corte secante dependiente de la tensión se expresa mediante:

$$G_S = \frac{G_0}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (4.11)$$

La relación de amortiguamiento histerético local se describe mediante la siguiente fórmula:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (4.12)$$

donde  $E_D$  representa la energía disipada, dada por el área del circuito cerrado (áreas amarilla y verde), y  $E_S$  es la energía acumulada en la deformación máxima de corte  $\gamma_C$  (áreas verde y azul). La relación de amortiguamiento ( $\xi$ ) se aplica hasta que el comportamiento del material permanece elástico y el módulo de corte disminuye con la deformación.

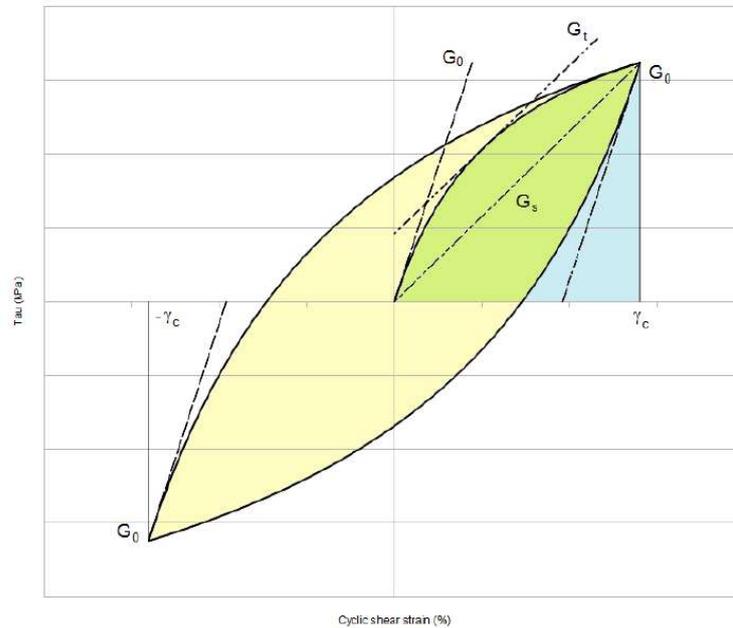


Figura 4.5 Comportamiento histerético (Brinkgreve, et al., 2002)<sup>(29)</sup>

En el modelo HS small, el módulo de corte tangente está limitado por un límite inferior,  $G_{ur}$ , para volver al modelo de suelo de endurecimiento original a niveles de deformación más altos.  $G_{ur}$  está relacionado con  $E_{ur}$  y  $\nu_{ur}$  según la siguiente expresión:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (4.13)$$

La deformación por cortante que corresponde al punto en el que la rigidez por cortante secante  $G_t$  alcanza el valor de  $G_{ur}$  representa la deformación por cortante por cortante  $\gamma_{cut-off}$ , es decir, el límite por encima del cual la rigidez por cortante no puede disminuir más que el valor alcanzado por  $G_{ur}$ .

$$\gamma_{cut-off} = \frac{\gamma_{0,7}}{0,385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad (4.14)$$

Los parámetros de entrada del modelo HS Small se resumen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Parámetros adicionales HS Small.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
$\gamma_{0,7}$	Coefficiente de Poisson en recarga de descarga
$G_0^{ref}$	Tensión de referencia para la rigidez
$\nu'_{ur}$	Coefficiente de presión en el lado del suelo

#### 4.1.4 Modelo PM4SAND<sup>(23)</sup>

El modelo constitutivo PM4Sand es un modelo elastoplástico para el comportamiento cíclico de las arenas, desarrollado por Boulanger & Ziotopoulou (2015)<sup>(23)</sup>, basado en el modelo de superficie límite propuesto por Dafalias & Manzari (2004)<sup>(43)</sup>.

El modelo es capaz de reproducir las características esenciales observadas experimentalmente durante la licuefacción dinámica, es decir, acumulación de presión de agua en los poros, disminución de la tensión efectiva hasta llegar a la licuefacción y disminución gradual de la rigidez del material. El modelo puede simular tanto el flujo de licuefacción como la movilidad cíclica de arenas densas.

Considerando que la disponibilidad de datos de pruebas de laboratorio para determinar los parámetros del modelo constitutivo de PM4Sand es, en la práctica, muy limitada debido a la dificultad de utilizar especímenes no perturbados, Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(19)</sup> proponen que los parámetros se estimen con base en pruebas de campo y correlaciones con el número de golpes (N) de la prueba SPT, la resistencia de punta ( $q_c$ ) de la prueba CPT o la velocidad de propagación de la onda de corte  $V_s$  en pruebas de campo (down-hole, cross-hole, SCPT).

#### 4.1.4.1 Características del modelo

##### 4.1.4.1.1 Índice de estado relativo

El estado crítico se refiere a la situación en la que el suelo continúa deformándose bajo tensión y volumen constantes (Schofield & Wroth, 1968)<sup>(93)</sup>. Sin embargo, en lugar del índice de vacío crítico  $e_c$ , en el modelo se usa la densidad relativa del estado crítico  $D_{R,cs}$ , tal como la define Bolton (1986)<sup>(16)</sup>, para definir la línea de estado crítico (CSL) en el plano  $D_R - p / p_A$ . El modelo PM4Sand también utiliza el índice de estado relativo  $\xi_R$  (Konrad, 1988)<sup>(65)</sup>, en lugar del parámetro de estado  $\Psi$  (Been y Jefferies, 1985)<sup>(14)</sup>, definido según la ecuación. 4.15:

$$\xi_R = D_{R,cs} - D_R \quad (4.15)$$

donde  $D_R$  es la densidad relativa actual,  $D_{R,cs}$  es la densidad relativa en la línea de estado crítico para una tensión efectiva media actual  $p$  (ecuación 4.16):

$$D_{R,cs} = \frac{R}{Q - \ln\left(100 \frac{p}{p_A}\right)} \quad (4.16)$$

donde  $p_A$  es la presión atmosférica mientras que  $Q$  y  $R$  son los parámetros de Bolton (Bolton, 1986)<sup>(16)</sup>, con valores de 10 y 1 respectivamente, para arena de cuarzo. En la Figura 4.6 se trazó la línea de estado crítico con los parámetros  $Q = 10$  y  $R = 1.5$  (valores estándar del modelo PM4Sand) y la variación de la línea de estado crítico para diferentes valores de  $Q$  y  $R$ .

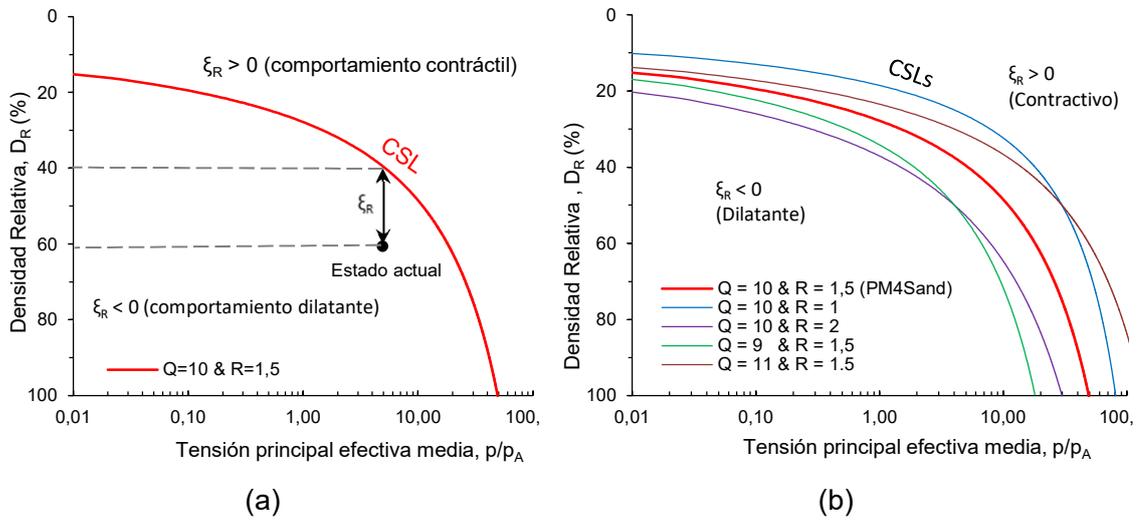


Figura 4.6 (a) índice de estado relativo,  $\xi_R$  y (b) efectos de cambiar los parámetros Q y R. Boulanger & Ziotopoulou (2015)<sup>(23)</sup>

El parámetro Q indica el nivel normalizado del esfuerzo efectivo medio  $p$  donde la línea de estado crítico comienza a curvarse significativamente debido al aplastamiento de las partículas sólidas (Bastidas, 2016)<sup>(12)</sup>. En el modelo PM4Sand, se usa un ligero aumento en R (1.5) para aproximarse mejor a los resultados típicos observados en el cargamento del ensayo *direct simple shear* DSS (Boulanger & Ziotopoulou, 2018)<sup>(19)</sup>.

#### 4.1.4.1.2 Superficies límite, dilatancia, crítica y flujo.

El modelo incorpora superficies de frontera, de dilatancia, críticas y de flujo según Dafalias & Manzari (2004)<sup>(43)</sup>. La versión actual del modelo se ha simplificado eliminando la dependencia del ángulo Lode, de modo que los ángulos de fricción son los mismos para la carga en compresión o extensión. La relación de tensión límite  $M^b$  y la dilatancia  $M^d$  están relacionadas con la relación de tensión crítica  $M$  mediante las siguientes expresiones:

$$M^b = M \cdot \exp(-n^b \xi_R) \quad (4.17)$$

$$M^d = M \cdot \exp(n^d \xi_R) \quad (4.18)$$

$$M = 2 \sin(\emptyset_{cv}) \quad (4.19)$$

donde los parámetros  $n^b$  y  $n^d$  determinan los valores de  $M^b$  y  $M^d$  en función de  $M$ . La relación de tensión umbral controla la relación entre el ángulo de fricción máximo y el índice de estado relativo. Durante el corte, las superficies límite y de dilatación se acercan a la superficie crítica, mientras que el índice de estado relativo se acerca a la línea de estado crítico ( $\xi_R$  tiende a cero).

La superficie límite simula las deformaciones plásticas dentro de la superficie de flujo, mientras que la superficie de dilatación define el lugar donde se produce la transformación del comportamiento contractivo al dilatante, también conocido como estado de fase de transformación. Bajo carga cíclica sin drenaje, el cambio en la tensión efectiva está asociado con la expansión volumétrica inducida por cizallamiento o la tendencia contractiva del suelo (Wang & Xie, 2014)<sup>(114)</sup>.

La superficie de fluencia se formula como un cono en el espacio de tensiones principales (ecuación 4.20).

$$f = \sqrt{(\mathbf{r} - \boldsymbol{\alpha}) : (\mathbf{r} - \boldsymbol{\alpha})} - \sqrt{\frac{1}{2}} m = 0 \quad (4.20)$$

Donde:

$$\mathbf{r} = \begin{pmatrix} r_{xx} & r_{xy} \\ r_{xy} & r_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_{xx} - p}{p} & \frac{\sigma_{xy}}{p} \\ \frac{\sigma_{xy}}{p} & \frac{\sigma_{yy} - p}{p} \end{pmatrix} \quad (4.21)$$

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \quad (4.22)$$

y  $\alpha$  define el centro de la superficie de fluencia y  $m$  el radio del cono que representa la superficie de fluencia (valor predeterminado  $m = 0,01$ ).

Las superficies límite y de dilatación se definen en términos de los parámetros  $\alpha^b$  y  $\alpha^d$  (ecuaciones 4.23 y 4.24).

$$\alpha^b = \sqrt{\frac{1}{2}} [M^b - m] \mathbf{n} \quad (4.23)$$

$$\alpha^d = \sqrt{\frac{1}{2}} [M^d - m] \mathbf{n} \quad (4.24)$$

donde  $n$  es el vector unitario normal a la superficie de flujo (ecuación 4.25).

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{r} - \alpha}{\sqrt{\frac{1}{2}} m} \quad (4.25)$$

La Figura 4.7 muestra las superficies límite, de dilatación, crítica y de fluencia.

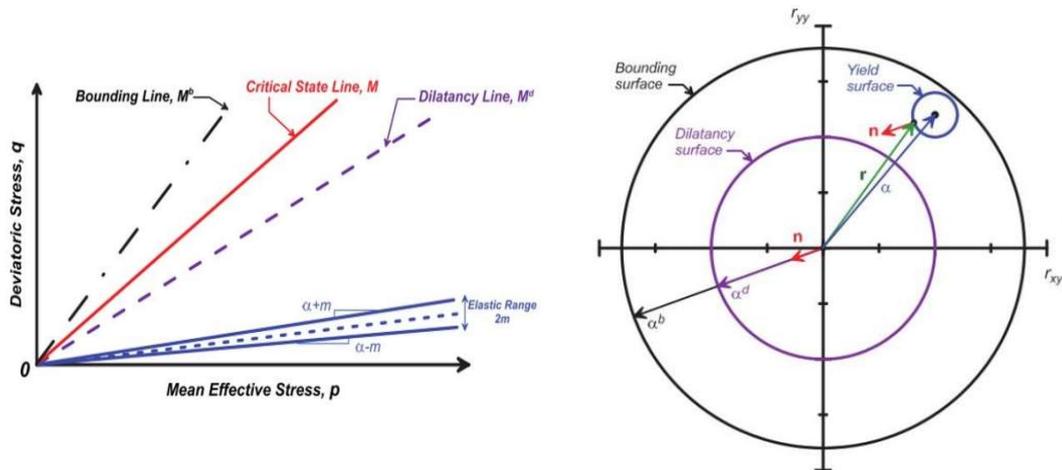


Figura 4.7 Superficies límite, de dilatación, crítica y de fluencia en el plano  $q$ - $p$  (izquierda) en el plano de relaciones de tensión  $r_{yy} - r_{xy}$  (derecha). (Boulanger & Ziotopoulou, 2018)<sup>(19)</sup>.

#### 4.1.4.1.3 Efectos de la estructura del suelo

Debido al corte cíclico se produce un reordenamiento y/o destrucción de la estructura del suelo que se acompaña del tensor de dilatación de la estructura  $z$  que evoluciona de acuerdo al incremento  $dz$  (Ec. 4.26). El tensor de dilatación de la estructura considera la deformación previa del modelo y se implementó para modelar los efectos

de los cambios en la estructura de la arena durante la dilatación plástica generada en respuesta a la inversión de la dirección de carga cíclica.

$$dz = -\frac{c_z}{1 + \left\langle \frac{z_{cum}}{2 \cdot z_{max}} - 1 \right\rangle} \frac{\langle -d\varepsilon_v^{pl} \rangle}{D} (z_{max} \mathbf{n} + \mathbf{z}) \quad (4.26)$$

donde  $c_z$  controla la tasa de evolución y  $z_{max}$  representa el valor máximo.

El tensor de dilatación estructural  $z$  evoluciona con las deformaciones plásticas por deflexión que ocurren durante la dilatación, cuando:

$$(\alpha^d - \alpha) : \mathbf{n} < 0 \quad (4.27)$$

El valor acumulado de los cambios absolutos del tensor  $z$  viene definido por:

$$dz_{cum} = |dz| \quad (4.28)$$

La tasa de evolución del tensor de dilatación de la estructura disminuye con valores crecientes de  $z_{cum}$  que acumula progresivamente deformaciones de corte durante la carga cíclica sin drenaje. Además, se incluye en el modelo una memoria adicional representada por el tensor de estructura inicial  $z_{in}$  para mejorar la capacidad de tener en cuenta los efectos debidos a las tensiones cortantes estáticas y las diferencias en los efectos de estructura para condiciones de carga drenadas versus no drenadas.

#### 4.1.4.2 Principales parámetros del modelo PM4Sand

En el programa informático Plaxis 2D basado en el método de los elementos finitos, se agruparon los parámetros de entrada del modelo constitutivo PM4Sand en parámetros primarios (03) y secundarios (09) y la inclusión de un indicador de post-licuefacción. Los parámetros secundarios suelen tener los valores predeterminados y, en principio, no es necesario modificarlos.

#### 4.1.4.2.1 Parámetros de entrada primarios

##### Densidad relativa aparente $D_R$

Definido por el índice de vacío inicial  $e_o$ , se puede estimar usando correlaciones de prueba de penetración SPT o CPT. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(19)</sup> sugirieron una correlación entre  $(N_1)_{60}$  y  $D_R$  (ecuación 4.29), para ensayos SPT, o entre  $q_{c1N}$  (ecuación 4.30), para ensayos CPT, propuesta por Idriss & Boulanger (2008)<sup>(61)</sup>.

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \quad (4.29)$$

$$D_R = 0,465 \left( \frac{q_{c1N}}{C_{dq}} \right)^{0,264} - 1,063 \quad (4.30)$$

donde los coeficientes  $C_d$  y  $C_{dq}$  se estimaron en 46 y 0.9 respectivamente.

##### Coficiente de módulo de cortante $G_0$

Controla la magnitud de las deformaciones de corte dentro del régimen de deformación pequeña. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(28)</sup> propusieron la correlación (Ec. 4.31) basada en datos de ensayos SPT:

$$G_0 = 167 \cdot \sqrt{(N_1)_{60} + 2,5} \quad (4.31)$$

de la ecuación (4.29) y (4.31) el coeficiente  $G_0$  también se puede estimar en función de la densidad relativa  $D_R$  (Ec. 3.32):

$$G_0 = 167 \cdot \sqrt{46 \cdot D_R^2 + 2,5} \quad (4.32)$$

Alternativamente, se puede usar una correlación con la velocidad de propagación  $V_s$  de la onda S:

$$G = \rho(V_s)^2 \quad (4.33)$$

$$G_0 = \frac{G}{p_A} \sqrt{\frac{p_A}{p}} \quad (4.34)$$

donde  $G$  es el módulo de corte,  $\rho$  representa la densidad y  $p_A$  es la presión atmosférica.

#### Parámetro de tasa de contracción: $h_{p0}$

Es el parámetro más complicado de determinar, ya que define la resistencia cíclica del suelo al inicio de la licuefacción (*liquefaction triggering*). Puede calibrarse en relación con los resultados de los ensayos cíclicos DSS no drenados, Triaxiales cíclicos, etc., con la ayuda del módulo SoilTest del programa Plaxis 2D, o mediante correlaciones semiempíricas basadas en la resistencia a la penetración de los ensayos de campo (Boulanger & Idriss, 2014)<sup>(22)</sup>.

#### 4.1.4.2.2 *Parámetros de entrada secundarios*

#### Índices de vacío máximo ( $e_{max}$ ) y mínimo ( $e_{min}$ )

Los índices de vacío influyen en el cálculo del índice de estado relativo  $\xi_R$  que posteriormente cuantifica la magnitud del comportamiento de contracción o dilatación del suelo. De acuerdo con Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(28)</sup>, no es necesario cambiar los valores estándar porque los parámetros primarios son los que más afectan la respuesta debido a la excitación cíclica. Los valores por defecto son 0,8 y 0,5 respectivamente.

#### Parámetro de superficie límite $n^b$

Controla la posición relativa de la superficie límite en relación con la superficie de estado crítico, lo que influye en la dilatación y el ángulo de fricción máximo efectivo. El valor predeterminado es 0,5.

#### Parámetro da superfície de dilatação $n^d$

Controla la relación de voltaje entre la transición de contracción y dilatación (transformación de fase). El valor predeterminado es igual a 0.1, lo que produce un ángulo de transformación de fase ligeramente inferior a  $\phi_{cv}$ , de acuerdo con los datos experimentales (Boulanger & Ziotopoulou, 2018)<sup>(24)</sup>.

#### Ángulo de fricción bajo volumen constante $\phi'_{cv}$

Establece la posición de la superficie de estado crítico con un valor predeterminado de 33°.

### Coefficiente de Poisson $\nu$ y presión atmosférica $p_A$

El valor predeterminado de  $\nu$  es 0.3 y  $p_A$  es la presión atmosférica al nivel del mar con un valor 101.3 kPa.

### Parámetros de la línea de estado crítico Q y R

Definen el comportamiento de contracción y dilatación de la arena durante el cizallamiento cíclico. Los valores por defecto para arena de dormitorio son 10 y 1.5 respectivamente (Bolton, 1986)<sup>(16)</sup>. Sin embargo, Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(28)</sup> sugirieron que R se aumentara a 1.5 para aproximarse mejor a la línea de estado estacionario obtenida de las pruebas DSS.

### Indicador post-sismo

La activación de este indicador reduce el módulo de corte elástico post-sismo, para aumentar las deformaciones resultantes de la disipación del exceso de presión intersticial después del sismo. Dado que gran parte de la densificación posterior a la licuefacción se rige por los efectos de la sedimentación, este indicador se introdujo en un intento de simular el comportamiento posterior al terremoto. Si el ingeniero quiere evaluar el comportamiento post-sismo, se deben crear dos modelos de materiales: el primero definido durante el movimiento sísmico y el segundo que se activará después de que termine la excitación. Según Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup> este indicador debería permanecer deshabilitado (valor 0) durante la mayor parte de la simulación.

#### 4.1.5 Modelo PM4SILT<sup>(24)</sup>

El modelo constitutivo PM4Silt puede representar el comportamiento de arcillas y limos plásticos en aplicaciones de ingeniería geotécnica sísmica. Este modelo de plasticidad se basa en el marco del modelo PM4Sand de plasticidad de la superficie límite, basado en el estado crítico y controlado por la relación de tensiones, descrito en Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup> y Boulanger et al. (2016)<sup>(27)</sup>.

##### 4.1.5.1 Características del modelo

El desempeño sísmico de las estructuras civiles y geotécnicas durante los terremotos depende significativamente del comportamiento cíclico no drenado de los suelos. Las

presas de tierra, los terraplenes de los ríos y los cimientos poco profundos representan solo algunos ejemplos en los que la acumulación de deformaciones de corte y la generación de exceso de la presión de poros inducidas por terremotos pueden comprometer la serviciabilidad de las estructuras geotécnicas. Tanto en suelos de grano fino como grueso, las deformaciones significativas están asociadas con la reducción de tensión efectiva y las presión de poros del agua desarrolladas durante los sismos. Específicamente, en el caso de limos y arcillas de baja plasticidad, el comportamiento no drenado está influenciado por las características plásticas del suelo y la respuesta mecánica puede manifestar una transición entre un comportamiento arcilloso y arenoso. Algunas diferencias entre estas dos tendencias de comportamiento se representan esquemáticamente en la Figura 4.8. Mientras que las arcillas se caracterizan por una representación relativamente única de la Línea de Compresión Normal (NCL), preservando también el paralelismo entre NCL y la Línea de Estado Crítico (CSL), la fluencia de arenas está asociada con un número infinito de NCL, dependiendo del índice de vacíos inicial.

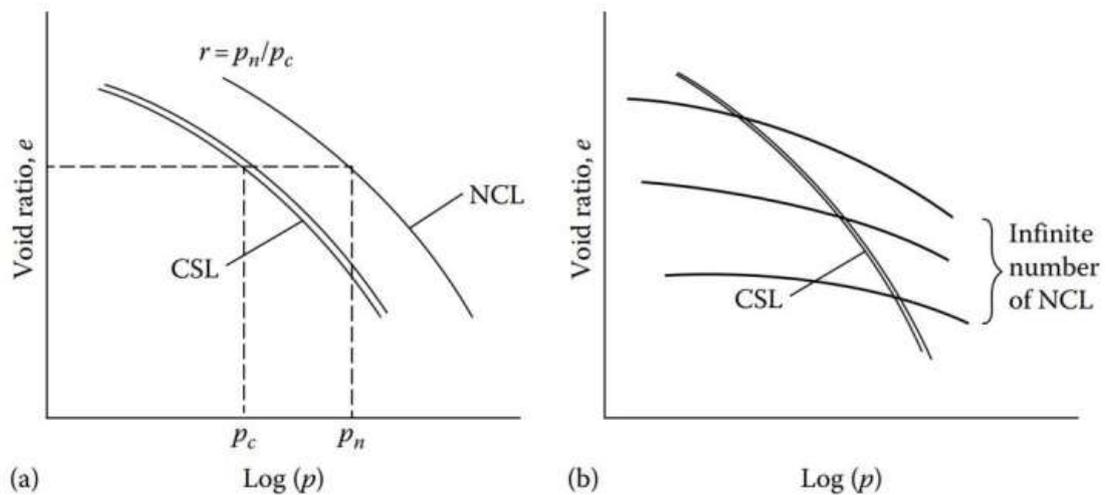


Figura 4.8 Idealización esquemática de comportamiento de arcilla y de arena

(Fuente: Been & Jefferies, 1985)<sup>(14)</sup>

Evidencia experimental muestra que el comportamiento mecánico de los limos está fuertemente influenciado por las características plásticas del suelo y que, para aumentar valores del Índice Plástico (IP), la tendencia se mueve hacia un

comportamiento arcilloso. Las características de arena y arcilla de la respuesta de carga cíclica no drenada se enfatizan en la Figura 4.9, donde se muestran los resultados de las pruebas cíclicas de corte directo simple para dos limos normalmente consolidados que tienen diferentes IP. La diferencia entre las dos respuestas mecánicas es apreciable al observar la mínima tensión vertical efectiva alcanzada al final de la trayectoria de la tensión y la evolución del bucle de histéresis que, para el limo no plástico, son típicos del comportamiento similar a la arena. Los limos y arcillas de baja plasticidad pueden exhibir comportamientos que van desde arena en algunos hasta arcilla en otros. Por ejemplo, pueden mostrar un comportamiento mecánico normalizado según el historial de tensiones (comportamiento arcilloso), pero aun así acumulan niveles significativos de exceso de la presión de poros del agua durante las pruebas de corte directo simple cíclico.

Para hacer frente a estas características complejas, se ha formulado recientemente un modelo constitutivo en Boulanger et al. (2018)<sup>(24)</sup> que adapta el modelo PM4Sand para simular el comportamiento mecánico de limos y arcillas de baja plasticidad bajo cargas monótonas y cíclicas. Este modelo constitutivo, conocido en la literatura como PM4Silt, ha sido implementado en PLAXIS 2D. La formulación del modelo constitutivo asume la hipótesis de la resistencia al corte no drenado normalizado del historial de tensiones, por lo tanto, PM4Silt no es adecuado para limos no plásticos. Para estos limos, se debe preferir el modelo PM4Sand, también disponible en PLAXIS 2D.

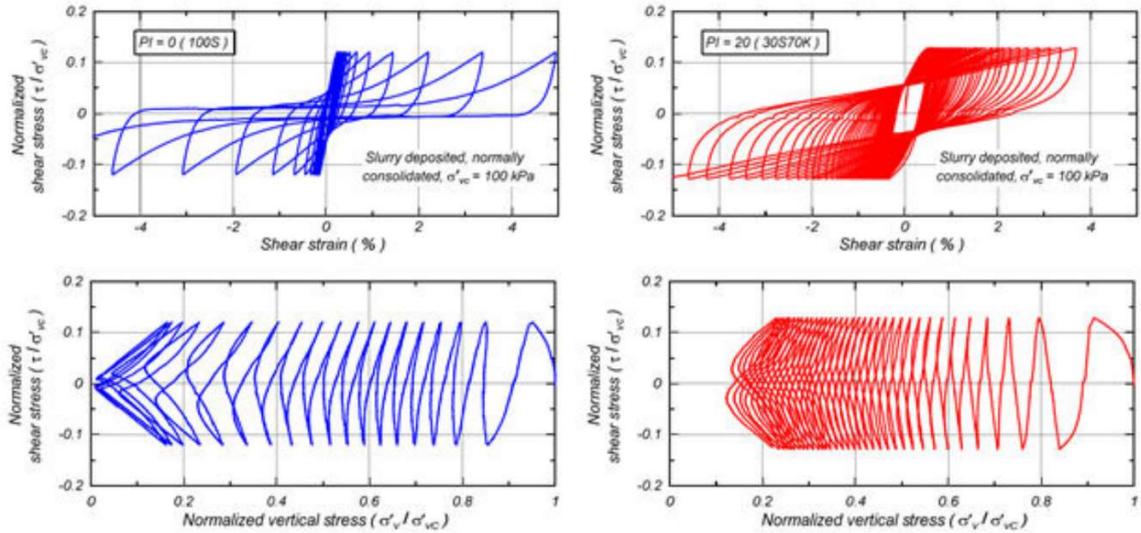


Figura 4.9 Gráficos de tensión-deformación cíclica y trayectoria de tensión para dos limos normalmente consolidados diferentes, resultantes de ensayos cíclicos de corte directo simple sin drenaje (Boulanger et al. 2016)<sup>(27)</sup>

#### 4.1.5.1.1 Mecánica de Suelos en Estado Crítico

PM4Silt es un modelo constitutivo elastoplástico formulado dentro de la teoría de la Mecánica de Suelos en Estado Crítico (CSSM) y se puede utilizar para simular la respuesta cíclica de suelos limosos. La proyección de la Línea de Estado Crítico (CSL) en el plano  $p - q$  está definida por la ecuación (4.35):

$$q_{cs} = M p_{cs} \quad (4.35)$$

Siendo  $M$  la pendiente de la CSL en el plano  $p - q$  que está relacionada con el ángulo de fricción de volumen constante  $\phi_{cv}$  a través de la ecuación (4.36):

$$M = 2 \cdot \sin(\phi_{cv}) \quad (4.36)$$

La proyección de la CSL en el  $e - \ln(p)$  se expresa como en la ecuación (4.37):

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda \cdot \ln \left[ 101.3 \left( \frac{p_{cs}}{p_{atm}} \right) \right] \quad (4.37)$$

Donde:

$p_{atm}$ : Presión atmosférica.

$\lambda$ : Pendiente de la CSL.

$\Gamma$ : Relación de vacíos en la tensión media de referencia  $p = 1\text{kPa}$ .

El modelo PM4Silt adopta el parámetro de estado  $\xi$  (Been & Jefferies 1985)<sup>(14)</sup> para distinguir estados más sueltos y más densos que el estado crítico (CS), definido como se muestra en la ecuación (4.38),

$$\xi = e - e_{cs} \quad (4.38)$$

Donde:

$e$ : Relación de vacíos actual.

$e_{cs}$ : Relación de vacíos en el CSL calculado con la presión media actual.

En PM4Silt, la resistencia no drenada en estado crítico  $S_u$  se proporciona como entrada y se puede prescribir a través de dos procedimientos alternativos 1) Asignando explícitamente el valor de  $S_u$  y 2) Proporcionando la relación de resistencia no drenada en CS como:

$$S_{u,ratio} = \frac{S_u}{\sigma_{vc}} \quad (4.39)$$

El  $\sigma_{vc}$  es el esfuerzo efectivo vertical en la consolidación, usualmente asumido igual a la tensión vertical efectiva inicial. De acuerdo con la Ec. (4.39)  $S_u$  se calcula como  $S_u = \sigma_{vc} \cdot S_{u,ratio}$ . De manera consistente con otros modelos constitutivos basados en CSSM,  $\Gamma$  no se informa como un parámetro pero se calcula utilizando la resistencia no drenada en CS. Como resultado, considerando la relación entre la tensión de desviador y la resistencia no drenada (es decir,  $q_{cs} = 2 \cdot S_u$ ), la tensión media en la tensión crítica se muestra en la ecuación (4.40):

$$p_{cs} = \frac{2 S_u}{M} \quad (4.40)$$

Combinando la Ec. (4.37) y la ecuación (4.40) y suponiendo índice de vacíos constantes, la intersección  $\Gamma$  se puede calcular como en la ecuación (4.41) y la ecuación (4.42).

$$\Gamma = e_0 + \lambda \cdot \ln \left[ 101.3 \left( \frac{2}{M} \frac{S_u}{p_{atm}} \right) \right] \quad (4.41)$$

o, de manera equivalente, como

$$\Gamma = e_0 + \lambda \cdot \ln \left[ 101.3 \left( \frac{2}{M} \frac{\sigma_{vc} \cdot S_{u,ratio}}{p_{atm}} \right) \right] \quad (4.42)$$

Basado en la hipótesis que  $e_{cs} \equiv e_0$ , este procedimiento permite acomodar el CSL de acuerdo con la resistencia no drenada  $S_u$  y el índice de vacío inicial que representa una entrada adicional del modelo. La ecuación (4.41) y la ecuación (4.42) son equivalentes si se considera un solo elemento de suelo, pero implican una representación diferente de la CSL en el caso de índice de vacíos constante y tensiones verticales efectivas variables. En este contexto, si bien prescribir un valor único de  $S_{u,ratio}$  involucra diferentes posiciones del CSL y permite considerar la dependencia de  $S_u$  en la tensión efectiva vertical inicial como se muestra en la Figura 4.10, asignar  $S_u$  como entrada es equivalente a tener una representación única del CSL en el plano de compresibilidad  $e - \ln(p)$  como en la Figura 4.10. En consecuencia, un valor único del parámetro  $S_u$  implica un estado inicial diferente del suelo (normalmente o sobreconsolidado en la Figura 4.10, mientras que, por el contrario, asignar  $S_{u,ratio}$  es válido para un OCR específico y un  $K_0$  dado.

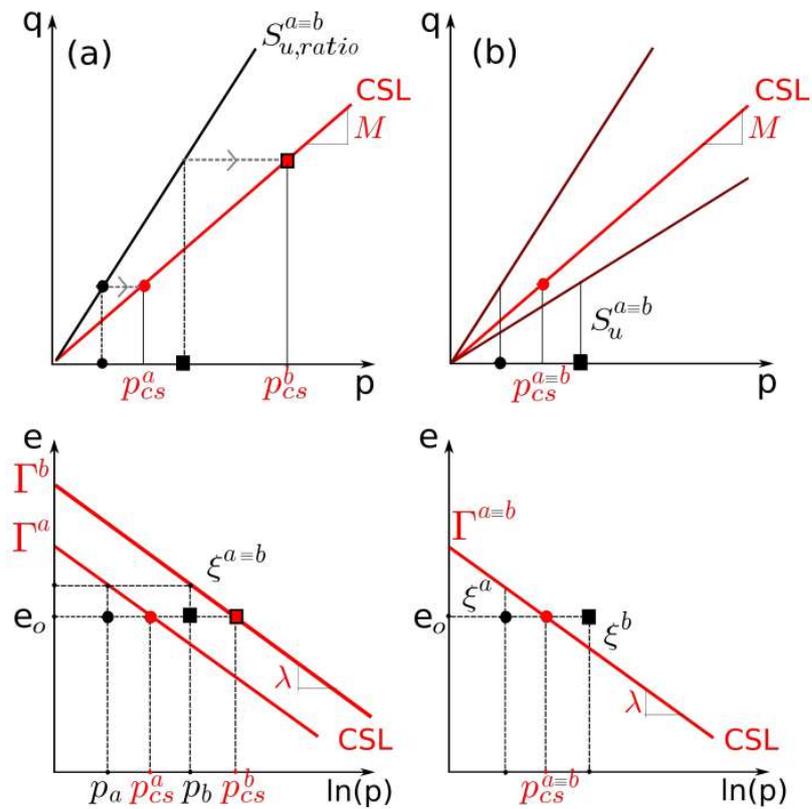


Figura 4.10 Representación de CSL basada en dos elecciones diferentes de los parámetros de entrada para las mismas condiciones iniciales: (a)  $S_{u,ratio}$  prescrita, (b)  $S_u$  prescrita. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup>

Dado que el enfoque considerado para acomodar el CSL en el plano de compresibilidad, como se muestra en la Figura 4.10, se basa en el marco constitutivo de las características del comportamiento similar a la arcilla, PM4Silt no es adecuado para limos puramente no plásticos. Aunque en el modelo la distinción entre estados normalmente consolidados y sobreconsolidados no se puede simular explícitamente debido a la falta de un tope, en este marco el efecto del OCR en la resistencia no drenada así como en la resistencia cíclica usando  $S_{u,ratio}$  debe ser considerado en la calibración. En materiales arcillosos, la relación de resistencia no drenada puede usarse para expresar  $S_u$  como una función analítica de la presión de consolidación inicial y las propiedades intrínsecas del suelo. Para este propósito, podemos definir la

siguiente relación, válida para suelos normalmente consolidados, como se muestra en la Ec. (4.43).

$$\alpha^{nc} = \frac{p_{cs}}{p_0} = \exp\left(\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right) < 1 \quad (4.43)$$

y, combinando la Ec. (4.41) y la ecuación (4.43), es posible obtener la expresión de la resistencia no drenada para un suelo dado y un valor dado de la tensión inicial como se muestra en la Ec. (4.44).

$$S_u = \frac{q_{cs}}{2} = \frac{M}{2} p_{cs} = \left(\frac{M \alpha^{nc}}{2}\right) p_0 \quad (4.44)$$

El efecto de tener  $\alpha^{nc} < 1$  se muestra en la Figura 4.11 que muestra una trayectoria de tensión cualitativa en condiciones sin drenaje. La misma lógica puede aplicarse a suelos sobreconsolidados definiendo la relación  $\alpha^{oc} = \alpha^{nc} OCR^m$ , con m expresada en función de las propiedades de compresibilidad del suelo, lo que da la Ec. (4.45),

$$S_u = \frac{q_{cs}}{2} = \frac{M}{2} p_{cs} = \left(\frac{M \alpha^{oc}}{2}\right) p_{curr} \quad (4.45)$$

Como resultado, al asumir un estado de tensión inicial isotrópico (es decir,  $p_{curr} \equiv \sigma'_{vc}$ ), el marco de Mecánica de Suelos en Estado Crítico (o Eq. 4.45) puede reorganizarse para relacionar  $\alpha$  y  $S_{u,ratio}$ , que se muestra en la ecuación (4.46),

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = \frac{M}{2} \alpha = S_{u,ratio} \quad (4.46)$$

Donde:

$\alpha \equiv \alpha^{nc}$  : Para suelos normalmente consolidados

$\alpha \equiv \alpha^{oc}$  : Para suelos sobreconsolidados.

La relación entre OCR y la fuerza no drenada normalizada, deducida mediante el marco analítico de CSSM, también se muestra en la Figura 4.12. Es importante señalar que M se mide comúnmente mediante ensayos de compresión triaxial y, en consecuencia, para otros tipos de trayectorias de tensión, el  $S_{u,ratio}$ , calculada con la Ec. 4.44 debe reducirse para tener en cuenta un valor reducido de M en CS.

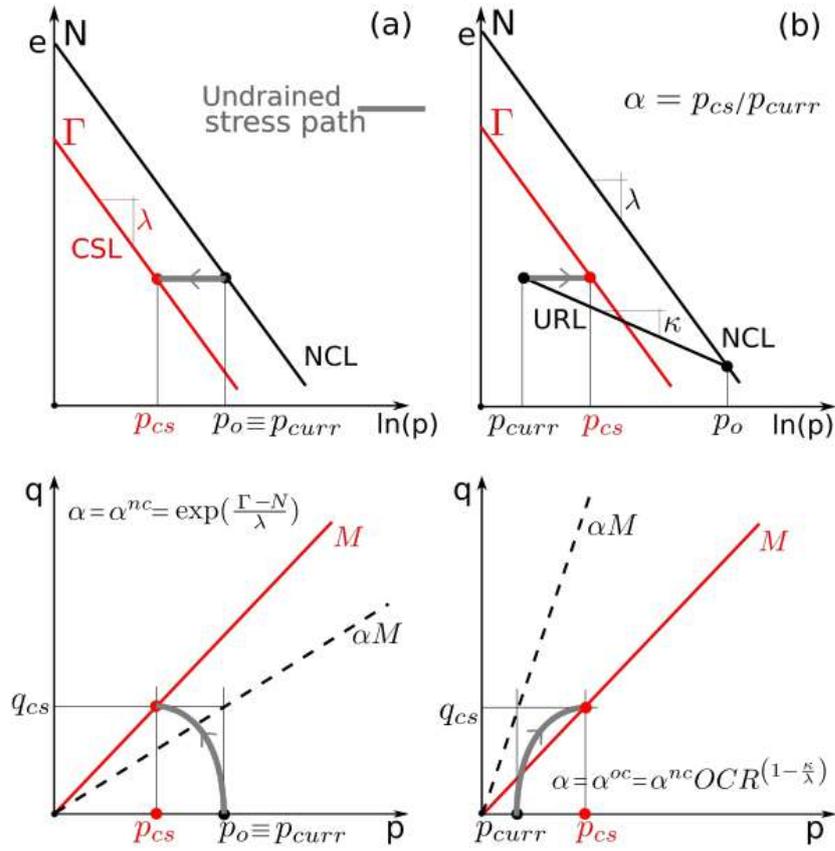


Figura 4.11 Representación de las trayectorias de tensiones efectivas en arcillas durante la compresión triaxial no drenada: (a) Estado inicial normalmente consolidado (b) Estado inicial sobreconsolidado. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup>

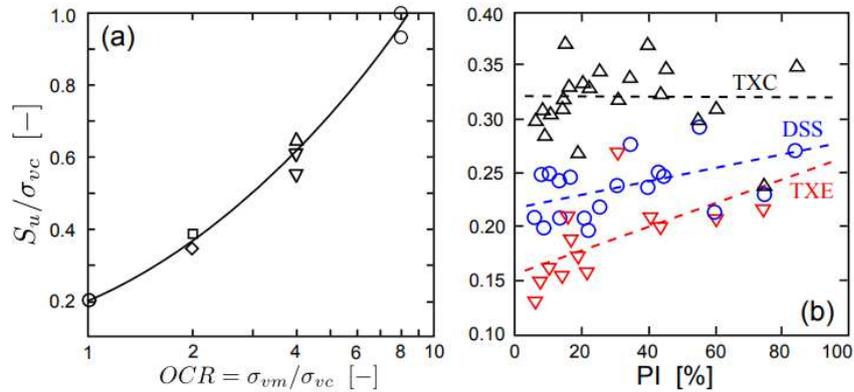


Figura 4.12 (a) Resistencia al corte normalizada no drenada vs OCR en ensayos de corte simple para la arcilla Boston Blue. (b) Diferencias en la resistencia no drenada para limos y arcillas normalmente consolidados con diferente IP (Ladd et al. 1974)<sup>(70)</sup>.

#### 4.1.5.1.2 Superficie delimitadora, de dilatación y de fluencia

PM4Silt incorpora los conceptos de límites y superficies de relación de tensión de dilatación, de manera consistente con el enfoque anterior propuesto en Dafalias & Manzari (2004)<sup>(43)</sup>. Las relaciones de tensión de límite y dilatancia indicadas como  $M^b$  y  $M^d$  respectivamente, dependen del estado actual del material y convergen a la relación de tensión M cuando la respuesta de tensión se acerca a la CS. Sin embargo, al estar definido PM4Silt para problemas 2D, no se introduce una dependencia del ángulo de Lode en las funciones plásticas del modelo.

#### Superficie de fluencia

La superficie de fluencia se formula como un cono en el espacio de tensiones, definido como se muestra en la ecuación (4.47):

$$f = [(s - p\alpha):(s - p\alpha)]^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{1}{2}}pm = 0 \quad (4.47)$$

El tensor  $\alpha$  es el tensor de relación de contraesfuerzos que representa la variable de endurecimiento del modelo y define la posición del eje de la superficie de fluencia. m

es la semiapertura del cono y se supone que es constante e igual a  $m = 0.01$  como en la Figura 4.13. El módulo de endurecimiento y el tensor elastoplástico se calculan utilizando el tensor  $\mathbf{n}$  que representa la unidad de desviación normal a la superficie de fluencia, es decir

$$\mathbf{n} = \frac{df}{ds} = \sqrt{2} \left[ \frac{r - \alpha}{m} \right] \quad (4.48)$$

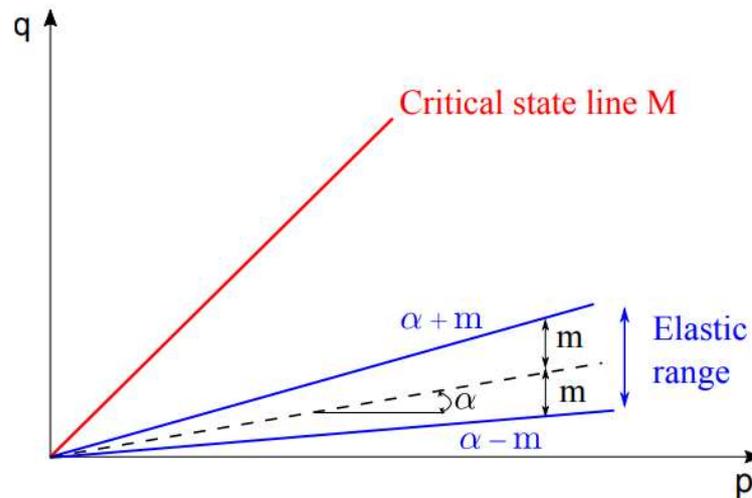


Figura 4.13 Representación esquemática de la superficie de fluencia formulada en PM4Silt. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup>

#### Superficie de dilatación

La relación de tensión de dilatación  $M^d$  se expresa como Eq. 4.49:

$$M^d = M \cdot \exp\left(n^d \frac{\xi}{\lambda}\right) \quad (4.49)$$

$n^d$  siendo un parámetro positivo. Según el signo de  $\xi$ , el DS se encuentra por debajo o por encima de la línea CS como en la Figura 4.14, es decir, los valores negativos o positivos de  $\xi$  están asociados con estados materiales más densos o más sueltos que CS, respectivamente. De manera análoga a la delimitación, se considera que la relación de tensión de dilatación define el tensor de la relación de tensión posterior de dilatación en términos de:

$$\alpha^d = \sqrt{\frac{1}{2}}(M^d - m)n \quad (4.50)$$

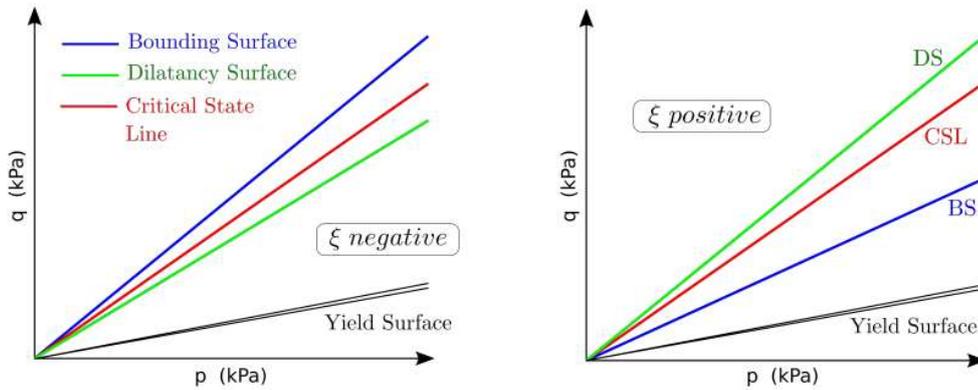


Figura 4.14 Representación esquemática de las relaciones de tensión límite y de dilatación para un valor dado del parámetro de estado. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup>

#### Superficie delimitadora (BS)

La relación de tensión límite  $M^b$  se define de manera diferente para estados más sueltos (lado "húmedo") y más densos (lado "seco") que CS, es decir, valores negativos o positivos del parámetro de estado, respectivamente. Para el caso más flexible, se muestra en la Ec. 4.51.

$$M^b = M \cdot \exp\left(-n^{b,wet} \frac{\xi}{\lambda}\right) \quad \text{Para } \xi > 0 \quad (4.51)$$

donde  $n^{b,wet}$  es un parámetro positivo del modelo empleado para tener una relación de tensión límite menor que el CS (es decir,  $M^b < M$  para  $\xi > 0$ , como se ve en la Figura 4.15). En el lado "seco"  $M^b$  se expresa como:

$$M^b = M \cdot \left( \frac{1 + c_{Mb}}{\frac{p}{p_{cs}} + c_{Mb}} \right)^{n^{b,dry}} \quad \text{Para } \xi < 0 \quad (4.52)$$

$$c_{Mb} = \frac{1}{\left(\frac{M^{b,max}}{M}\right)^{n^{b,dry}}}. \quad (4.53)$$

$$M^{b,max} = 2 \cdot \sin(\phi_{max}) \quad (4.54)$$

$n^{b,dry}$  siendo un parámetro positivo del modelo.  $\phi_{max}$  es una constante y es igual a  $\phi_{max} = 60^\circ$ . ecuación (4.51) y la ecuación (4.52) se utilizan para definir la imagen del tensor de relación de tensión posterior a través de la ecuación 4.55.

$$\alpha^b = \sqrt{\frac{1}{2}}(M^b - m)\mathbf{n} \quad (4.55)$$

Las ecuaciones antes mencionadas muestran que, para un valor dado de  $\xi$ , DS y BS están representados por líneas rectas en el plano  $p - q$ , con pendientes correspondientes a  $M^d$  y  $M^b$ , respectivamente. En la Figura 4.15 se muestra una representación de estas superficies para un valor fijo del índice de vacíos. En esta figura, es posible observar que DS, BS y CS se cortan entre sí en el valor específico de la tensión media para el cual el parámetro de estado desaparece, correspondiente a  $p \equiv p_{cs}$ . El efecto de los parámetros  $n^{b,wet}$  y  $n^{b,dry}$  en la tendencia de la línea delimitadora, respectivamente en el lado "húmedo" y "seco", también se muestra en la Figura 4.15.

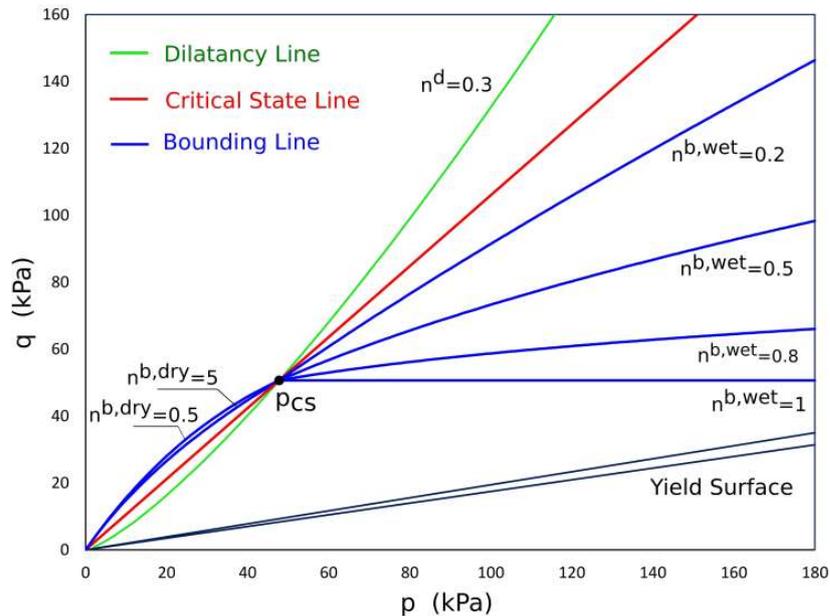


Figura 4.15 Representación esquemática de las relaciones de tensión límite y de dilatancia para una relación de vacíos dada. Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(24)</sup>

De manera consistente con los modelos anteriores de superficies delimitadoras, el valor del tensor de relación de contratensión inicial se rastrea en cada cambio en la dirección de la carga, identificado por la condición  $(\alpha - \alpha_{ini}) : \mathbf{n} < 0$ , y se utiliza para calcular el módulo de endurecimiento. Específicamente, los valores de  $\alpha_{ini}$  se actualizan al actual  $\alpha$  asignado a  $\alpha_{ini}$ . De esta manera, el tensor de relación de contratensión se almacena en las dos últimas inversiones de carga de la carga cíclica. El modelo define también un tensor  $\alpha_{ini}^{app}$  que se introduce para evitar una rigidez poco realista durante pequeños ciclos de carga/descarga.

#### 4.1.5.2 Principales parámetros del modelo PM4Silt

En el programa informático Plaxis 2D basado en el método de los elementos finitos, se agruparon los parámetros de entrada del modelo constitutivo PM4Silt en parámetros primarios (03) y secundarios (16) y la inclusión de (03) indicadores de post-licuefacción. Los parámetros secundarios suelen tener los valores predeterminados y, en principio, no es necesario modificarlos.

#### 4.1.5.2.1 Parámetros de entrada primarios

##### Resistencia no drenada en estado crítico (o relación de resistencia no drenada): $S_u$ o $S_{u, ratio}$

El parámetro  $S_u$  se utiliza para determinar la posición del CSL en el plano de compresibilidad. Se debe ingresar  $S_u$  o puede inicializarse en función del valor de la relación de resistencia no drenada  $S_{u, ratio}$ . Un solo parámetro debe ser especificado, ya sea  $S_u$  o  $S_{u, ratio}$ , y en caso de que ambos valores sean diferentes de cero, solo se utilizará  $S_u$ .

Cuando se asigna  $S_{u, ratio}$  como entrada,  $S_u$  se calcula a partir de la tensión efectiva vertical al comienzo de la primera fase de un análisis determinado en el que se utiliza PM4Silt. Para seleccionar el valor apropiado para  $S_u$  (o el equivalente  $S_{u, ratio}$ ), se debe considerar, como lo aclara Boulanger & Ziotopoulou (2019)<sup>(28)</sup>, que:

- Aunque los limos y las arcillas pueden exhibir una resistencia máxima al corte sin drenaje, se debe estimar el valor de  $S_u$  en el estado crítico para asignar el parámetro de entrada.
- La resistencia no drenada se caracteriza intrínsecamente por una dependencia de la velocidad (Sheahan et al., 1996)<sup>(99)</sup>. Debido a la alta tasa de carga que ocurre durante los eventos sísmicos, se debe considerar un aumento de  $S_u$  para los análisis dinámicos. Por esta razón, como los experimentos de laboratorio se realizan comúnmente aplicando la carga a través de procesos más lentos, el valor calibrado de  $S_u$  necesita incrementarse entre un 20% a un 40% para que sea coherente con las cargas sísmicas (Boulanger & Idriss 2007)<sup>(20)</sup>.

La resistencia no drenada  $S_u$  se puede determinar a través de diferentes métodos:

- Pruebas de laboratorio, ensayo triaxial consolidado no drenada o ensayos DSS.
- Pruebas in-situ, típicamente pruebas de penetración de cono o corte de paleta.

- Correlaciones empíricas entre la relación de resistencia no drenada y OCR.

En problemas de valores en la frontera donde la tensión efectiva no es homogénea, la elección de inicializar  $S_u$  usando  $S_{u,ratio}$  permite considerar una dependencia de  $S_u$  en el confinamiento, lo cual es válido para valores homogéneos de OCR y  $K_0$  (trayectoria de tensión efectiva homogénea). Además, la variabilidad de  $S_u$  en el dominio se puede considerar definiendo múltiples capas. En algunos casos, en cuanto al análisis de terraplenes, se pueden considerar distribuciones más complejas de la resistencia no drenada resultantes de diferentes estados de tensión de consolidación utilizando el método descrito en la Teoría del Estado Crítico.

Coefficiente de módulo de cortante inicial:  $G_0$

El  $G_0$  controla el módulo de corte a pequeña deformación, en el estado de inicialización, se muestra en la ecuación 4.56:

$$G = G_0 p_{atm} \left[ \frac{p}{p_{atm}} \right]^{n_G} CSR \quad (4.56)$$

El coeficiente del módulo de corte  $G_0$  es un parámetro adimensional constante que se puede evaluar conociendo el módulo de corte a pequeña deformación en una tensión efectiva media de referencia. El módulo de corte elástico debe calibrarse para ajustarse a las velocidades de onda de corte estimadas o medidas  $V_s$  de acuerdo con la ecuación 4.57:

$$G = \rho (V_s)^2 \quad (4.57)$$

Donde:

$\rho$ : densidad saturada.

Parámetro de tasa de contracción:  $h_{p0}$

Este parámetro influye en la dilatancia  $D$  en caso de comportamiento contractivo. Cuanto mayor sea el valor asignado a  $h_{p0}$ , menor será el valor correspondiente de  $D$ . Por esta razón y el efecto sobre la tasa de reducción de  $p$  en condiciones no drenadas.  $h_{p0}$  tiene una fuerte influencia en el número de ciclos necesarios para activar la resistencia cíclica. Este parámetro no tiene un significado físico directo y por lo tanto

su evaluación requiere un procedimiento iterativo. El usuario debe modificar el valor de  $h_{p0}$  hasta que sea posible igualar las curvas de resistencia cíclica que representan la relación entre la razón de resistencia cíclica (CRR) y el número de ciclos de carga uniforme necesarios para causar una deformación de corte del 3 % en condiciones de carga cíclica sin drenaje.

El vínculo existente entre la resistencia cíclica, la resistencia no drenada y OCR, válido en limos y arcillas que exhiben un comportamiento tensiones-histórica normalizado, permite estimar el CRR de estos depósitos de suelo a través de tres enfoques diferentes Boulanger & Idriss (2007)<sup>(20)</sup>.

1. Evaluación de CRR a partir de pruebas de laboratorio cíclicas.
2. Evaluación de CRR a partir de un perfil de  $S_u$  medido: Cuando no se dispone de una evaluación directa a través de pruebas experimentales de laboratorio, se han propuesto relaciones empíricas para proporcionar un valor de referencia de CRR para sismos de magnitud igual a 7.5,  $CRR_{M=7.5}$ , por ejemplo, la relación empírica se muestra en la ecuación 4.58:

$$CRR_{M=7.5} = C_{2D} \left[ \left( \frac{\tau_{cyc}}{S_u} \right)_{N=30} \right] \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} K_\alpha \quad (4.58)$$

$C_{2D}$  es un factor de corrección para cargas cíclicas bidimensionales versus unidimensionales, generalmente asumido como 0.96.  $K_\alpha$  es el factor de corrección de la relación de esfuerzo cortante estático para aproximar el efecto de los esfuerzos cortantes estáticos iniciales,  $\left( \frac{\tau_{cyc}}{S_u} \right)_{N=30}$  es la relación de tensión cíclica  $\tau_{cyc}$  a la resistencia monótona no drenada  $S_u$  requerida para desencadenar la tensión de corte máxima del 3% con 30 ciclos uniformes de carga. A pesar de muchos otros factores (por ejemplo, OCR) que influyen en su valor, se sugiere que  $\left( \frac{\tau_{cyc}}{S_u} \right)_{N=30}$  se asume igual a 0.83 con una variación de  $\pm 15\%$  para suelos arcillosos naturales sujetos a condiciones de carga DSS. Después de reemplazar los valores de los coeficientes  $C_{2D}$  y  $\left( \frac{\tau_{cyc}}{S_u} \right)_{N=30}$ , el  $CRR_{M=7.5}$  para suelos de grano fino se puede expresar como se muestra en la ecuación 4.59:

$$CRR_{M=7.5} = 0.8 \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} K_\alpha \quad (4.59)$$

La escala para terremotos de magnitud diferente a 7.5 se puede hacer finalmente a través de  $CRR(M) = MSF(M) \cdot CRR_{M=7.5}$ , donde MSF es un factor de escala de magnitud que se puede determinar a partir de la Figura 4.16.

- Evaluación de la CRR a partir de un perfil histórico de tensiones de consolidación: Al combinar la ecuación anterior con la relación clásica que vincula la resistencia monotónica normalizada no drenada con la OCR, también se puede estimar la  $CRR_{M=7.5}$  a través de la Ec. 4.60.

$$CRR_{M=7.5} = 0.8 \cdot S \cdot OCR^m \cdot K_\alpha \quad (4.60)$$

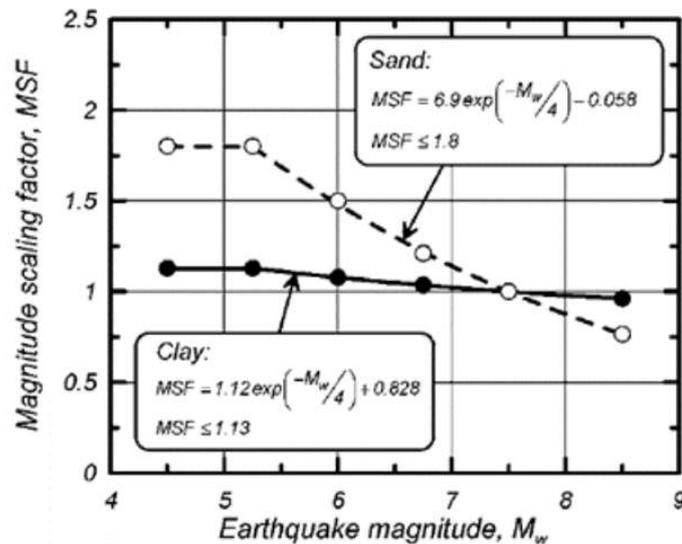


Figura 4.16 Factor de magnitud de escala (MSF) en función de la magnitud del terremoto M. Boulanger & Idriss (2004)<sup>(26)</sup>

siendo S y m coeficientes a estimar empíricamente. Como también se recuerda en Boulanger & Idriss (2004)<sup>(26)</sup> para arcillas homogéneas, de baja plasticidad, alta plasticidad y sedimentarias, Ladd (1991)<sup>(69)</sup> propuso 0,22 y 0,8 para S y m, respectivamente. Con estas suposiciones, la Ec. 4.60 se puede reescribir como en la ecuación 4.61.

$$CRR_{M=7.5} = 0.18 \cdot OCR^{0.8} \cdot K_\alpha \quad (4.61)$$

#### 4.1.5.2.2 Parámetros de entrada secundarios

##### Presión atmosférica (valor predeterminado 101,3 kPa): $p^{atm}$

Representa la presión atmosférica en el conjunto de unidades que se utiliza para el análisis. Cuando se establece en cero, el valor de 101,3 se selecciona de forma predeterminada. Si se utiliza un sistema de unidades diferente de kPa, el valor correcto debe proporcionarse explícitamente en la entrada.

##### Exponente del módulo de corte (valor predeterminado 0,75): $\eta^G$

El  $\eta^G$  controla cómo varía el módulo de corte con la tensión de confinamiento. Este parámetro se puede determinar junto con  $G_0$  para ajustar los valores de  $V_s$  o  $G$ .

##### Relación de módulo plástico (valor predeterminado 0,5): $h_0$

Este parámetro se utiliza para aumentar o reducir el módulo de endurecimiento  $K_p$ . El efecto de  $h_0$  sobre el comportamiento mecánico predicho se puede entender fácilmente examinando las ecuaciones de la matriz de rigidez, según el cual valores crecientes de  $K_p$  acercan la rigidez elástico-plástica a la elástica. Por lo tanto, valores más altos de  $K_p$  reducen la degradación de la rigidez elástica con el desarrollo de deformaciones plásticas. Por esta razón,  $h_0$  influye:

1. La rigidez en el nivel de cortante que modifica la tendencia del comportamiento tensión-deformación monótona.
2. La forma de la curva de degradación del módulo de corte.
3. La curva de relación de amortiguamiento.

Además, valores crecientes de  $h_0$  tienden a mover la curva de reducción del módulo de corte hacia la parte derecha de la gráfica, de manera consistente con lo que se observa para materiales con IP creciente. El parámetro  $h_0$  se puede utilizar para ajustar la dependencia del módulo de corte secante y la relación de amortiguamiento en el nivel de deformación por corte (Boulanger & Ziotopoulou 2019)<sup>(28)</sup>, en donde se sugiere calibrar este parámetro frente a pruebas monotónicas o cíclicas, según el caso específico que se trate.

Índice de vacío inicial (valor predeterminado 0.9):  $e_0$

Índice de vacío inicial de una capa de suelo.

Pendiente del CSL (valor por defecto 0,6):  $\lambda$

La pendiente de la línea de estado crítico en el espacio  $\ln(p) - e$

Ángulo de fricción en CS (valor predeterminado 32°):  $\phi_{cv}$

Parámetro de superficie delimitadora (valor predeterminado 0.8):  $n^{b,wet}$

Este parámetro influye en el valor máximo de la resistencia no drenaje  $S_u$  y debe elegirse para que coincida con la tendencia de comportamiento observada en las pruebas de corte monótonas sin drenaje. Los límites superior e inferior son 1.0 y 0.1, respectivamente.

Parámetro de superficie delimitadora (valor predeterminado 0.5):  $n^{b,dry}$

Este parámetro influye en los ángulos de fricción máximos para estados más densos que CS y modifica la forma de BS en el lado seco. Debido a la restricción de no intersección entre el estado actual y el BS, la forma de la delimitación en el lado seco influye en la tendencia de la trayectoria de tensión efectiva para estados más densos que CS.

Parámetro de superficie de dilatación (valor predeterminado 0.3):  $n^d$

Este parámetro influye en la transición entre la respuesta mecánica contractiva y dilatante.

Parámetro de dilatación (valor predeterminado 0.8):  $A_{do}$

Este parámetro afecta la dilatación  $D$ . Relación máxima de exceso de la presión de poros del agua (valor predeterminado 0):  $r_{u,max}$

$$r_{u,max} = \frac{\Delta p}{p_0} \quad (4.62)$$

Donde:

$\Delta p$ : La máxima reducción posible de tensiones efectivas

$p_0$ : Las tensiones efectivas medias iniciales

$r_{u,max}$  afecta el valor de  $p_{min}$  que es un valor de referencia importante de la tensión efectiva media que aparece en varias ecuaciones del modelo. En PM4Silt, la reducción máxima de  $p$  durante cargas cíclicas no drenadas está predefinida y, si se desea, se puede regular a través del parámetro  $r_{u,max} \cdot p_{min}$  se calcula internamente y se basa en la tensión efectiva inicial y  $S_{u,ratio}$  cuando se asigna el valor 0 a  $r_{u,max}$ , eso es

$$p_{min} = \frac{p_{cs}}{8} = \frac{1}{4} \left( \frac{S_u}{M} \right) \quad (4.63)$$

o se calcula explícitamente según el valor de  $r_{u,max}$  cuando se asigna explícitamente como entrada, es decir:

$$p_{min} = (1 - r_{u,max}) \frac{p_0}{2} \quad (4.64)$$

El valor  $2p_{min}$  representa la tensión efectiva media mínima alcanzable durante cargas cíclicas no drenadas. Para estimar  $r_{u,max}$  es importante tener en cuenta las diferentes definiciones de  $r_u$  con respecto al clásico utilizado para interpretar los resultados de las pruebas de laboratorio. Por ejemplo, para ensayos directos de corte simple  $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}} = \frac{\sigma_{v0} - \sigma_v}{\sigma_{v0}}$ . Cabe señalar que en la simulación numérica de ensayos de cortante simple la  $r_{u,max}$  coincide con  $\frac{\sigma_{v0} - \sigma_v}{p_0} = \frac{\Delta u}{p_0}$ .

Valor máximo del tensor de tejido (valor por defecto 0.0):  $Z_{max}$

Este parámetro determina el valor máximo del tensor de la tela  $z_{ij}$ . Si el valor de entrada es igual a 0, este parámetro se calcula automáticamente en función del valor de la  $S_{u,ratio}$ , es decir.

$$\begin{aligned} z_{max} &= 10 && \text{Si } S_{u,ratio} \leq 0.25 \\ z_{max} &= 40 S_{u,ratio} && \text{Si } 0.25 < S_{u,ratio} \leq 0.50 \\ z_{max} &= 20 && \text{Si } S_{u,ratio} > 0.50 \end{aligned} \quad (4.65)$$

$z_{max}$  comienza a influir en la evolución del tensor de fábrica de dilatancia solo después de eso  $z_{cum}$  alcanza el valor  $2 z_{max}$ . Valores más altos de  $z_{max}$  tienden a aumentar el valor máximo de exceso de la presión de poros mientras reducen el ancho del ciclo de histéresis y la fuerza cíclica, aumentan la curva de ciclos CRR y aumentan la tasa de acumulación de deformación.

Parámetro de crecimiento de la tela (valor predeterminado 100):  $C_z$

Este parámetro controla la evolución del tensor de dilatancia de fábrica  $z_{ij}$  y tiene una fuerte influencia en las curvas de CRR. Una reducción de  $C_z$  da como resultado una disminución en la tasa de crecimiento del tensor de fábrica de dilatación y el correspondiente  $z_{cum}$ . El tensor de fábrica permanece igual a cero hasta que el estado de tensión alcanza el DS.

Como consecuencia,  $C_z$  no influirá en la respuesta antes de que el estado de tensiones llegue al DS. En el caso de comportamiento dilatante, cuando sea necesario reducir el nivel de deformaciones acumuladas, es preferible modificar  $C_z$  en lugar de variar  $h_{p0}$ . Este parámetro también se puede utilizar para ajustar algunas partes del camino de tensiones efectivas y la relación tensión-deformación.

Parámetro de acumulación de tensión (valor predeterminado 0):  $C_\varepsilon$

Esto juega un papel en D para el caso del comportamiento dilatante, apareciendo en el denominador de  $A_d$  en comportamiento dilatante. Cuando este parámetro se prescribe igual a 0, el valor predeterminado se calcula internamente como

$$C_\varepsilon = 0.5 + 1.2 S_{u,ratio} - 0.25 \leq 1.3 \quad (4.66)$$

De forma análoga al papel de  $C_z$ , el parámetro  $C_\varepsilon$  influye en el comportamiento mecánico predicho por el modelo solo después de que el estado de tensión alcanza el DS. Específicamente, reduce la tendencia a dilatarse en las trayectorias de tensión con un incremento negativo de la tensión media y disminuye la rigidez del material, lo que permite un desarrollo más rápido de las deformaciones.

### Factor de degradación (valor predeterminado 3): $C_{GD}$

El  $C_{GD}$  afecta la degradación del módulo de corte  $G$  cuando  $z_{cum}$  se vuelve mayor que  $z_{max}$ . En consecuencia, este parámetro influye en la respuesta cuando la cantidad de deformación por corte es muy grande y permite dar cuenta del comportamiento tensión-deformación de los suelos licuados ya que la máxima degradación alcanza un factor de  $1/C_{GD}$ .

### Factor de módulo plástico (valor predeterminado 4): $C_{K\alpha f}$

Como señalaron Boulanger & Ziotopoulou (2018)<sup>(28)</sup>,  $C_{K\alpha f}$  puede ajustar el efecto que tiene el esfuerzo cortante estático inicial en el módulo plástico y, por lo tanto, en la resistencia cíclica. El efecto de este parámetro es pequeño para estados más flexibles que CS y se vuelve más importante para estados más densos que CS.

### Relación de Poisson (valor predeterminado 0,3): $\nu$

En el caso de consolidación unidimensional, dado que el modelo no puede predecir el comportamiento plástico,  $K_0$  se puede calcular utilizando la relación elástica  $K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}$

### Parámetros de análisis posteriores al sismo

Los tres parámetros de análisis posteriores a la agitación son los siguientes:

1. Post shake: indicador de reconsolidación posterior al sismo (valor predeterminado 0).
2.  $F_{Su}$ : coeficiente de reducción de la tensión posterior al sismo (valor predeterminado 1,0).
3.  $GC_{consol}$ : parámetro de degradación del módulo de corte posterior al sismo (valor predeterminado 2,0).

Se puede utilizar Post-shake para realizar análisis de reconsolidación posterior al sismo asignándole un valor igual a 1 (esta opción está inactiva si Post-shake=0). En el caso de Post-shake=1, se realiza una reducción de la rigidez y la resistencia. En este caso, se deben especificar dos parámetros adicionales en la entrada,  $F_{Su}$  y  $GC_{consol}$ . Estos parámetros permiten al usuario modelar una reducción de la resistencia no drenada y/o la rigidez que a veces se encuentra en la práctica.

## 4.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Dependiendo del tipo de análisis, los materiales son simulados mecánicamente por el modelo elástico lineal (roca), por el modelo elastoplástico Hardening Soil Model (relleno compactado y depósito aluvial) y por el modelo elastoplástico de suelo PM4Sand y PM4Silt (relaves). A continuación, se presentan las propiedades de los materiales y sus respectivas condiciones de análisis.

Con base en la investigación geotécnica, ensayos de laboratorio y correlaciones, se estimaron los parámetros elásticos de los materiales, los cuales se presentan en la Tabla 4.4. Se utilizó el modelo elástico lineal para simular el comportamiento del material rocoso en la condición estática y dinámica, ya que es más rígido que las capas de cimentación y los materiales de la presa, y no se esperan esfuerzos plásticos.

Tabla 4.4 Propiedades elásticas de los materiales.

Material	Descripción	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$ (-)	$V_s$ (m/s)
R0	Relave 0	16,5	20	304	0,35	238
R1	Relave 1	16,5	20	304	0,35	238
R2	Relave 2	19,0	20	225	0,40	198
R3	Relave 3	16,5	20	456	0,35	290
R4	Relave 4	17,0	20	794	0,35	381
R5	Relave 5	17,0	20	861	0,35	397
R6	Relave 6	19	20	500	0,30	310
RC	Relleno Compactado	21	22	720	0,30	377
DA	Depósito Aluvial	20	21	720	0,30	368
R	Roca	24	24	13500	0,20	1400

Para la modelación en condición estática se consideró el modelo constitutivo Hardening soil model (HSM). Las propiedades del material se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Propiedades de los materiales utilizados en el análisis estático.

Material	SUCS	Dr (%)	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	m (-)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$G_0^{ref}$ (kPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)
R0	SM	36	21600	21600	64800	0,5	0	32,5	84480	0,000164
R1	SM	36	21600	21600	64800	0,5	0	32,5	84480	0,000164
R2	ML	-	15000	15000	45000	0,5	15	26,0	-	-
R3	SM	39	23400	23400	70200	0,5	0	33,0	86520	0,000161
R4	SM	52	31200	31200	93600	0,5	0	34,5	95360	0,000148
R5	SM	51	30600	30600	91800	0,5	0	35,0	94680	0,000149
R6	SM	80	30000	30000	90000	0,5	5	35,0	-	-
RC	GM	-	60000	60000	180000	0,5	10	37,0	-	-
DA	GM	-	45000	45000	135000	0,5	5	37,0	-	-

Para las condiciones de carga dinámica se consideró el modelo constitutivo Hardening soil small (HS-small). Este modelo se utilizó en materiales que no son susceptibles a la licuefacción, como rellenos sanitarios compactados y depósitos aluviales. Las propiedades del material se muestran en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Parámetros utilizados en el análisis dinámico de materiales no licuables.

Material	SUCS	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	m	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$G_0^{ref}$ (kPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)
RC	GM	21	60000	60000	180000	0,5	10	37,0	239000	0,0001
DA	GM	20	45000	45000	135000	0,5	5	37,0	239000	0,0002

En la Tabla 4.7 y Tabla 4.8 se presentan los parámetros del modelo constitutivo para PM4Sand carga cíclica para relaves de clasificación SM (arena limosa) y PM4Silt de clasificación ML (limos arcillosos con baja plasticidad) respectivamente. La obtención de los parámetros de estos modelos se basa en el número de golpes en el ensayo SPT ( $N_{160}$ ). La calibración de los parámetros primarios de los modelos se realizó en base a los resultados de las pruebas de laboratorio CDSS y triaxial cíclico.

Tabla 4.7 Parámetros del modelo PM4Sand utilizados en el análisis dinámico de materiales licuables.

Material	SUCS	Dr	G <sub>0</sub> (-)	h <sub>po</sub> (-)
R0	SM	0,40	524	0,27
R1	SM	0,40	524	0,27
R3	SM	0,40	524	0,20
R4	SM	0,60	729	0,11
R5	SM	0,65	574	0,90
R6	SM	0,80	944	1,00

Tabla 4.8 Parámetros del modelo PM4Silt utilizados en el análisis dinámico de materiales con ablandamiento.

Material	SUCS	Y <sub>unsat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Y <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>u,ratio</sub> (-)	G <sub>0</sub> (-)	h <sub>po</sub> (-)
R2	ML	19	20	0,3	400	6,8

En la Tabla 4.9 se muestra los valores de los coeficientes de amortiguamiento  $\alpha$  y  $\beta$ , se realizó un análisis elástico no amortiguado (Ver Capítulo 5.6.2) para encontrar las frecuencias predominantes, se siguió la recomendación de considerar 5 veces el valor de la frecuencia máxima para la segunda frecuencia. Para los relaves se consideró solo amortiguamiento histerético por lo cual los valores de los coeficientes de amortiguamiento  $\alpha$  y  $\beta$  fueron cero.

Tabla 4.9 Amortiguamiento de Rayleigh de los materiales - Análisis Dinámico

Material	$\alpha$	$\beta$
R0, R1, R2, R3, R4, R5 y R6	0,0	0,0
RC, DA y R	0,29	0,0048

#### 4.2.1 Calibración de parámetros de modelos constitutivos cíclicos

Los parámetros primarios para los modelos constitutivos PM4Sand y PM4Silt se basan en la correlación de la densidad relativa con los datos SPT. se basan en la correlación de la densidad relativa. Específicamente, el parámetro  $h_{po}$  se calibró utilizando el módulo Plaxis 2D Soil Test, tomando resultados de CDSS y pruebas triaxiales cíclicas en muestras de relaves realizadas a diferentes tensiones de confinamiento, se presentan las curvas de resistencia cíclica del Relave 0, Relave 1, Relave 2, Relave 3, Relave 4 Relave 5 y Relave 6 en la Figura 4.18 a la Figura 4.22.

Según Cappellaro et al (2017)<sup>(31)</sup> la conversión de datos de un ensayo triaxial a un modo de deformación de corte simple, cuando se encuentra en condiciones de campo libre, se ha expresado tradicionalmente en términos de la relación de esfuerzo cíclico (CSR) utilizando la ecuación siguiente:

$$CSR = \left[ \frac{\tau}{\sigma'_v} \right]_{Campo} = \frac{1 + 2K_0}{3} \left[ \frac{q}{2\sigma'_v} \right]_{CTX} \quad (4.67)$$

De la cual podemos deducir la siguiente relación:

$$CRR_{DSS} = \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \right) CRR_{CTX} \quad (4.68)$$

La Figura 4.17 muestra la respuesta tensión-deformación entre los resultados de laboratorio (curvas negras) y el modelo constitutivo calibrado (PM4Sand) para una muestra del Relave 5. El mismo procedimiento se realizó para otras muestras, intentando aproximar la respuesta cíclica calibrada (curvas azules) a los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio.

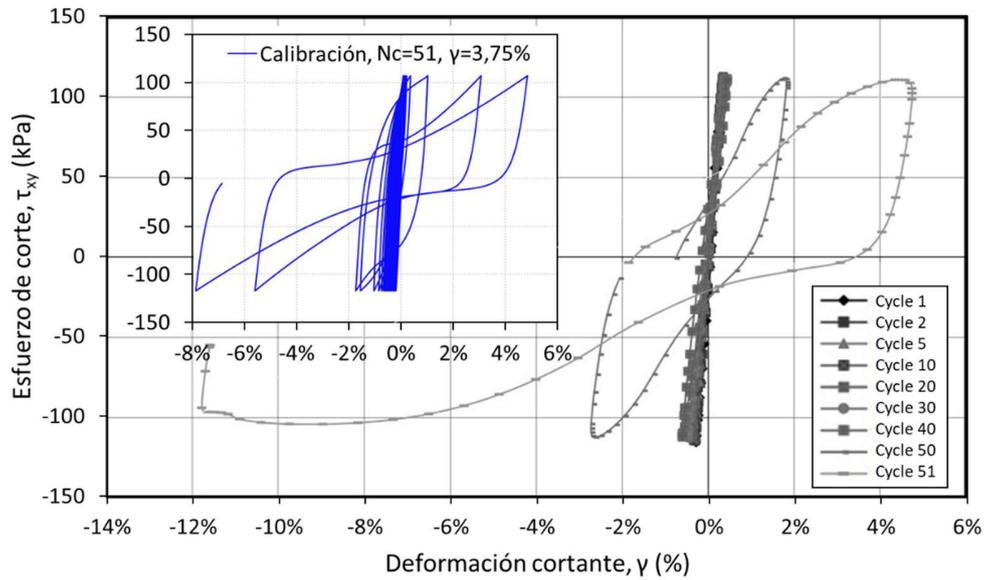


Figura 4.17 Calibración de la prueba CDSS realizada en muestra del Relave 5.

Las Figuras 4.18 a 4.22 muestran las curvas de resistencia cíclica. Se realizó una conversión de datos de pruebas triaxiales cíclicas al modo de deformación por corte simple CDSS siguiendo el procedimiento sugerido por Cappellaro et al. (2017)<sup>(31)</sup>.

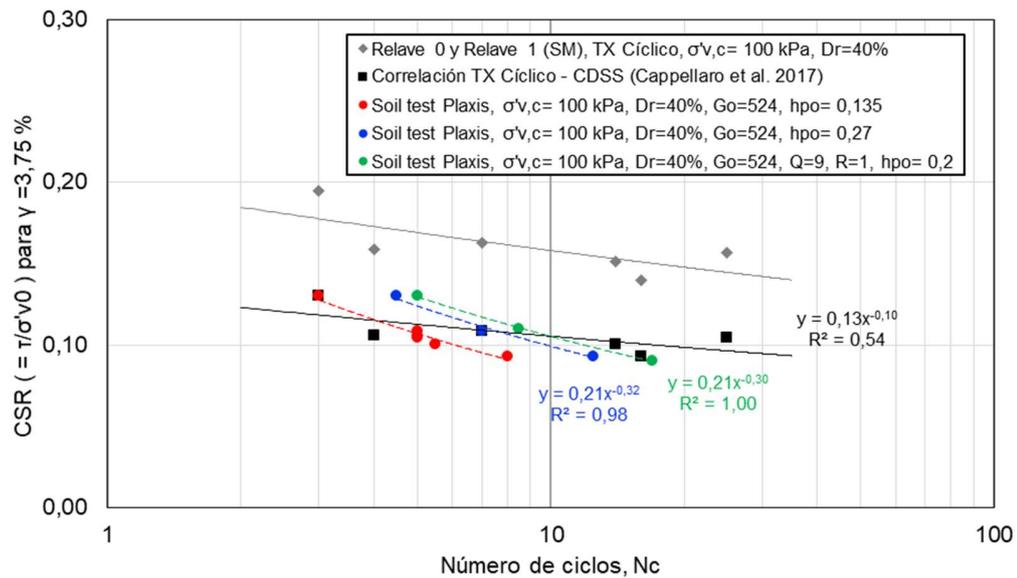


Figura 4.18 Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 0 y Relave 1.

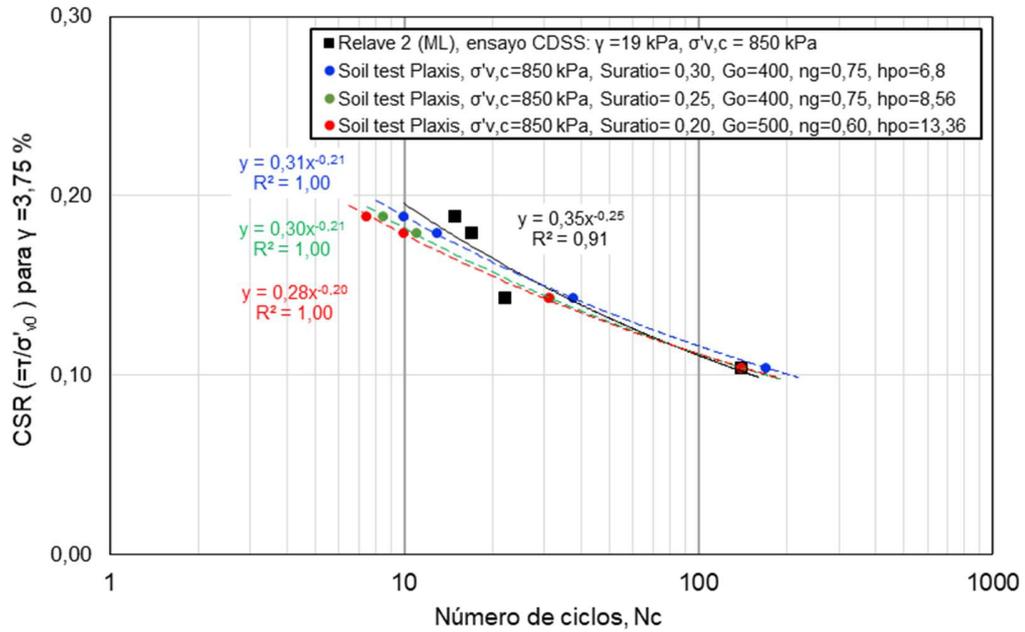


Figura 4.19 Curvas de resistencia cíclica, calibración de Relave 2.

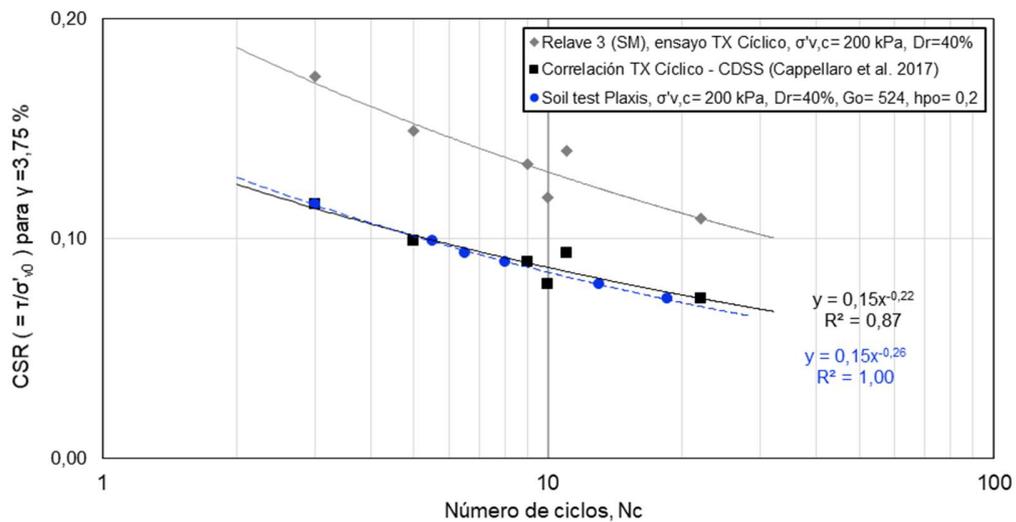


Figura 4.20 Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 3.

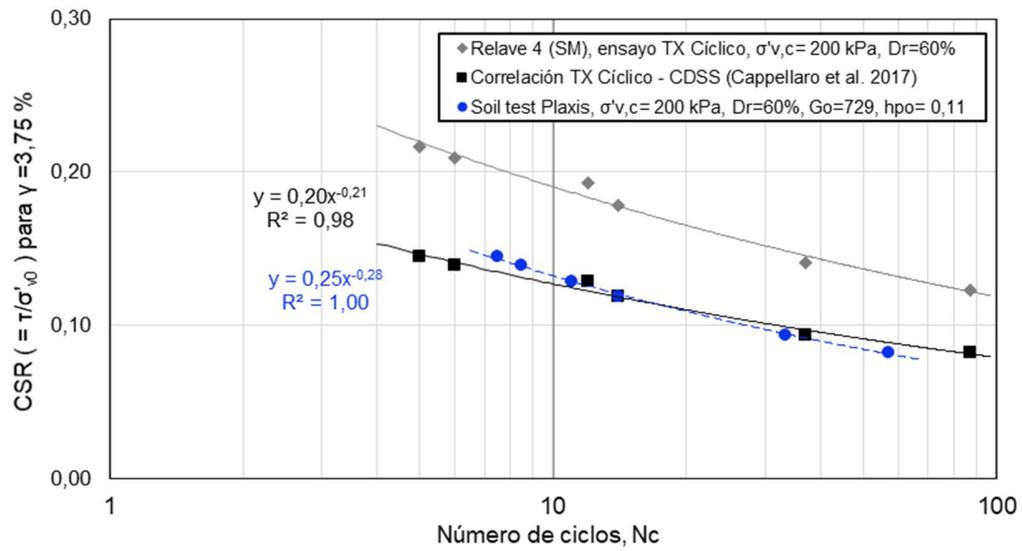


Figura 4.21 Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 4.

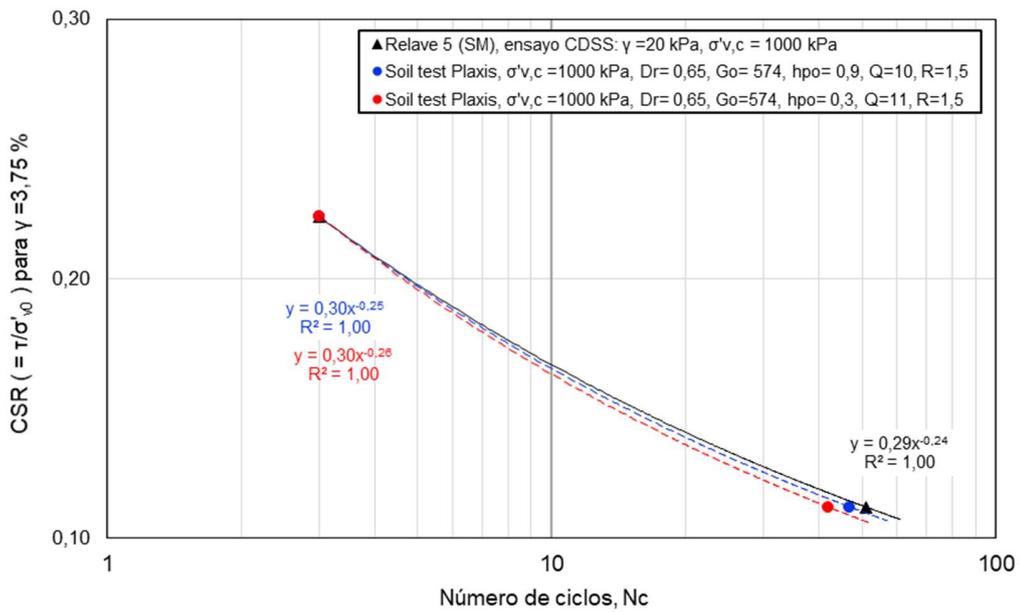


Figura 4.22 Curvas de resistencia cíclica, calibración Relave 5 y Relave 6.

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA DE RELAVES OTAPARA

### 5.1 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE LA PRESA

Para la clasificación sísmica de la presa de relaves se suelen utilizar las recomendaciones de la *Canadian Association of Dams - CDA* (2019)<sup>(36)</sup>, de la *International Commission on Large Dams - ICOLD* (2016)<sup>(59)</sup> o de la *Global Industry Standard on Tailings Management - GISTM* (2020)<sup>(51)</sup>, que establecen directrices para la selección de la probabilidad de excedencia anual para el diseño basado en las características de la estructura, pérdidas asociadas de una posible falla, entre otros conceptos cualitativos y cuantitativos. La Figura 5.1 muestra el diagrama de flujo de los pasos utilizados para obtener un adecuado criterio sísmico de diseño basado en el período de retorno del sismo de diseño con base en lineamientos de seguridad.



Figura 5.1 Diagrama de flujo de clasificación sísmica de la presa de relaves.

#### 5.1.1 Clasificación sísmica por la CDA<sup>(36)</sup>

Se tomó la información logística necesaria para desarrollar los lineamientos de clasificación de la presa de relaves (Tabla 2.1). Por la ubicación de la presa relaves en la ciudad de Otapara-Acari (Figura 3.1), teniendo en cuenta la población en riesgo,

el régimen de trabajo de las personas en la unidad minera, la infraestructura de la ciudad, los ríos y quebradas, la flora y fauna, y trayectoria de la potencial ruptura de la presa; se consideró en población en riesgo: apenas temporal, en pérdidas de vida: no especificado, en valores ambientales y culturales: deterioro del hábitat de los peces y la vidas silvestre con restauración y compensación altamente posibles, en infraestructura y económica: pérdidas de instalaciones recreativas, áreas de trabajo y rutas de transporte poco utilizadas.

De acuerdo con la metodología CDA<sup>(36)</sup>, la presa de relaves de Otapara se clasifica como un riesgo potencial significativo. A través de la Tabla 5.1, para este nivel de riesgo potencial, se admite como sismo de diseño un terremoto con un período de retorno de 1000 años.

Tabla 5.1 Niveles de terremotos – Fase Operación (adaptado CDA, 2019)<sup>(36)</sup>.

Clasificación de la Presa	Probabilidad Anual de Excedencia
Bajo	1/100
Significativo	Entre 1/100 e 1/1000
Alto	1/2475
Muy Alto	1/2 entre 1/2475 e 1/10 000 ou MCE
Extremo	1/10 000 ou MCE

#### 5.1.2 Clasificación sísmica por la ICOLD<sup>(59)</sup>

Empleando la Tabla 2.4 de cuantificación de los factores de riesgo para la presa de relaves, se tiene que la capacidad es de 0,15 M-m<sup>3</sup>, la altura es de 36 m, los requisitos de evacuación (número de personas) es de 10 personas, potencial de danos aguas abajo es moderado (Tabla 5.2).

Tabla 5.2 Estimación del factor de riesgo de la presa de relaves (adaptado de ICOLD, 2016)<sup>(59)</sup>.

Factor de Riesgo	Extremo	Grande	Moderado	Bajo	Factor de Riesgo
Contribución para Riesgo (Puntuación)					
Capacidad (M-m <sup>3</sup> )	> 120	120 a 1	1 a 0.1	< 0.1	2
	6	4	2	0	
Altura (m)	> 45	45 a 30	30 a 15	< 15	4
	6	4	2	0	
Requisitos de evacuación (Número de Personas)	> 1000	1000 a 100	100 a 1	Ninguno	4
	12	8	4	0	
Potencial de daños aguas abajo	Alto	Moderado	Bajo	Ninguno	8
	12	8	4	0	
TOTAL					18

Según la metodología ICOLD<sup>(59)</sup>, el valor del factor de riesgo es 18, según la Tabla 5.3, lo clasifica como tipo II o riesgo moderado.

Tabla 5.3 Clasificación de Riesgo (adaptado de ICOLD, 2016)<sup>(59)</sup>.

Factor de Riesgo Total	Clasificación de Riesgo	
(0 a 6)	I	Bajo
(7 a 18)	II	Moderado
(19 a 30)	III	Alto
(31 a 36)	IV	Extremo

Finalmente según ICOLD<sup>(59)</sup>, el sismo de diseño que corresponde a una clasificación de riesgo moderado es un sismo de período de retorno de 3000 años.

### 5.1.3 Clasificación sísmica por la GISTM<sup>(51)</sup>

Utilizando la matriz de clasificación por consecuencias (Tabla 2.6) y los datos logísticos para la presa de relaves, se tiene que la población potencial en riesgo es de 10 personas, las pérdidas potenciales de vidas estarían sin especificar. Medio ambiente: ninguna pérdida o deterioro de hábitat significativos. Potencial contaminación del suministro de agua para ganado o fauna sin efectos en la salud.

Agua de proceso de baja toxicidad potencial. Relaves sin potencial generación de ácido y con bajo potencial de lixiviación neutra. Restauración posible en un plazo de 1 a 5 años. Salud, ámbito cultural y social: interrupción significativa de actividades económicas y servicios, o desintegración del tejido social. Baja probabilidad de pérdida de patrimonio o bienes comunitarios, culturales o recreativos regionales. Baja probabilidad de efectos en la salud. Infraestructura y economía: pérdidas en instalaciones recreativas, lugares de trabajo estacionales y rutas de transporte de uso poco frecuente.

De acuerdo con la metodología GISTM<sup>(51)</sup>, la presa de relaves de Otapara presenta una clasificación por consecuencia de fallas de la presa significativo. A través de la Tabla 5.4, para este nivel de riesgo potencial, se admite como sismo de diseño un terremoto con un período de retorno de 1000 años.

Tabla 5.4 Criterios sísmicos de diseño(adaptado de GISTM, 2020)<sup>(51)</sup>

Clasificación por consecuencias	Criterios sísmicos - Probabilidad de excedencia anual para el diseño	
	Operaciones y cierre (cuidado activo)	Post cierre (cuidados pasivos)
Bajo	1/200	1/10 000
Significativa	1/1000	1/10 000
Alta	1/2475	1/10 000
Muy Alta	1/5000	1/10 000
Extrema	1/10 000	1/10 000

En la presente tesis se optó por la clasificación sísmica GISTM (2020)<sup>(51)</sup> y CDA (2019)<sup>(36)</sup>, considerando un sismo para un período de retorno de 1000 años, debido a que representa mejor el riesgo sísmico de la presa en estudio. Esto se debe a que el riesgo sísmico está asociado a los niveles de pérdida y está representado cualitativamente.

La clasificación sísmica ICOLD (2016)<sup>(59)</sup> es conservadora para una producción minera baja y una presa de relaves más pequeña; sin embargo, los resultados son

similares para presas más grandes o para una gran producción minera cuando comparadas con la CDA (2019)<sup>(36)</sup> y GISTM (2020)<sup>(51)</sup>.

## 5.2 AMENAZA SÍSMICA PROBABILÍSTICA DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN

Para obtener la amenaza sísmica probabilística del área de investigación en función del espectro de respuesta uniformemente probable y la desagregación de la amenaza sísmica, se siguieron los pasos que se indican en el siguiente diagrama de flujo (Figura 5.2).

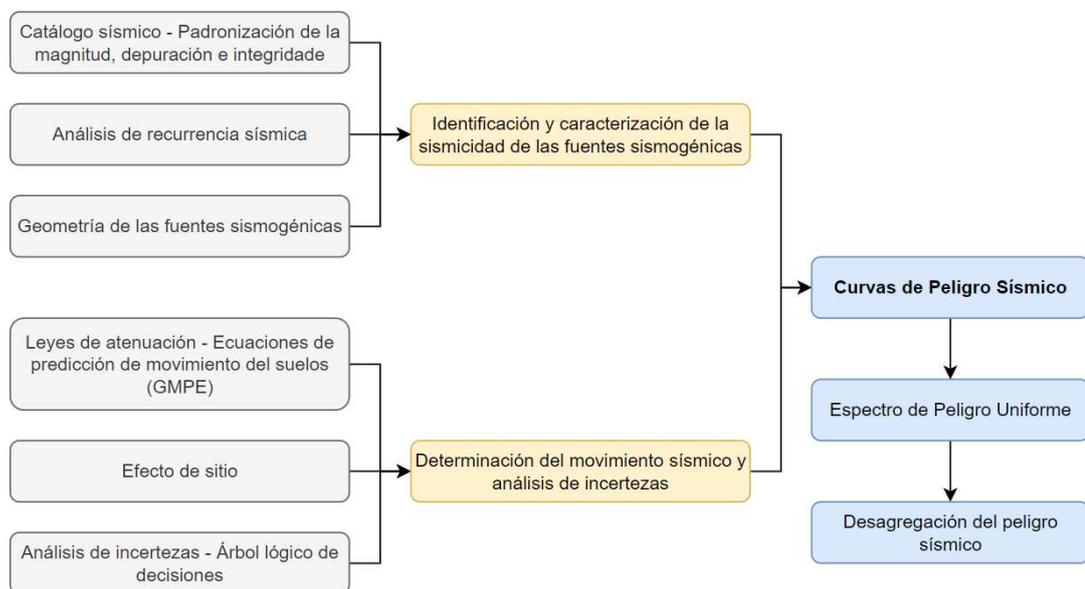


Figura 5.2 Diagrama de flujo del peligro sísmico probabilístico.

En la presente tesis se utilizó el análisis probabilístico; la justificación radica en las informaciones adicionales con respecto al análisis determinístico. Este análisis no proporciona información sobre la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño y que el sismo ocurra donde se supone que debe ocurrir; tampoco indica resultados sobre el nivel de vibración esperado durante un intervalo de tiempo, o sobre los efectos de las incertidumbres introducidas en los distintos pasos necesarios para calcular las características del movimiento.

La diferencia entre amenazas sísmicas determinísticas y probabilísticas es que la segunda menciona la probabilidad de ocurrencia de un determinado valor de aceleración, en un determinado período de vida de la estructura; además, considera, en su formulación, las incertidumbres inherentes y aleatorias de los parámetros de análisis.

### 5.2.1 Identificación y caracterización de las fuentes sismogénicas

Los modelos sismotectónicos se caracterizaron a partir de las propuestas por Roncal (2017)<sup>(89)</sup> y Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>, este último proyectado sobre la superficie de subducción de Hayes et al (2018)<sup>(56)</sup>.

#### 5.2.1.1 Catálogo sísmico del Perú

La información sismológica utilizada en esta investigación fue tomada del trabajo de Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>, la cual contiene datos compilados a partir de eventos reportados en nueve catálogos sísmicos publicados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), el Centro Sismológico Internacional (catálogos ISC, ISC-REV e ISC-GEM), el *Global Centroid Moment Tensor* (CMT), el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA), la Evaluación de Riesgos de América del Sur (SARA) y el Centro de Datos Sísmicos del Norte de California (NCEDC). Se recogieron datos hasta el 28 de febrero de 2022, se seleccionaron eventos sísmicos instrumentales de  $M_w \geq 4,0$  y eventos históricos reportados en estudios paleosísmicos y macrosísmicos (Silgado 1978<sup>(100)</sup> y Dorbath et al. 1990<sup>(45)</sup>) desde el año 1471 hasta el 28 de febrero de 2022. Los eventos reportados en diferentes escalas de magnitud se convirtieron a  $M_w$  usando las expresiones propuestas por Scordilis (2006)<sup>(95)</sup>.

#### 5.2.1.2 Integridad del catálogo sísmico

La integridad del catálogo se muestra en la Figura 5.3, de frecuencia anual versus tiempo anterior al año 2022, agrupados por conjuntos de magnitudes (Tarazona et al. 2023)<sup>(108)</sup>. Los resultados muestran que el catálogo elaborado está completo desde

1980 para  $M_w < 5,0$ , desde 1960 para  $5,0 \leq M_w < 6,0$ , desde 1800 para  $6,0 \leq M_w < 7,5$ , y desde 1471 para  $M_w \geq 7,5$ . Sin embargo, por la diferencia en los intervalos de completitud para diferentes profundidades y regiones, se realizó el análisis de integridad para mecanismos de interfase e intraplaca.

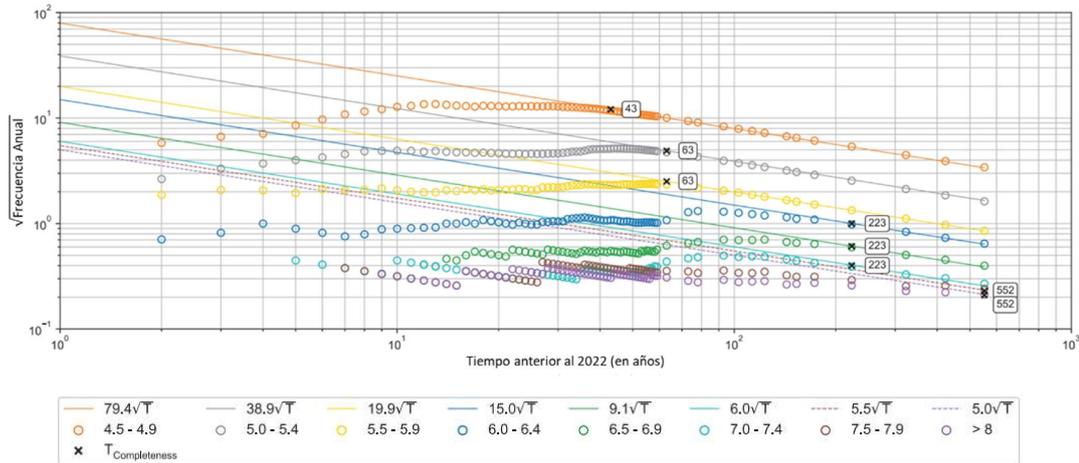


Figura 5.3 Integridad del Catálogo Sísmico por el Método de Stepp (1972)<sup>(105)</sup>.

Referencia: Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>.

### 5.2.1.3 Geometría de las fuentes sismogénicas

En esta investigación se empleó el modelo sismotectónico generado a partir de la superficie de subducción propuesta por Hayes et al. (2018)<sup>(56)</sup> y la zonificación sísmica propuesta por Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup> para las fuentes de subducción intraplaca e interfase. Adicionalmente, se emplearon modelos de fuentes de corteza propuestos por Roncal (2017)<sup>(89)</sup>. Así mismo, para el análisis de recurrencia estos modelos fueron caracterizados a partir de un catálogo sísmico actualizado hasta febrero del 2022 y las magnitudes máximas de las fuentes sismogénicas propuestas por Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>.

Para el análisis del peligro sísmico probabilístico de la presa de relaves Otapara fueron considerados las fuentes sismogénicas de interfase F-5a, las fuentes intraplaca intermedias F-5b1 y F-5b2, la fuente intraplaca profundas F-5c1 y las fuentes de corteza F23, F24 y F29; por encontrarse cercanas (<300 km) del área de estudio.

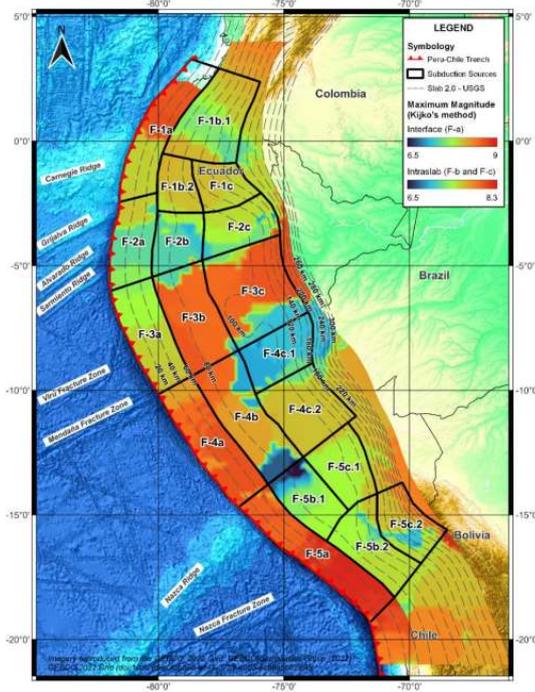


Figura 5.4 Fuentes sismogénicas de subducción intraplaca e interfase propuestas por Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>.

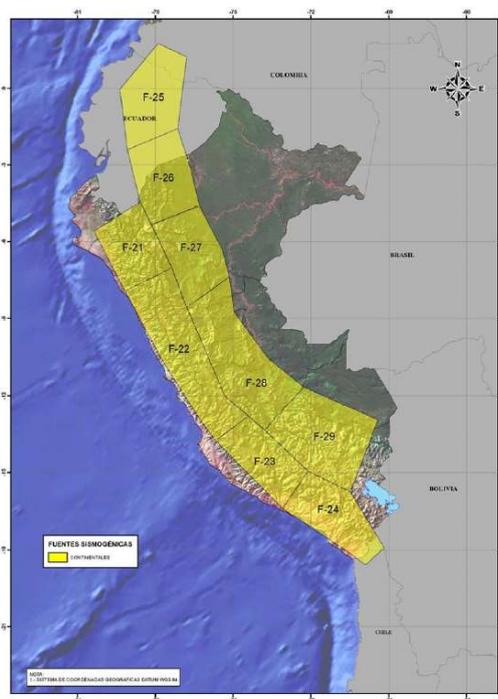


Figura 5.5 Fuentes sismogénicas de corteza (Roncal, 2017)<sup>(89)</sup>.

### 5.2.2 Caracterización de la sismicidad o distribución temporal de los sismos – Análisis de recurrencia sísmica

Evaluación de las magnitudes máximas y mínimas de las fuentes sismogénicas fueron tomadas de Tarazona et al. (2023)<sup>(108)</sup>, en la cual fueron comparadas varias metodologías, el enfoque empírico (Wheeler, 2009)<sup>(116)</sup>, el método de Kijko (2004)<sup>(64)</sup>, el enfoque bayesiano (Johnston A. et al., 1994<sup>(63)</sup>; USNRC, 2012) y relaciones de escala. La selección de los parámetros de recurrencia sísmica necesarios para la evaluación probabilística del peligro usando el modelo doblemente truncado de Gutenberg y Richter se tomaron de la propuesta de ZER Geosystem Perú SAC (ZER, 2023)<sup>(122)</sup>. Con estas consideraciones, en la Tabla 5.5 se presenta el resumen de los parámetros de la recurrencia sísmica de las fuentes sismogénicas empleadas en el análisis.

Tabla 5.5 Parámetros sismológicos de fuentes sismogénicas (ZER, 2023)<sup>(122)</sup>.

Fuente	Parámetros de la Recurrencia Sísmica				
	Mmin	Mmax	Tasa	$\beta$	$\sigma\beta$
Mecanismo focal Interfase					
F-5a	5,0	6,0	27,683	4,517	-
	6,0	9,0	0,404	1,527	0,162
Mecanismo focal Intraplaca					
F-5b1	5,0	5,5	10,714	4,925	-
	5,5	7,8	0,968	3,354	0,357
F-5b2	5,0	5,5	13,937	4,742	-
	5,5	7,9	1,355	3,211	0,286
F-5c1	5,0	5,5	1,841	4,512	-
	5,5	7,9	0,207	2,916	0,652
Mecanismo focal Corteza					
F23	4,5	6,0	0,650	1,873	-
F24	4,4	6,2	1,792	1,439	-
F29	4,4	6,8	1,390	1,310	-

La evaluación de los movimientos del suelo actualmente se obtiene mediante una función de distribución de probabilidad de un parámetro particular como la aceleración máxima del suelo o espectros de respuesta que son definidos por parámetros

estadísticos. Una consideración adicional se refiere a la clasificación de los suelos en función de la velocidad de propagación de la onda de corte ( $V_s$ ) según la metodología ASCE 7-16, tal como se indica en la sección del Capítulo 2.

Se utilizaron relaciones de atenuación para suelo tipo B (base rocosa), ya que se detectó la existencia de roca superficial.

### 5.2.2.1 Selección de Modelos de atenuación GMPEs

La selección de los GMPEs tiene un papel muy importante durante la evaluación del peligro sísmico, Scherbaum et al. (2009)<sup>(92)</sup> propuso el método de la log-verosimilitud promedio (LLH) que es independiente en el número de datos y de la elección de valores umbrales. El método propone el parámetro LLH, el cual indica la bondad del ajuste entre los datos observados y el modelo, mediante la siguiente ecuación:

$$LLH = -\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log_2(g(x_i))$$

Donde  $N$  es el número de observaciones  $x_i$  y  $g(x_i)$  es la distribución de probabilidades predicha por la ley de atenuación.

De las investigaciones realizadas por Charca (2018)<sup>(39)</sup> y ZER (2023)<sup>(122)</sup> en las cuales se aplicaron esta metodología para el Perú, Arequipa respectivamente se puede concluir que para sismos de subducción las leyes de atenuación serían:

Subducción Interfase:

- Abrahamson et al. (2020)<sup>(5)</sup> – Modelo Sudamérica
- Parker et al. (2020)<sup>(84)</sup> – Modelo Sudamérica Sur y Norte
- Montalva et al. (2017)<sup>(83)</sup>
- Zhao et al. (2016)<sup>(123)</sup>

Subducción Intraplaca:

- Abrahamson et al. (2020)<sup>(5)</sup> – Modelo Global y Sudamérica

- Parker et al. (2020)<sup>(85)</sup> – Modelo Global, Sudamérica Sur y Norte
- Kuehn et al. (2020)<sup>(67)</sup> – Modelo Global y Sudamérica
- Montalva et al. (2017)<sup>(83)</sup>

Las leyes de atenuación (GMPEs) obtenidas de la data NGA-West2 (Nueva Generación de Modelos de Atenuación) fueron utilizadas para las fuentes de corteza. Siendo selecciones las siguientes:

- Abrahamson & Silva (2014 – 2015)<sup>(4)</sup>
- Campbell & Bozorgnia (2014)<sup>(30)</sup>
- Boore et. al. (2014)<sup>(18)</sup>
- Chiou & Youngs (2014)<sup>(40)</sup>

#### 5.2.2.2 Leyes de atenuación utilizadas en el análisis

Las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE) consideradas en esta investigación se describen a continuación:

##### Ecuación de atenuación de Abrahamson et al. (2020)<sup>(7)</sup>:

En el 2020, Abrahamson y Gülerce desarrollaron una ecuación de predicción de movimiento basándose en 3914 registros de 113 eventos sísmicos de subducción con magnitudes que varían entre 5 y 9.2  $M_w$  y 4850 registros de 89 eventos sísmicos intraplaca con magnitudes que varían entre 5 y 7.8  $M_w$ .

Se adoptaron los factores de amplificación de sitio no lineal del modelo de movimiento de suelo por subducción de Abrahamson et al. (2016)<sup>(7)</sup>. Además, se han desarrollado GMMs específicos para siete regiones: Alaska, Cascadia, América Central, Japón, Nueva Zelanda, América del Sur y Taiwán.

El presente modelo tiene la intención de reemplazar el modelo BChydro 2016 (Abrahamson et al. 2016)<sup>(7)</sup>. Basado en las restricciones aplicadas a la escala de magnitudes, el modelo es considerado aplicable para magnitudes de 6 a 9.5  $M_w$  para eventos sísmicos de interfase y, de 5 a 8  $M_w$  para eventos sísmicos de intraplaca. El rango de distancia aplicable es de hasta 500 km para regiones en el ante-arco

exceptuando al modelo Cascadia que es aplicable hasta 800 km, incluyendo el tras-arco.

Ecuación de atenuación de Parker et al. (2020)<sup>(85)</sup>:

En el 2020, Parker et al. desarrollaron un modelo de movimiento del terreno considerando eventos sísmicos de interfase e intraplaca que han ocurrido en Japón, Taiwán, Nueva Zelanda, México, América Central, América del Sur, Alaska y Cascadia. Esta investigación describe uno de los Modelos de Movimiento de Suelo (GMMs) resultantes, el cual se caracteriza por describir las diferencias en los movimientos de suelo para diferentes tipos de eventos y regiones. Utilizando una combinación de inspección de datos, técnicas de regresión, simulaciones de movimiento del suelo y restricciones geométricas para desarrollar modelos regionalizados para Medición de intensidades (*IMs*) de la aceleración pico del suelo, velocidad máxima y aceleración pseudoespectral amortiguada al 5% en 26 periodos de oscilación de 0.01 a 10 segundos. Se observaron diferencias significativas en la escala del movimiento del suelo para los eventos de interfase e intraplaca; por lo tanto, los términos del modelo para los efectos de la fuente y la trayectoria se desarrollaron por separado.

Ecuación de atenuación de Montalva et al. (2017)<sup>(83)</sup>:

En el 2017, Montalva et al. desarrollaron una ecuación de predicción de movimiento basándose en 3774 registros de 473 eventos sísmicos registrados entre 1985 y 2015, incluyendo los últimos megasismos ocurridos en los últimos años en el territorio Chileno (Maule 2010, 8.8 *M<sub>w</sub>*; Iquique 2014 8.1 *M<sub>w</sub>*; Illapel 2015, 8.3 *M<sub>w</sub>*). Los sismos que emplearon fueron clasificados de acuerdo a su localización con respecto al eje de la fosa de subducción (coordenadas epicentrales y profundidad focal). Eventos con mecanismos de falla inversa ubicados generalmente entre la fosa Peruano – Chilena y la costa de Chile a profundidades de 50km se han catalogado como sismos de interfase. Eventos con profundidades mayores a 50km y con mecanismos de falla normales se han asociado a eventos de intraplaca. Sismos ubicados entre la fosa Peruano – Chilena y la costa de Chile, con profundidades menores a 50km y con mecanismos de falla que no sean inversos, se han catalogado como eventos de corteza.

El presente modelo sigue los lineamientos establecidos por Abrahamson et al. (2016)<sup>(7)</sup> desarrollados por BC Hydro. Este modelo emplea una forma funcional que presenta ventajas sobre otras principalmente por que emplea el valor de  $V_{S30}$  como una variable estima los efectos de sitio e incluye una respuesta no lineal.

El rango de validez del presente modelo es para distancias de hasta 300 km; sin embargo, presenta resultados razonables hasta una distancia de 1000 km. Este modelo caracteriza de gran manera a eventos sísmicos con  $M_w$  entre 8.0 y 9.0, en consecuencia, es factible extender la aplicabilidad hasta sismos con un  $M_w$  superior a 9.0.

#### Ecuación de atenuación de Zhao et al. (2016)<sup>(123)</sup>:

Zhao et al. (2016) propusieron 02 modelos de atenuación para zonas de subducción de sismos de intraplaca e interfase, presentando esta última una subdivisión respecto a la profundidad focal de 25 km. Estos 02 modelos hicieron uso de datos de sismos registrados en Japón (basado en data sísmica adquirida hasta el 2012), con un total de 3111 registros para mecanismos de subducción interfase y 4555 registros para mecanismos de subducción intraplaca. Además, acorde a la nomenclatura presentada en el estudio, los términos “SL”, “intS” e “intD” son asociados a los mecanismos de subducción intraplaca, interfase superficial ( $h \leq 25$ ) e interfase profunda ( $h > 25$ ).

Zhao et al. (2016) usaron cuatro clasificaciones de sitio, SC I, II, III y IV, correspondientes aproximadamente a cuatro clases, roca, suelo duro, suelo medio (BSSC, 2000). Se consideró eventos en roca a todos aquellos con velocidades de corte cercanos a los 600 m/s, eventos en suelos duro con velocidades de corte entre los 300 y 600 m/s, eventos en suelos medio con velocidades entre 200 y 300 m/s y eventos en suelos suelto con velocidades menores a 200 m/s.

#### Ecuación de atenuación de Kuehn et al. (2020)<sup>(67)</sup>:

El modelo KBCG20 incluye términos de escala de movimiento del suelo para la magnitud, la distancia, la amplificación del sitio y la amplificación de la cuenca. Algunos de estos términos son ajustables para tener en cuenta las diferencias entre los terremotos de interfase y los de intraplaca, y las diferencias entre las siete regiones de la zona de subducción para las que se recopilaron datos como parte del programa

NGA-Sub. Estas regiones incluyen Alaska (AK), América Central y México (CAM), Cascadia (CASC), Japón (JP), Nueva Zelanda (NZ), América del Sur (SA) y Taiwán (TW).

Este estudio utiliza un enfoque innovador de regresión Bayesiana para incorporar distribuciones informativas a priori de los coeficientes del modelo y estimar formalmente la incertidumbre de sus estimaciones posteriores. Debido a la ampliación de la base de datos y al innovador enfoque de regresión que incluye modelos de mediana, variabilidad aleatoria e incertidumbre epistémica, este nuevo GMM representa una mejora significativa en la comprensión y predicción de los movimientos de subducción del suelo.

El rango de variables predictoras para las que el GMM es fiable depende de la región de interés debido al diferente número de terremotos, sismógrafos y registros para cada una de las siete regiones incluidas en el modelo.

#### Ecuación de atenuación de Abrahamson & Silva (2014)<sup>(4)</sup>:

Los modelos empíricos de predicción de movimiento para el componente horizontal promedio de sismos corticales en regiones tectónicas activas son derivadas usando la base de datos PEER NGA-West2. Este modelo es aplicable a magnitudes entre 3.0 a 8.5, distancias entre 0 a 300 km, y periodos espectrales de 0 a 10 s. Los parámetros de ingreso del modelo son los mismos usados por Abrahamson & Silva (2008)<sup>(6)</sup>, con las siguientes excepciones: el nivel de ingreso de datos para efectos no lineales está basado en la aceleración espectral en el periodo de interés en vez del PGA; y el escalamiento de la distancia para el efecto de Hanging Wall (HW – bloque de roca que descansa sobre una falla inclinada) de los extremos de la ruptura incluye una dependencia en el azimut de la fuente de sitio. Las diferencias regionales en la atenuación de distancia y longitud y escalamiento Vs30 entre California, Japón, China y Taiwán son incluidos. El escalamiento para el efecto HW es mejorado usando restricciones de simulaciones numéricas. La desviación estándar es dependiente de la magnitud, con magnitudes más pequeñas que conducen a desviaciones estándar más largas en periodos cortos, pero desviaciones estándar más pequeñas a largos periodos. Los efectos de directividad no son incluidos mediante parámetros explícitos, pero son capturados por la variabilidad de los datos empíricos.

La data final consiste en 15750 registros de 329 sismos, de los cuales 221 son eventos de desgarre, 79 de los cuales son eventos inversos (ambos cubriendo el rango entero de magnitudes) y 29 son eventos normales, mayormente entre  $4.6 < M < 6.0$ . Existen cuatro diferencias fundamentales en la forma de funcionamiento de las ecuaciones comparadas con las realizadas el 2008: (1) el modelo está extendido para magnitudes pequeñas; (2) el escalado del HW está mejor sintetizado por las simulaciones; (3) se ha incluido las diferencias regionales en la atenuación de largas distancias; y (4) las diferencias regionales en el escalado de Vs30 han sido incluidas.

Ecuación de atenuación de Campbell & Bozorgnia (2014)<sup>(30)</sup>:

El desarrollo de este modelo empírico de movimiento NGA-West2 Campbell & Bozorgnia analizado para la componente vertical del PGA, PGV, y amortiguamiento elástico de 5% de respuesta de aceleración espectral (PSA) en rangos de periodos verticales de 0.01 a 10.00 segundos. En el desarrollo se usó la extensa base de datos mundial PEER NGA-West2. Para el nuevo GMM vertical se consideró válido para sismos corticales en regiones tectónicas activas para rangos de magnitud de 3.3 a 8.5  $M_w$ , dependiendo del tipo de falla, y distancias tan lejanas como 300 km de la falla.

La data entera de NGA-West2 incluye más de 21000 registros de tres componentes de sismos continentales en regiones tectónicas activas con magnitudes de rangos de 3.0 a 7.9  $M_w$ . Además, la base de datos incluye registros de distancias mayores de 100 km, el límite práctico que se usó para este estudio fue de 500 km en términos de distancia más cercana al plano de la falla de ruptura ( $R_{rup}$ ).

Ecuación de atenuación de Boore et al. (2014)<sup>(18)</sup>:

Este modelo forma parte del proyecto NGA-West2 al igual que con los otros GMPE, se empleó la base de datos descrita por Ancheta et al. (2014)<sup>(11)</sup>, la cual se deriva de una base de datos global con eventos en un rango de magnitud de 3.0– 7.9. en el que los movimientos de terreno se toman como el componente horizontal promedio. El modelo es aplicable para terremotos de  $M$  3.0 a  $M$  8.5 (excepto por la falta de restricción para  $M > 7$  eventos de deslizamiento normal), a distancias de 0 a 400 km,

en sitios con VS30 en el rango de 150 m/s a 1 500 m/s, y para periodos espectrales (T) de 0.01–10 s.

#### Ecuación de atenuación de Chiou & Youngs (2014)<sup>(40)</sup>:

Chiou & Youngs han desarrollado una actualización de su modelo realizado el 2008 para la máxima aceleración del suelo (PGA) y aceleraciones espectrales de respuesta horizontal (5% de amortiguamiento) causados por sismos continentales. La evaluación preliminar de la data de NGA-West2 indica la necesidad de incluir la regionalización para el reporte de diferencias regionales en la atenuación por distancia y respuesta del suelo de la fuente distante. La base de datos para la actualización del modelo fue restringida principalmente para movimientos de campos libres de sismos corticales en California. La data de 18 buenos registros de sismos  $M \geq 6$  que ocurrieron fuera de California se añadió para complementar la data de California.

Anteriormente, desarrollaron el compilado de las ecuaciones usando la data para distancias de 70 km o menos. Esta restricción de la data pretendía eludir las consecuencias no deseadas del muestreo en la amplitud del movimiento causado por el truncamiento de datos a amplitudes bajas y grandes distancias. En esta actualización, en vez de aplicar un truncamiento uniforme de distancia para todos los sismos, se usó la distancia máxima empleable ( $R_{max}$ ) para cada sismo para tomar ventaja de la data empleable a distancias mayores a 70 km.

Las relaciones del 2008 no modelan explícitamente los efectos de directividad. En cambio, fueron aplicados como un factor posterior, pues incorporar el efecto de directividad como parte de la actualización fue el objetivo principal de estas nuevas ecuaciones. Entre las cinco parametrizaciones de directividad discutido en Spudich et al. (2013)<sup>(104)</sup>, escogieron el parámetro de punto directo (DPP) como el vaticinador del efecto de directividad.

#### 5.2.2.3 Árbol lógico

Para reducir las incertidumbres epistémicas inherentes a los modelos de sismicidad, se utilizó la metodología del árbol lógico para considerar la ponderación de las leyes

de atenuación aplicables a las fuentes de corteza y de subducción, como se muestra en la Figura 5.6.

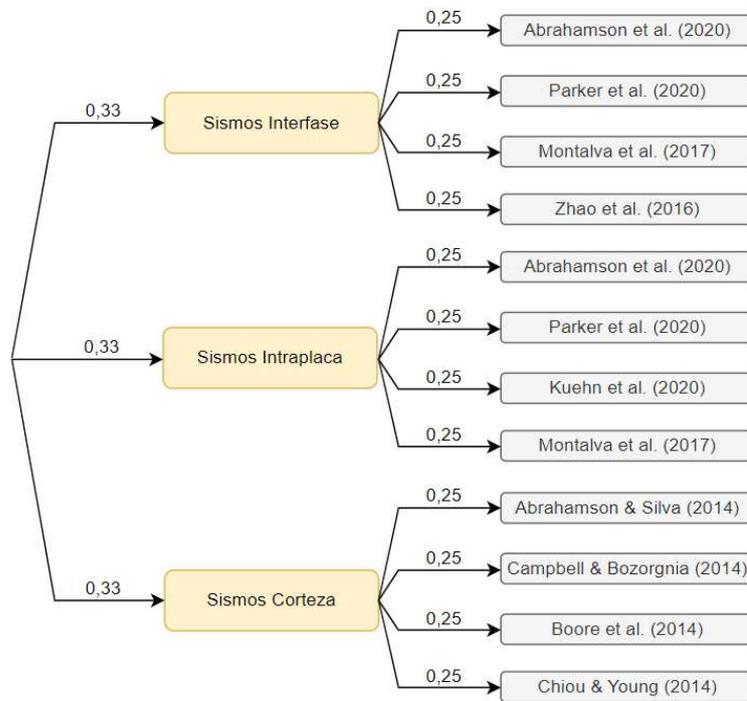


Figura 5.6 Árbol Lógico utilizado en la presa de relaves de Otapara (Zer, 2023)<sup>(122)</sup>.

### 5.2.3 Estimación de la probabilidad de excedencia del nivel de movimiento sísmico determinado en un período de tiempo

Los resultados obtenidos de la evaluación probabilística de la amenaza sísmica se expresan en términos de probabilidad de ocurrencia, curvas de peligro sísmico y espectros de peligro uniforme.

La Tabla 5.6 presenta la aceleración máxima (g), comparándola con valores obtenidos en investigaciones anteriores, observándose variación en los resultados dependiendo de las leyes de atenuación consideradas, principalmente. En comparación con trabajos anteriores, el resultado es conservador, las variaciones pueden deberse a la base de datos, el software utilizado, las relaciones de atenuación y el análisis considerado.

El trabajo de Castillo & Alva (1993)<sup>(34)</sup> consideró como base de datos el Proyecto Sismicidad de la Región Andina (SISRA), el *International Seismological Center* (ISC), el Instituto Geofísico del Perú (IGP) y el *National Earthquake Information Center* (NEIC) con información entre los años 1900 a 1990; el software utilizado fue RISK; las relaciones de atenuación utilizadas fueron Casaverde y Vargas (1980)<sup>(32)</sup> para las fuentes de subducción en base a 10 registros sísmicos y para fuentes corticales McGuire (1974)<sup>(78)</sup>, en el análisis se identificaron 27 fuentes sismogénicas y los sismos de subducción no se diferenciaron entre interfase e intraplaca.

El trabajo de Gamarra (2009)<sup>(49)</sup> consideró como base de datos del Instituto Geofísico del Perú (IGP), el *National Earthquake Information Center* (NEIC) con información entre los años 1471 al 2009; el software utilizado fue CRISIS2007 (Ordaz et al. 2007)<sup>(84)</sup>, las relaciones de atenuación utilizadas fueron Youngs et al (1997)<sup>(120)</sup> para fuentes de subducción y Sadigh et al (1997)<sup>(90)</sup> para fuentes corticales; en el análisis se definieron 20 fuentes sismogénicas (subducción y corticales) y sus respectivos parámetros de sismicidad para resultados de aceleración en suelo tipo D.

El trabajo de Tavera (2014)<sup>(109)</sup> para el IGP consideró su propia base de datos, Engdahl (2002)<sup>(47)</sup>, el *United States Geological Survey* (USGS) con información entre los años 1500 a 2011; el software utilizado fue CRISIS2007 (Ordaz et al. 2007)<sup>(84)</sup>; las relaciones de atenuación utilizadas fueron Youngs et al (1997)<sup>(120)</sup> en roca para fuentes de subducción y Sadigh et al (1997)<sup>(90)</sup> para fuentes corticales; el análisis definió 33 fuentes sismogénicas de diferentes mecanismos de falla para la respuesta en roca.

En el trabajo de Roncal (2017)<sup>(89)</sup> realizado para SENCICO, fueron empleadas las ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE) de Youngs et al. (1997)<sup>(120)</sup>, Zhao et al. (2006)<sup>(124)</sup>, y BC Hydro (2016)<sup>(7)</sup> para sismos de subducción, y las GMPEs de Sadigh et al. (1997)<sup>(90)</sup>, Campbell & Bozorgnia (2014)<sup>(30)</sup>, Abrahamson & Silva (2014)<sup>(4)</sup>, y Chiou & Youngs (2014)<sup>(40)</sup> para sismos continentales.

Comparando los resultados de estos estudios locales, se obtuvo valores de aceleración cercanos para el periodo de retorno de 1000 años.

Tabla 5.6 Valores de aceleración máxima del suelo (PGA) para suelo tipo B.

Estudio	Autores	PGA $T_r=500$ años	PGA $T_r=1000$ años	Condición de Sitio
Específico	Este Estudio	0.480	0.610	$V_{s30}=760$ m/s
Local	Roncal (2017) <sup>(89)</sup>	0.500	0.612	$V_{s30}=760$ m/s
Local	Tavera (2014) <sup>(109)</sup>	0.420	0.520	Suelo Firme
Local	Gamarra (2009) <sup>(49)</sup>	0.540	-	Suelo Firme
Local	Castillo & Alva (1993) <sup>(34)</sup>	0.450	0.520	Roca

La curva de peligro sísmico proporciona la probabilidad de excedencia anual con respecto a un determinado parámetro de movimiento del suelo, en este caso la aceleración. La Figura 5.7 muestra la curva de amenaza sísmica para suelo tipo B (ASCE 7-16)<sup>(10)</sup> considerando un 5% de amortiguamiento crítico.

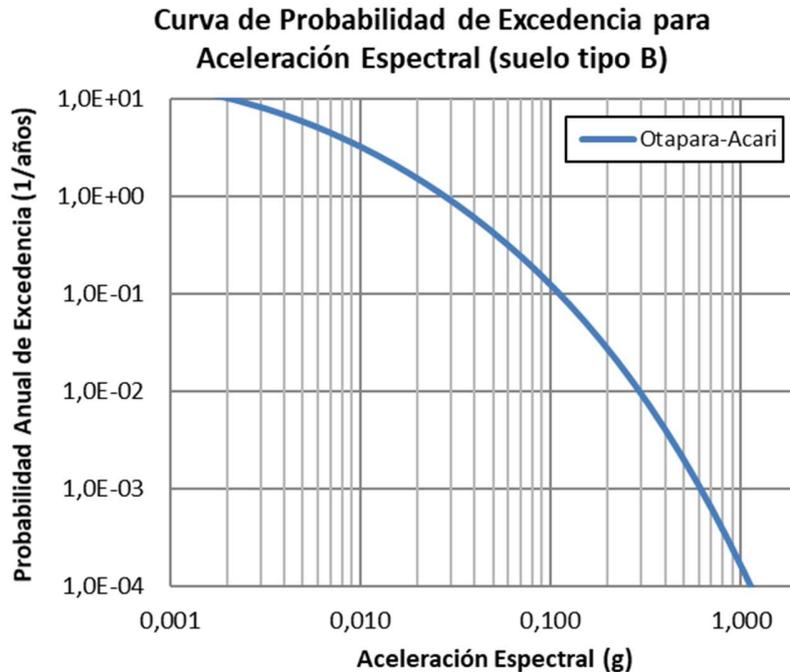


Figura 5.7 Curva de peligro sísmico para suelo tipo B con 5% de amortiguamiento crítico.

A partir de las curvas de peligro o amenaza sísmica obtenidas para diferentes periodos estructurales, es posible construir espectros de peligro uniformes, que presenten valores de aceleración en diferentes periodos estructurales para una misma probabilidad anual de excedencia considerando un tiempo de exposición de la estructura. La Figura 5.8 muestra el espectro de diseño para una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno de 1000 años. Los valores de aceleración y la definición del espectro de peligro uniforme constituyen información básica para el análisis del comportamiento sísmico de la presa de relaves de Otapara.

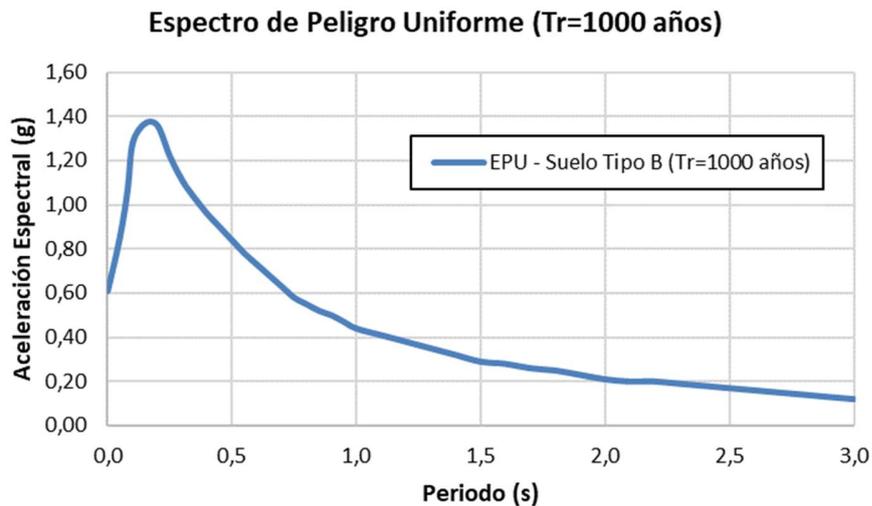


Figura 5.8 Espectro de diseño para un período de retorno de 1000 años.

El *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) se realizó utilizando la teoría propuesta por Cornell (1968)<sup>(42)</sup> implementado en el programa CRISIS 2020<sup>(90)</sup>. Se decidió evaluar la amenaza sísmica para una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años correspondiente a un período de retorno de 1000 años. El cálculo de la aceleración máxima del suelo (PGA) se calculó para el área de estudio utilizando una grilla de 0,10° longitud-latitud.

#### 5.2.4 Análisis de Desagregación Sísmica

A través del proceso de desagregación de amenazas sísmicas, es posible estimar la fracción de contribución de diferentes parámetros (magnitud y distancia) a la amenaza sísmica total, así como identificar las fuentes sismogénicas más influyentes (Abrahamson, 2006)<sup>(2)</sup>.

La Tabla 5.7 muestra los resultados del análisis de desagregación magnitud - distancia para un tiempo de recurrencia de 1000 años, 5% de probabilidad de excedencia y 50 años de vida útil.

Tabla 5.7 Desagregación de Amenaza Sísmica PGA para Rocha, Tr=1000 años, PE=5% en 50 años.

		Distancia (km)									
		0,0	22,2	44,4	66,7	88,9	111,1	133,3	155,6	177,8	200,0
Magnitud (Mw)	4,9	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00
	5,3	0,0E+00	0,0E+00	3,1E-04	1,9E-03	7,4E-04	1,1E-04	2,1E-05	1,4E-06	0,0E+00	0,0E+00
	5,8	0,0E+00	0,0E+00	4,4E-04	1,8E-03	6,6E-04	1,1E-04	2,8E-05	5,8E-06	4,1E-07	0,0E+00
	6,2	0,0E+00	0,0E+00	5,9E-04	4,3E-03	2,6E-03	6,1E-04	1,8E-04	4,5E-05	7,2E-06	0,0E+00
	6,6	0,0E+00	0,0E+00	7,1E-04	3,4E-03	2,0E-03	5,7E-04	2,1E-04	6,7E-05	1,9E-05	0,0E+00
	7,1	0,0E+00	0,0E+00	7,7E-04	6,5E-03	5,2E-03	1,8E-03	7,8E-04	2,9E-04	9,6E-05	0,0E+00
	7,5	0,0E+00	0,0E+00	7,3E-04	4,4E-03	3,6E-03	1,4E-03	6,9E-04	2,9E-04	1,1E-04	0,0E+00
	7,9	0,0E+00	0,0E+00	6,0E-04	1,9E-03	9,5E-04	2,8E-04	8,2E-05	6,2E-05	2,2E-05	0,0E+00
	8,4	0,0E+00	0,0E+00	4,4E-04	1,7E-03	1,3E-03	5,1E-04	1,9E-04	1,4E-04	5,2E-05	0,0E+00
	8,8	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00

Se puede observar en la Figura 5.9 que el sismo de mayor contribución al período estructural de 0s (PGA) tiene magnitud Mw = 7,1, distancia epicentral de 65 km, con un mecanismo focal de interfase. También es importante señalar que existe otro pico de menor aporte, de magnitud Mw = 6,2 Mw, distancia epicentral de 65 km, con mecanismo focal intraplaca.

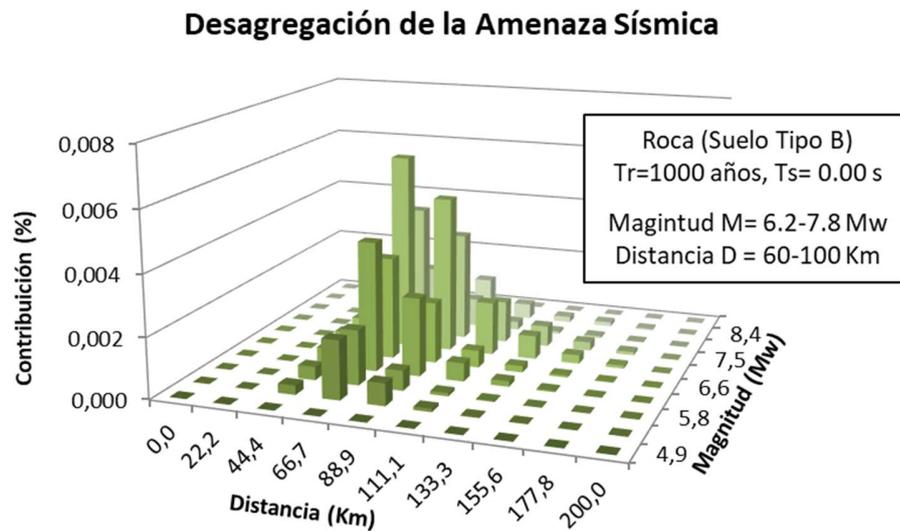


Figura 5.9 Desagregación de amenaza sísmica para PGA considerando Tr=1000 años, 5% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición.

### 5.3 REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS

A partir de la curva de peligro sísmico y la desagregación de la amenaza sísmica se procede a seleccionar registros sísmicos con semejanza en el contenido espectral, la magnitud, la distancia epicentral y el mecanismo focal, para generar sísmicos artificiales de diseño.

La data sísmica histórica se encuentra disponible en diferentes redes acelerograficas como el CISMID, el IGP, *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, etc. Las cuales nos permiten seleccionar sismos reales que satisfagan estas características, y después de un tratamiento de los acelerogramas reales puedan ser usados en el análisis sísmico de la presa de relaves de Otapara.

La metodología de construcción del sismo de diseño utilizada en el presente estudio es a través del método de ajuste espectral basado en el algoritmo propuesto por Al Atik y Abrahamson (2010)<sup>(9)</sup>, el cual suma o sustrae *wavelets* en las partes de las historias de aceleración donde las frecuencias no presentan condiciones

satisfactorias de ajuste entre el espectro de respuesta de aceleración y el espectro de peligro uniforme. Este tipo de ajuste se aplica generalmente cuando son pocos los sismos registrados por las estaciones sismográficas ubicadas en las inmediaciones de la obra. La Figura 5.10 muestra el diagrama de flujo de los pasos para obtener sismos de diseño en función del método de ajuste espectral.



Figura 5.10 Diagrama de flujo para la construcción del sismo de diseño.

En la presente investigación se consideraron los registros sísmicos de Atico (2001), Lima (1974) y Lomas (2018) y en la Tabla 5.8 se mencionan las características originales de los sismos (antes del ajuste) considerados para la modelación sísmica.

Tabla 5.8 Registros sísmicos considerados en el ajuste espectral.

Sismo	Día	Magnitud (Mw)	Mecanismo Focal	Prof. (km)	Estación	Duración original (s)	Aceleración (g)
Lomas, Acarí Arequipa	14 enero 2018	7.1	Subducción interfase	27	Caraveli (IGP)	115.01	0.26
Atico, Moquegua Perú	23 junio 2001	8.2	Subducción interfase	33	Moquegua (CISMID)	198.92	0.30
Lima Perú	03 octubre 1974	7.5	Subducción interfase	13	Lima (PRQ)	119.99	0.20

La recopilación de datos del acelerograma comprendió tres registros en las direcciones horizontal Este-Oeste (EW), horizontal Norte-Sur (NS) y vertical (Z); se trabajó con los registros de mayor aceleración horizontal EW como se muestra en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Direcciones y aceleraciones máximas de los registros.

Orientación	Lomas 2018			Atico 2001			Lima 1974		
	EW	NS	Z	EW	NS	Z	EW	NS	Z
Aceleración máxima (g)	0,259	0.247	0.185	0.301	0.224	0.164	0.198	0.184	0.102

El sismo de Lomas del 2018 fue muy significativo en las localidades de Yauca, Acarí, Atiquipa y Chala se produjeron daños materiales en paredes de adobe de dos casas en la plaza de armas de Yauca se desplomaron, además de caída de rocas y daños en carreteras, en las localidades de Ático, Nazca, Palpa, Puquio, Coracora el movimiento fue fuerte y produjo fisuras en ventanas, en la localidad de Coracora se presentó la caída de paredes de casas. La vía de comunicación en el sector Arenal-Panamericana Sur (distrito Atico) fue afectada por caída de piedras. La estación más cercana que registró el sismo se encuentra en Caraveli sobre una base de suelo firme con los registros en sentido EW mostrando los valores más altos de aceleración horizontal. La Figura 5.11 muestra el registro sísmico original de Lomas.

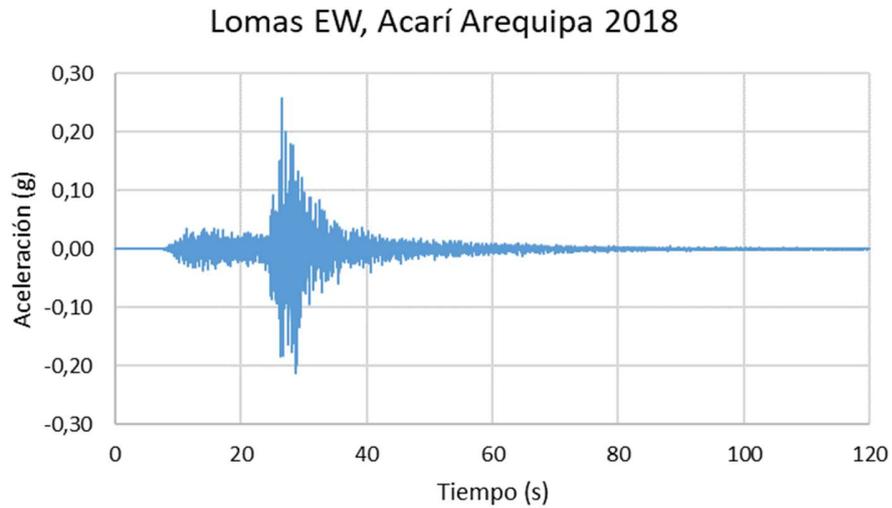


Figura 5.11 Registro sísmico de Lomas, en dirección EW.

El terremoto de Atico del 2001 fue muy significativo ya que más de 100 personas murieron y se produjeron daños materiales en más de 60.000 viviendas, muchos de los cuales se debieron al tsunami que siguió al terremoto. La estación más cercana que registró el sismo se encuentra en Moquegua sobre una base de suelo gravoso con los registros en sentido EW mostrando los valores más altos de aceleración horizontal. La Figura 5.12 muestra el registro sísmico original de Atico.

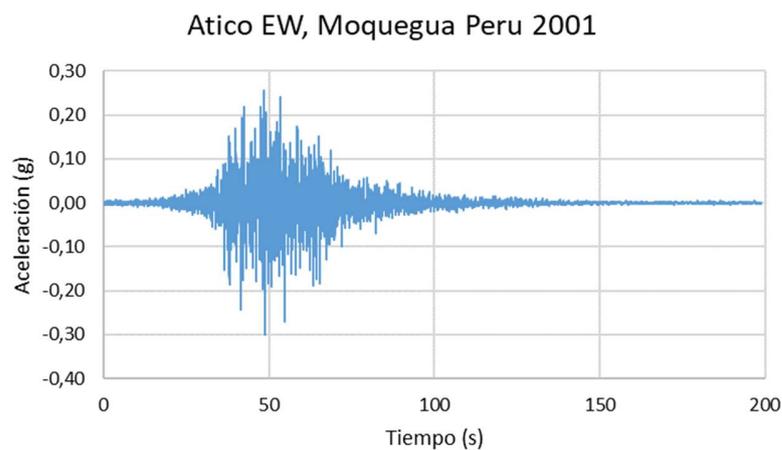


Figura 5.12 Registro sísmico de Atico original, en dirección EW.

El terremoto de Lima del 1974 fue uno de los primeros registrados en el Perú, siendo uno de los más importantes debido a que la estación que lo registró se encuentra en Lima, donde el tipo de suelo de fundación (grava) presenta un comportamiento similar al de la roca blanda con valor de  $PGA = 0,20$  g. Cerca de 100 personas murieron, más de 2400 resultaron heridas y las pérdidas económicas ascendieron a aproximadamente 700 millones de dólares. La Figura 5.13 muestra el registro sísmico original de Lima.

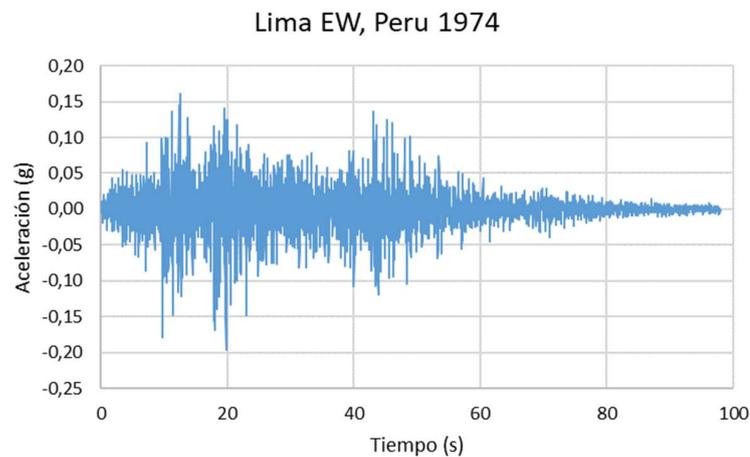


Figura 5.13 Registro sísmico de Lima, en dirección EW.

### 5.3.1 Duración de los registros sísmicos

La duración del registro es un aspecto importante considerado en la evaluación, asociado al tiempo de cómputo requerido para realizar el análisis numérico. La presente investigación consideró el criterio de Trifunac & Brady (1975)<sup>(111)</sup> que establece la duración entre el 5% y el 95% de la intensidad de Arias, con pérdidas de energía en el registro sísmico menores al 5%.

La Figura 5.14 muestra el gráfico de Husid con los límites de 5% (límite inferior de duración,  $t_1$ ) y 95% (límite superior de duración,  $t_2$ ) de la intensidad de Arias para el sismo de Lomas (2010).

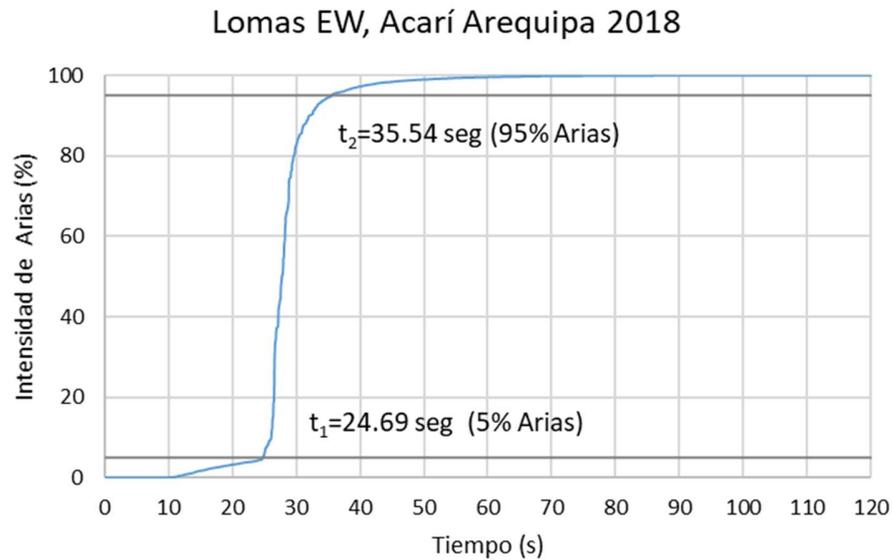


Figura 5.14 Criterio de Trifunac y Brady para el sismo de Lomas EW (2018).

La Tabla 5.10 muestra la energía sísmica por un tiempo de duración y la elección del tiempo con menor pérdida de energía.

Tabla 5.10 Energía del sismo Lomas EW para un tiempo de duración.

		Tiempo (s)	Intensidad Arias (%)	Flujo Energía (cm <sup>2</sup> /s)	Flujo Energía (%)
<b>Intento 1</b>	$t_1$	24.69	5.00	4.97	3.38
	$t_2$	35.54	95.00	135.91	92.37
	$t_{final}$	119.99	100.00	147.15	100.00
	$\Delta t$	10.85	90.00	130.94	88.99
<b>Intento 2</b>	$t_1$	7.00	0.00	0.00	0.00
	$t_2$	77.00	99.89	146.45	99.53
	$t_{final}$	119.99	100.00	147.15	100.00
	$\Delta t$	70.00	99.89	146.45	99.53

La Figura 5.15 indica los rangos de duración del registro sísmico, en base a la conservación de la energía para el terremoto de Lomas 2018.

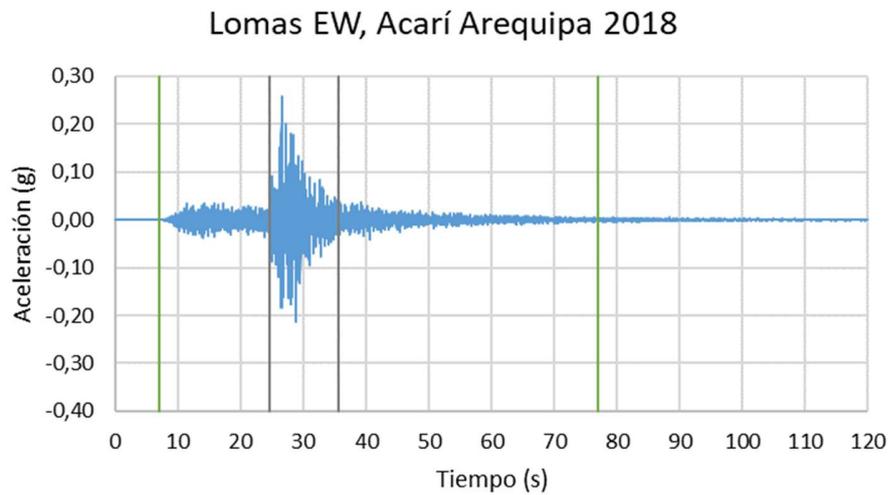


Figura 5.15 Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía Lomas EW (2018).

La Figura 5.16 muestra el gráfico de Husid con los límites de 5% (límite inferior de duración,  $t_1$ ) y 95% (límite superior de duración,  $t_2$ ) de la intensidad de Arias para los terremotos de Atico (2001).

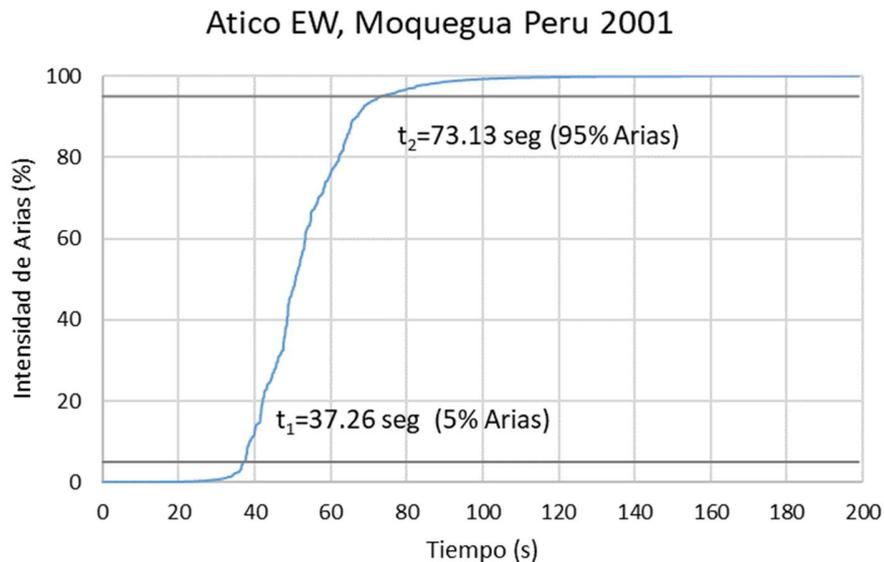


Figura 5.16 Criterio de Trifunac y Brady para el terremoto Atico EW (2001).

La Tabla 5.11 muestra la energía sísmica por un tiempo de duración y la elección del tiempo con menor pérdida de energía.

Tabla 5.11 Energía del sismo Atico EW para un tiempo de duración.

		Tiempo (s)	Intensidad Arias (%)	Flujo Energía (cm <sup>2</sup> /s)	Flujo Energía (%)
Intento 1	t <sub>1</sub>	37.26	5.00	95.91	4.64
	t <sub>2</sub>	73.13	95.00	1876.83	90.76
	t <sub>final</sub>	198.91	100.00	2067.98	100.00
	Δt	35.87	90.00	1780.92	86.12
Intento 2	t <sub>1</sub>	0.00	0.00	0,00	0.00
	t <sub>2</sub>	120.00	99.77	2050.23	99.14
	t <sub>final</sub>	198.91	100.00	2067.98	100.00
	Δt	120.00	99.77	2050.23	99.14

Los rangos de duración del registro sísmico basado en la conservación de la energía para el sismo de Atico 2001 se muestran a continuación (Figura 5.17).

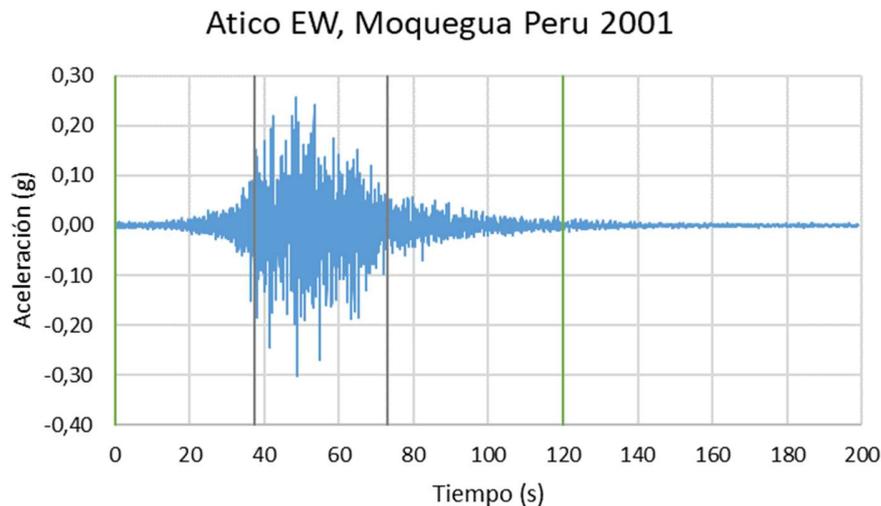


Figura 5.17 Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía Atico EW (2001).

La Figura 5.18 muestra el gráfico de Husid con los límites de 5% (límite de duración inferior,  $t_1$ ) y 95% (límite de duración superior,  $t_2$ ) de la intensidad de Arias para los terremotos de Lima (1974).

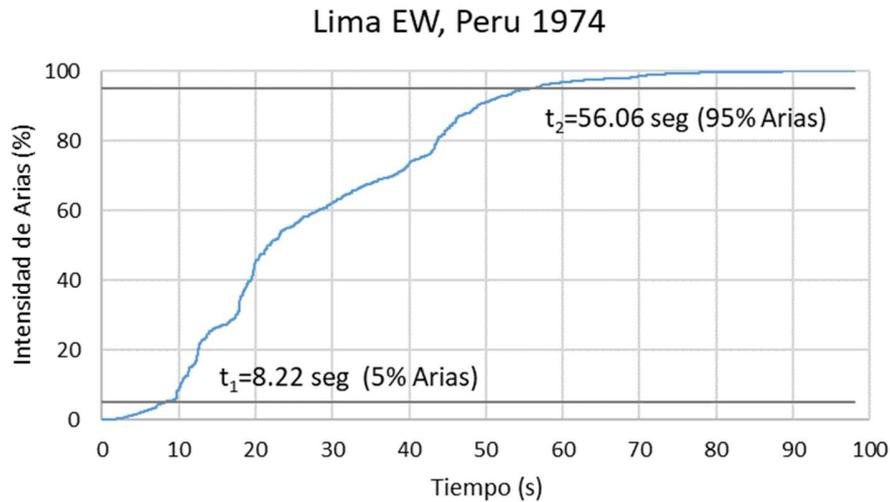


Figura 5.18 Criterio de Trifunac y Brady para el terremoto de Lima EW (1974).

La Tabla 5.12 muestra la energía del terremoto por un tiempo de duración y la elección del tiempo con la menor pérdida de energía.

Tabla 5.12 Energía del sismo Lima EW para un tiempo de duración.

		Tiempo (s)	Intensidad Arias (%)	Flujo Energía (cm <sup>2</sup> /s)	Flujo Energía (%)
<b>Intento 1</b>	$t_1$	8.22	5.00	83.61	12.45
	$t_2$	56.06	95.00	603.22	89.79
	$t_{final}$	97.94	100.00	671.82	100.00
	$\Delta t$	47.84	90.00	519.60	77.34
<b>Intento 2</b>	$t_1$	0.00	0.00	0.00	0.00
	$t_2$	90.00	99.90	665.19	99.01
	$t_{final}$	97.94	100.00	671.82	100.00
	$\Delta t$	90.00	99.90	665.19	99.01

También se presentan los rangos de duración del registro sísmico, basados en la conservación de energía, para el terremoto de Lima de 1974 (Figura 5.19).

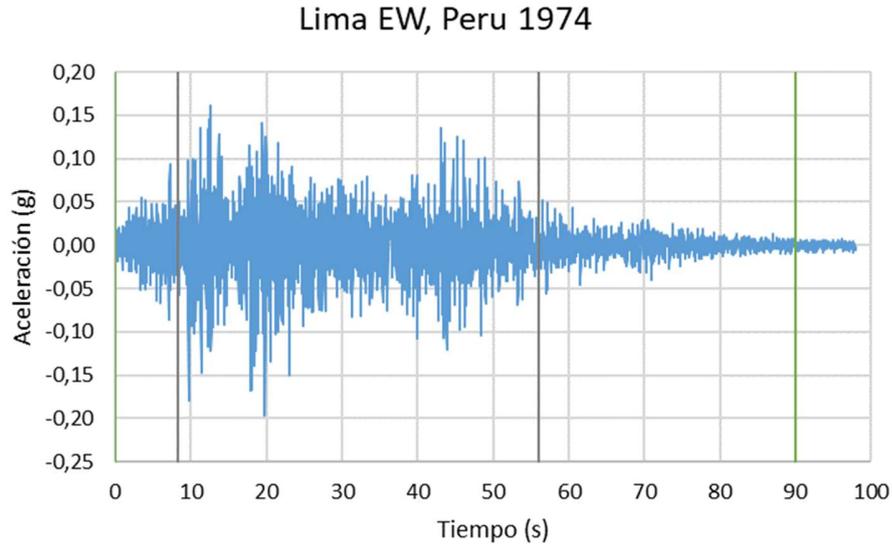
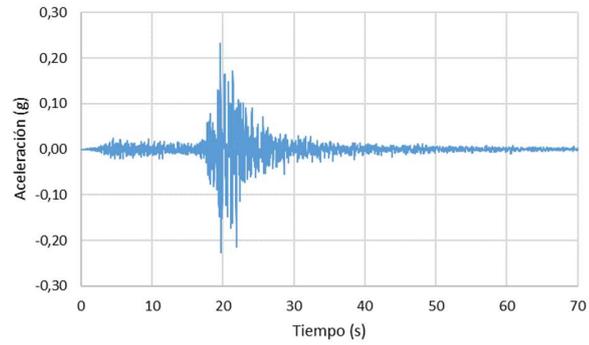


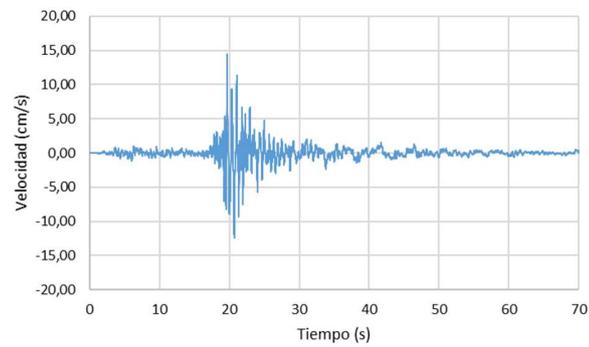
Figura 5.19 Duración del registro sísmico basado en la conservación de energía  
Lima EW (1974).

### 5.3.2 Filtrado de registros sísmicos

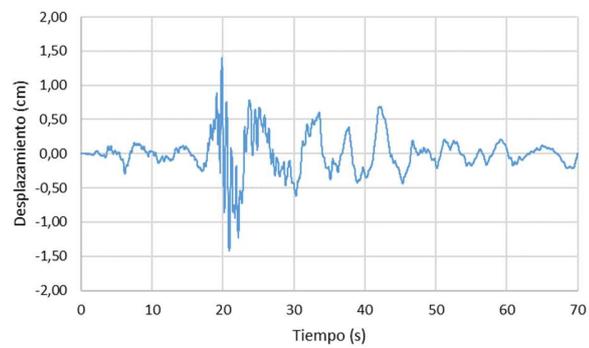
Todos los registros indicados fueron previamente tratados mediante la aplicación de un filtro pasabanda tipo Butterworth en el rango de 0,1 Hz a 10 Hz, rango de frecuencias usualmente considerado en los análisis sísmicos. El software utilizado en el tratamiento de señales sísmicas fue SeismoSignal (SeismoSoft, 2018)<sup>(98)</sup>. A continuación, se presentan los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de los sismos Lomas 2018 (Figura 5.20), Atico 2001 (Figura 5.21) y Lima 1974 (Figura 5.22) respectivamente con la duración antes indicada.



(a)

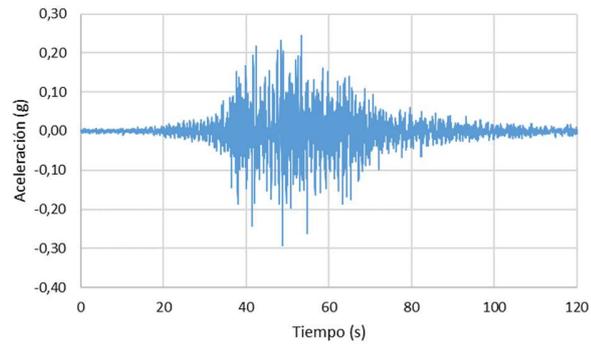


(b)

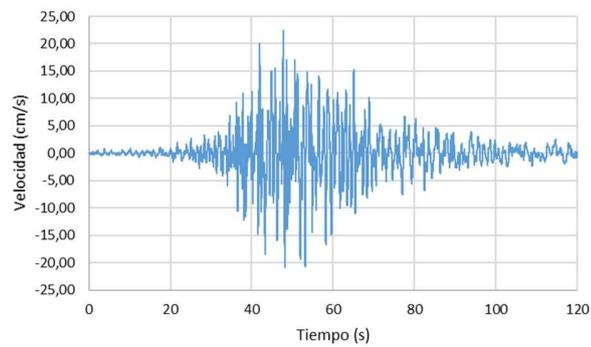


(c)

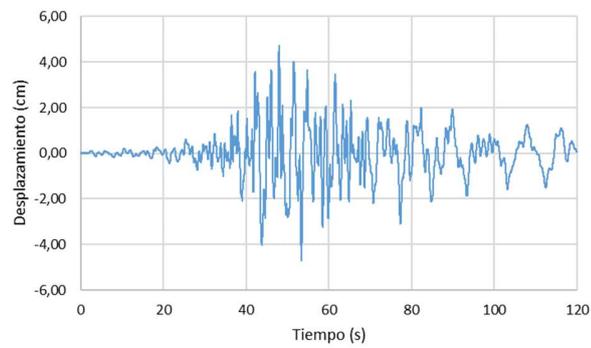
Figura 5.20 Registro de (a) aceleración (b) velocidad (c) desplazamiento del terremoto de Lomas (2018) previo al ajuste espectral.



(a)

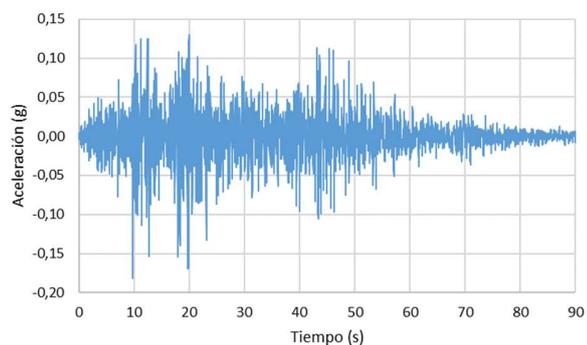


(b)

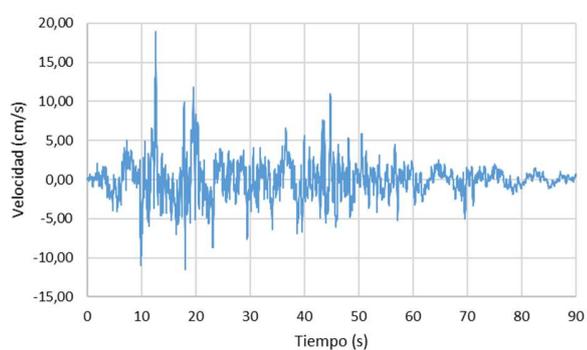


(c)

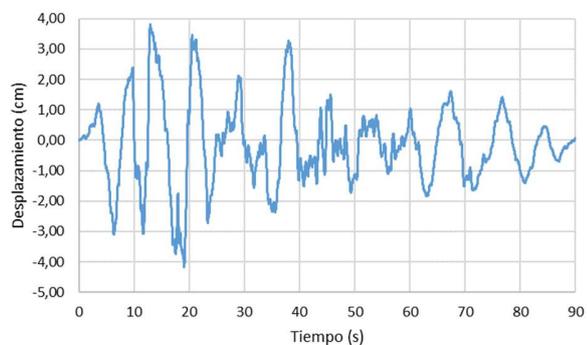
Figura 5.21 Registro de (a) aceleración (b) velocidad (c) desplazamiento del terremoto de Atico (2001) previo al ajuste espectral.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.22 Registro de (a) aceleración (b) velocidad (c) desplazamiento del terremoto de Lima (1974) previo al ajuste espectral.

### 5.3.3 Ajuste espectral

En cuanto a las denominaciones, Acevedo (2003)<sup>(8)</sup> establece una diferencia en acelerogramas que no son reales. Los acelerogramas sintéticos son los derivados de

modelos geológicos de ruptura de fallas, mientras que los acelerogramas artificiales son los obtenidos por estimación en el método de ajuste espectral. Por lo tanto, los registros sísmicos considerados en esta investigación corresponden a acelerogramas artificiales.

De la desagregación de la amenaza sísmica se obtienen valores de magnitud, distancia y tipo de mecanismo focal del sismo con mayor contribución, estos datos son utilizados en la selección de los registros originales para que luego puedan ser ajustados a un espectro objetivo. De acuerdo con ASCE 7-16<sup>(10)</sup>, se recomienda trabajar con 5 registros sísmicos los cuales pueden ser proporcionados por redes de acelerogramas en otros países, pero deben cumplir con los requisitos obtenidos de la amenaza sísmica. Otra recomendación para la elección de registros sísmicos es que sus espectros de respuesta sean similares al espectro objetivo con un 10% de variación en el PGA para tener convergencia al momento del ajuste espectral. La Figura 5.23 muestra los espectros de respuesta antes del ajuste espectral.

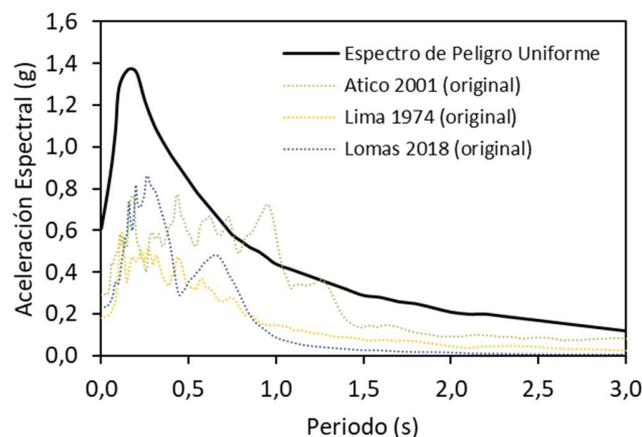


Figura 5.23 Espectros de respuesta original de los registros sísmicos considerados.

Se compararon la intensidad de Arias mediante el gráfico de Husid, puesto que es más práctico de realizar la comparación en lugar de comparar las intensidades de los registros obtenidos, denominados registros semilla (seed) luego de aplicar inicialmente un factor de escalamiento con los registros ajustados espectralmente (matched). Los factores de escalamiento no afectan la duración o el contenido de

frecuencias del movimiento sísmico. La Figura 5.24 muestra los espectros de respuesta de los registros semilla (seed).

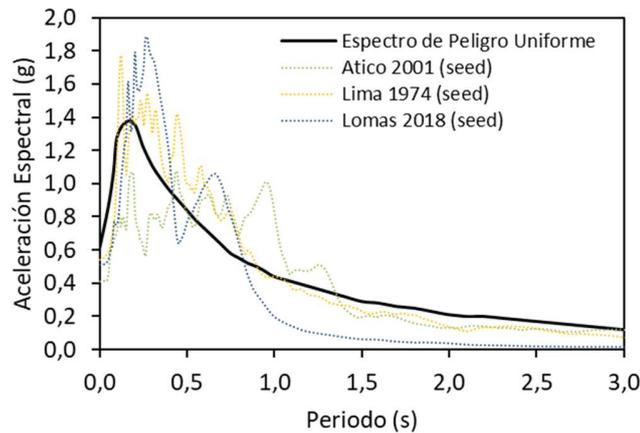


Figura 5.24 Espectros de respuesta de los registros sísmicos semilla (seed) considerados.

Seguidamente en las Figuras 5.25, Figura 5.26 y Figura 5.27 se muestran los gráficos de Amplitudes de Fourier, los cuales ilustran que los registros iniciales no han sido modificados de manera significativa dentro del rango de frecuencias de interés correspondiente a los periodos en el rango de 0.08 s a 10.00 s. El mismo orden de presentación se mantiene en los gráficos de Husid para cada evento seleccionado.

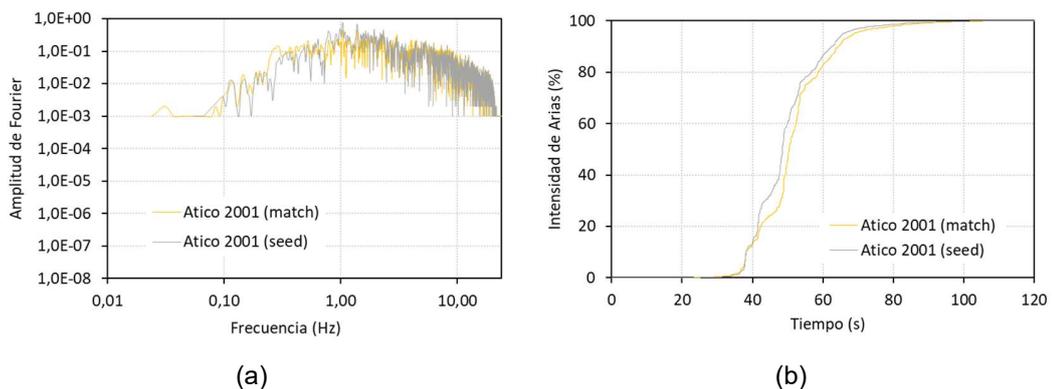


Figura 5.25 Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Atico 2001.

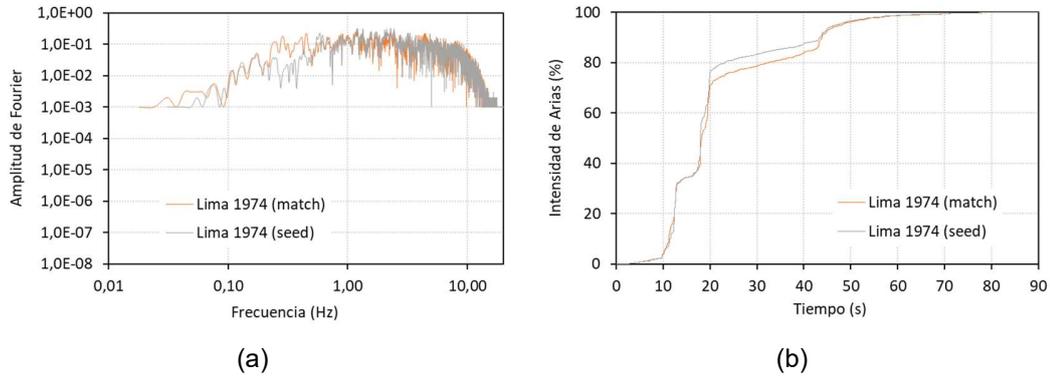


Figura 5.26 Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Lima 1974.

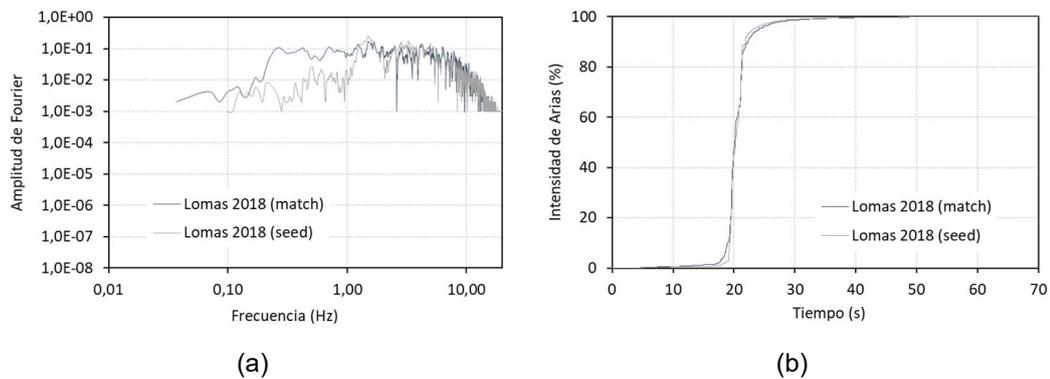


Figura 5.27 Comparación de las Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias – Lomas 2018.

Se utilizará el método de ajuste espectral (Abrahamson, 1993<sup>(1)</sup>; Hancock et al, 2006<sup>(53)</sup> y Al Atik & Abrahamson 2010<sup>(9)</sup>) para generar acelerogramas artificiales cuyos espectros de respuesta sean consistentes con los espectros obtenidos en el estudio de amenaza sísmica. La Figura 5.28 muestra los espectros de respuesta de los registros después del ajuste espectral.

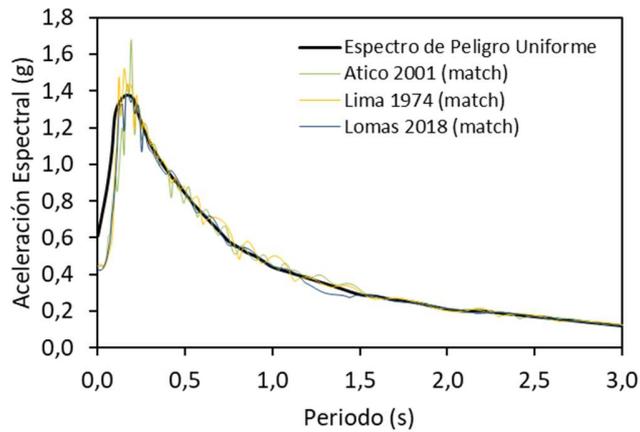


Figura 5.28 Proceso de ajuste espectral de registros sísmicos.

De acuerdo a estos resultados, se puede observar que los acelerogramas sísmicos obtenidos por este método preservan la mayoría de las propiedades estacionarias de las señales sísmicas originales.

A continuación, se presentan los registros de aceleración de los sismos ajustados de Atico 2001 (Figura 5.29), Lima 1974 (Figura 5.30) y Lomas 2018 (Figura 5.31).

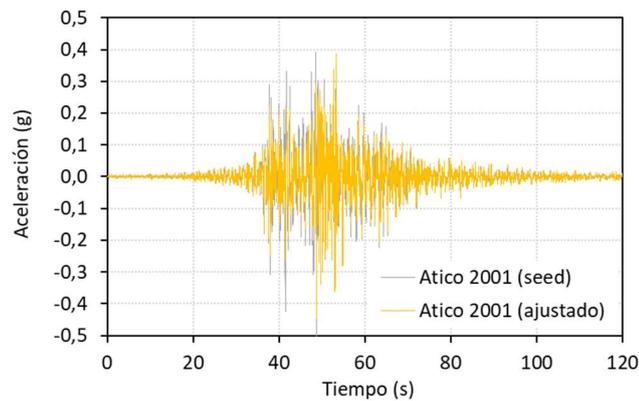


Figura 5.29 Registro sísmico Atico (2001) antes y después del ajuste espectral.

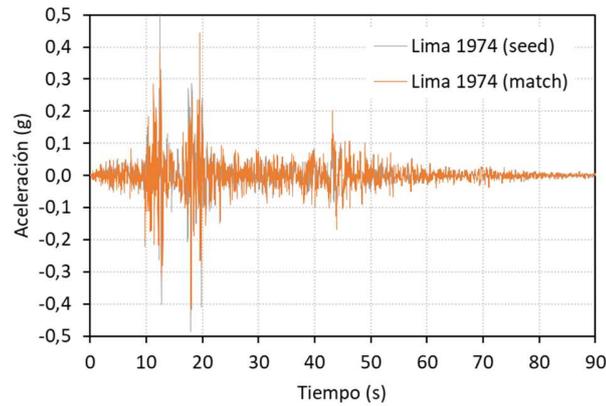


Figura 5.30 Registro sísmico Lima (1974) antes y después del ajuste espectral.

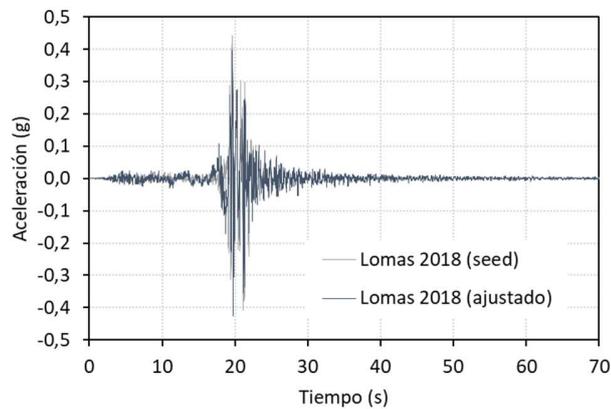


Figura 5.31 Registro sísmico Lomas (2018) antes y después del ajuste espectral.

Uno de los aspectos a evaluar en los acelerogramas artificiales generados es la energía que estos contienen. Este nivel de energía se relaciona de manera proporcional con el valor de intensidad de Arias ( $IA$ ) correspondiente a cada registro, es decir, a mayores valores de  $IA$  el sismo libera mayor energía. El  $IA$  es una medida escalar cuantitativa de la intensidad del movimiento del suelo ( $IM$ ) que capta de forma simulada múltiples características de un registro del movimiento del suelo, como la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración.

Para la estimación de la  $IA$  se vienen desarrollando modelos condicionales del movimiento del suelo (CGMMs), llamados así porque incluyen como parámetros predictivos en el GMM a las aceleraciones espectrales correspondientes a un

espectro de diseño. El uso principal de los modelos condicionales en la práctica es limitar la selección de los movimientos del suelo para que sean coherentes con un espectro de diseño determinado (Macedo et al., 2019)<sup>(74)</sup>. Los CGMMs en combinación con modelos de movimiento del suelo (GMM) resultan en escenarios de modelos de movimiento del suelo los cuales pueden utilizarse para estimar la mediana de IA y su desviación estándar para un escenario de terremoto y condiciones de lugar determinadas (Macedo et al., 2019)<sup>(74)</sup>.

La estimación de IA está condicionada a la aceleración horizontal máxima del suelo (PGA), la aceleración espectral en T=1s (SA<sub>1</sub>), V<sub>S30</sub> y M<sub>w</sub>. La siguiente ecuación muestra la forma funcional considerada para las regresiones:

$$\ln[I_A(m/s)] = c_1 + c_2 \ln(V_{S30}) + c_3 M_w + c_4 \ln(PGA) + c_5 \ln(SA_1) \quad (5.1)$$

En la Figura 5.32 se muestran los valores de intensidad de Arias medias estimadas a partir del modelo condicional propuesto por Macedo et al. (2019)<sup>(74)</sup> de los sismos de interface ajustados al sismo de proyecto. Los valores están próximos a 3,8 m/s (P. 50) y 2,7 m/s (P. 16) lo cual es consistente con la intensidad de Arias estimada por el modelo condicional. A pesar que uno de ellos es menor, será considerado para los análisis dinámicos.

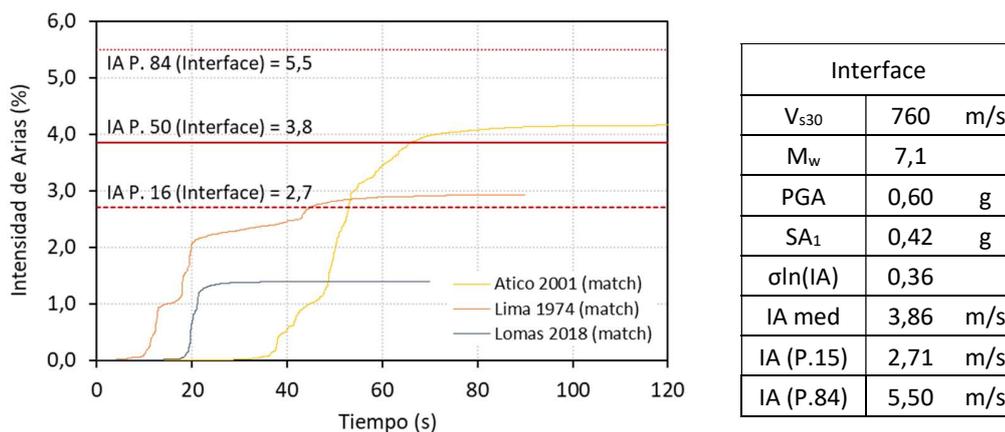


Figura 5.32 Comparación Intensidades de Arias estimada por Macedo et al. (2019)<sup>(74)</sup>.

De los resultados de la desagregación sísmica también se observó una menor contribución de sismos intraplaca, donde aplicando el modelo condicional propuesto por Macedo et al. (2019)<sup>(74)</sup>, se obtuvo valores de intensidad de Arias medias mayores. En la presente investigación se consideró el evento más probable, basado en el precedente del sismo ocurrido el 2013 (ver capítulo 5.6.8). La ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE) también propone que los escenarios sísmicos de análisis no sean solo los más catastróficos sino también los más recurrentes.

#### 5.4 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DINÁMICO

Este capítulo tiene como objetivo evaluar el potencial de licuación dinámica del depósito de relaves de la presa ubicada en Arequipa, Perú, en una región de alta actividad sísmica. El análisis del potencial de licuefacción se realiza mediante métodos determinístico y probabilístico basados en los resultados de pruebas de reconocimiento de SPT simples. La Figura 5.23 muestra el diagrama de flujo de los pasos utilizados para obtener el factor de seguridad frente al inicio de licuefacción o la probabilidad de licuación asociado al potencial de licuefacción dinámico.

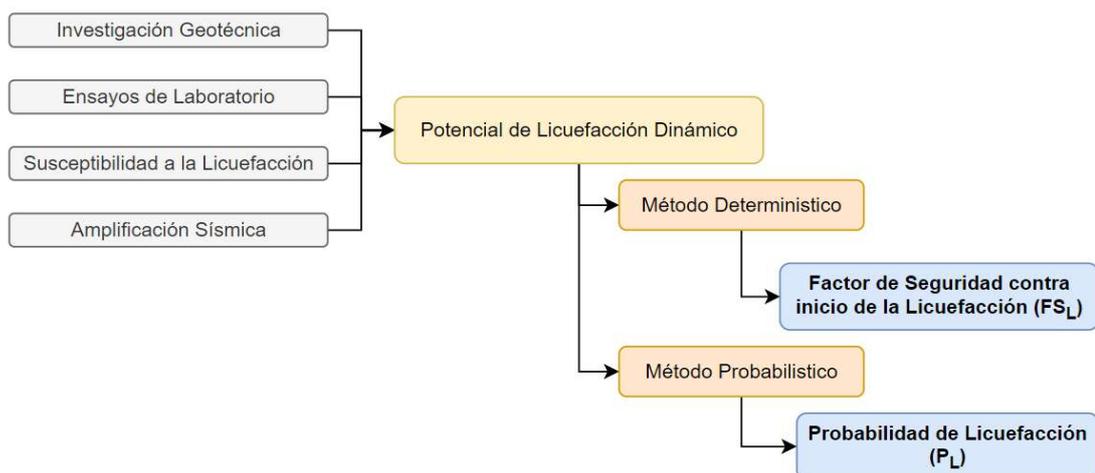


Figura 5.33 Diagrama de flujo de la evaluación del potencial de licuefacción.

Los relaves tipo pulpa normalmente se depositan en el vaso de presas completamente saturadas y con baja densidad relativa. Estos materiales suelen ser utilizados en la construcción de elevaciones durante la operación de la presa hasta su cierre. Dentro de los tipos de recrecimiento se encuentran el método aguas arriba, línea central y aguas abajo; el método aguas arriba resulta ser el más económico y el más inseguro en cuanto a estabilidad. En países con alta actividad sísmica, realizar evaluaciones del potencial de licuefacción de los relaves es de gran importancia, porque define los modelos constitutivos a ser empleados en los análisis numéricos o los valores de resistencia no drenada cuando se realizan los análisis de equilibrio límite post sismo.

#### 5.4.1 Susceptibilidad a la Licuefacción

A partir de la caracterización geotécnica de los relaves de la presa Otapara, y considerando los criterios de Boulanger & Idriss (2008)<sup>(21)</sup>, se concluye que los relaves gruesos (SM) y finos (ML) son materiales susceptibles a licuefacción dinámica.

Una vez que se confirma la susceptibilidad a la licuefacción dinámica, se debe realizar un análisis de activación de la licuefacción, considerando como principal herramienta de ingeniería el uso de los resultados de las pruebas de campo (CPT, SPT, velocidad de onda de corte  $V_s$ ).

#### 5.4.2 Amplificación Sísmica

En la presente investigación se calcularon los valores de  $\tau_{max}$  a diferentes profundidades utilizando el programa Deepsoil v7 (Hashash et al., 2018)<sup>(55)</sup>, considerando el modelo no lineal para simular la respuesta de las diferentes capas de suelo a lo largo de los sondajes SPT-1 y SPT -2 en el depósito de relaves.

Los valores de las velocidades de propagación de la onda SH  $V_s$  a lo largo de los sondajes se determinaron mediante correlaciones con el número de golpes  $N$  del ensayo SPT, propuesto por Hasańgebi & Ulusay (2007)<sup>(54)</sup>: para arenas  $V_s = 90,82 N^{0,319}$ , para arcillas  $V_s = 97,89 N^{0,269}$  y para suelos en general  $V_s = 90 N^{0,309}$ .

La Figura 5.34 muestra las velocidades de las ondas de corte ( $V_s$ ) a lo largo de los sondeos SPT-1 y SPT-2.

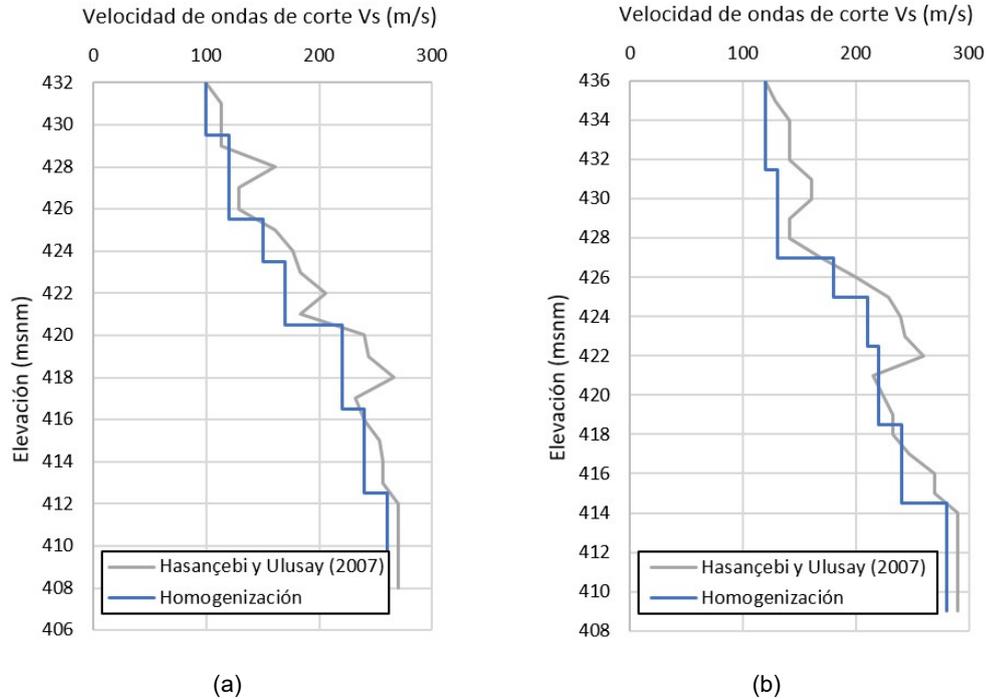


Figura 5.34 Velocidad de las ondas de corte  $V_s$  en los sondeos (a) SPT-1 y (b) SPT-2.

Luego de estandarizar la velocidad de onda de corte, se realizó una discretización de los relaves en estratos, teniendo en cuenta la densidad y el ángulo de fricción. La Figura 5.35 muestra una discretización de los relaves en estratos a lo largo del sondeo SPT-1 y SPT-2.

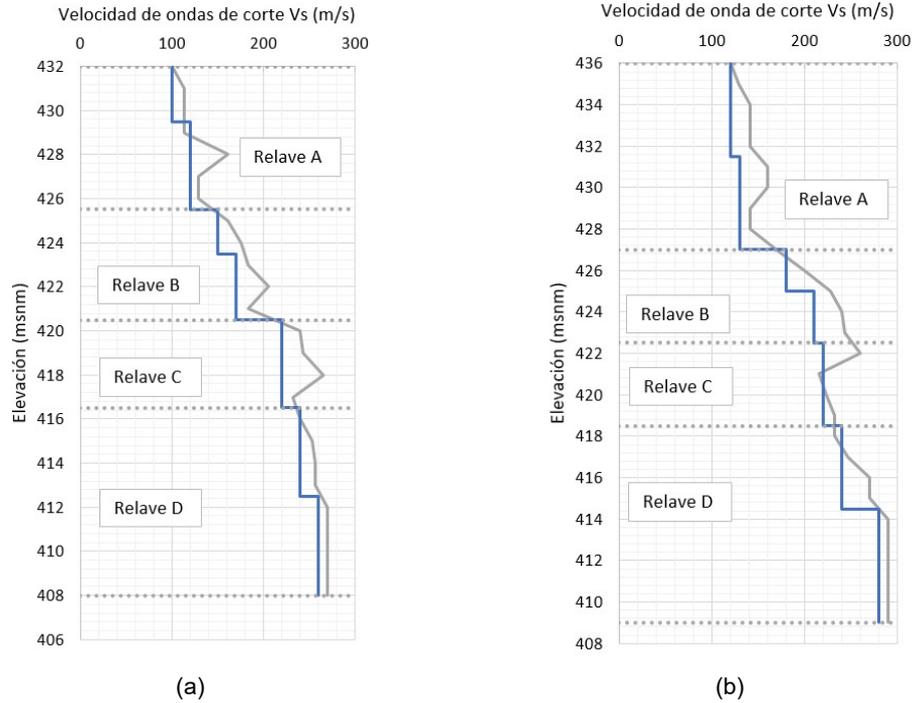


Figura 5.35 Discretización por estratos en el sondaje (a) SPT-1 y (b) SPT-2.

Para el análisis de propagación de la onda sísmica 1D o de amplificación sísmica, con método de análisis no lineal, es necesario brindar las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento con el nivel de deformación de corte impuesto por los esfuerzos de corte cíclicos. En esta investigación se adoptaron las curvas propuestas por Roblee & Chiou (2004)<sup>(88)</sup>, que consideran el porcentaje de finos y el índice de plasticidad (Figura 5.36 y Figura 5.37).

La Figura 5.36 muestra la curva de degradación del módulo de corte y amortiguamiento para los relaves A, B, C y D en el sondaje SPT-1 junto con una línea de corte en 0.1% de deformación.

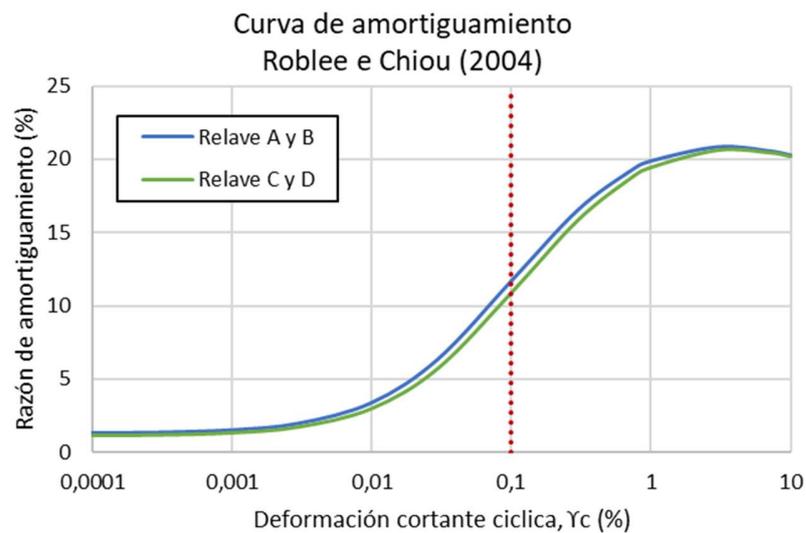
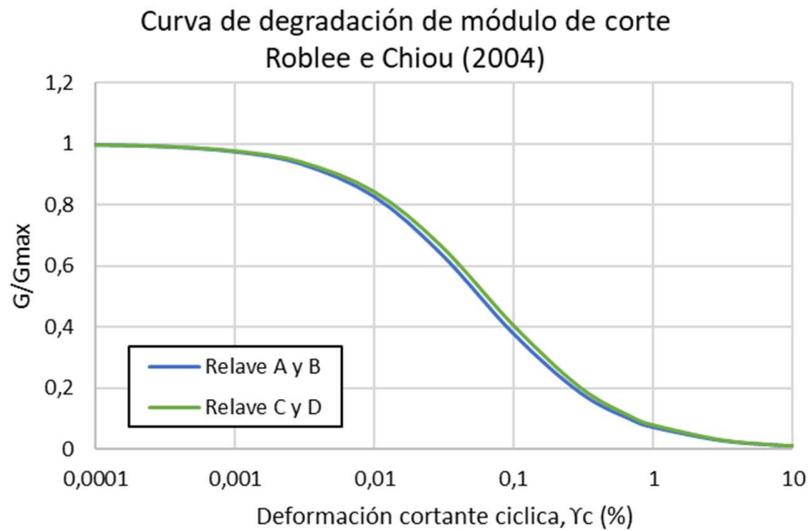
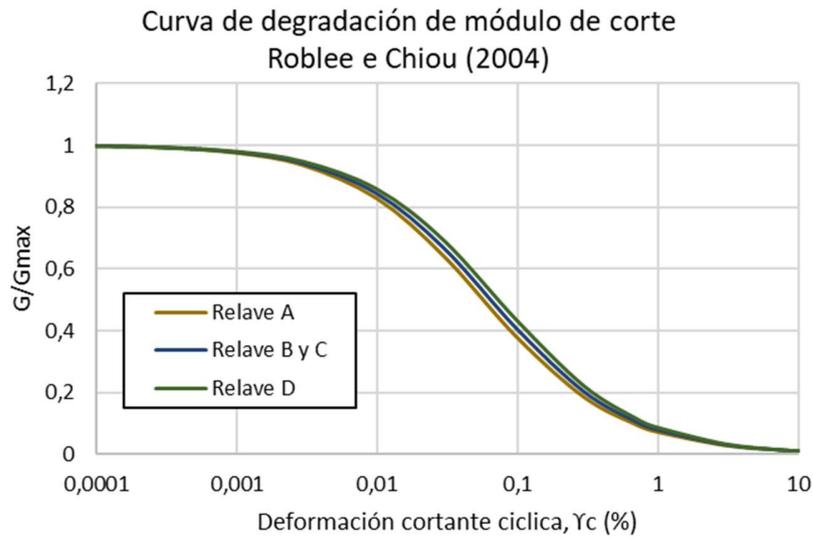
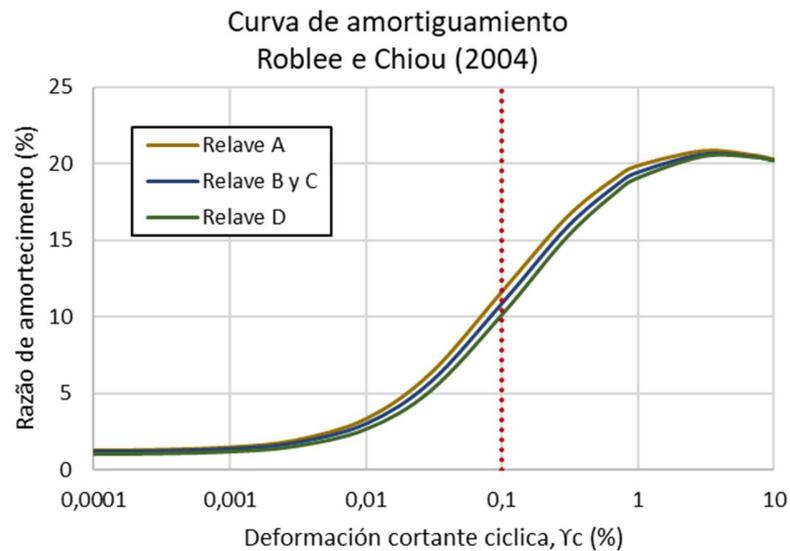


Figura 5.36 Curva (a) reducción del módulo de corte y (b) variación de la relación de amortiguamiento en el sondeo SPT-1.

La Figura 5.37 muestra la curva de reducción del módulo de corte y la variación de la relación de amortiguamiento para los relaves 1 a 4 en el sondaje SPT-2 junto con una línea de corte en 0.1% de deformación.



(a)



(b)

Figura 5.37 Curva (a) reducción del módulo de corte y (b) variación de la relación de amortiguamiento en el sondeo SPT-2.

Finalmente tenemos los valores de aceleración a través de la capa de relaves. Esta evaluación se realizó para los terremotos Lomas 2018, Atico 2001 y Lima 1974 ajustados espectralmente (Figura 5.38).

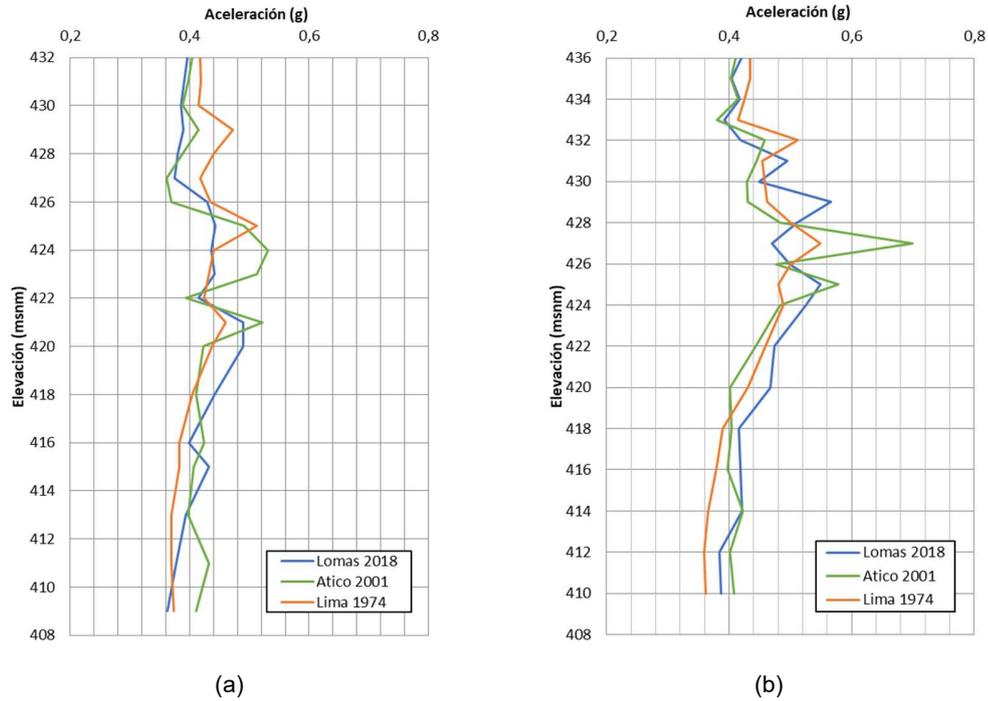


Figura 5.38 Aceleración a diferentes elevaciones en el sondaje (a) SPT-1 y (b) SPT-2.

#### 5.4.3 Método Determinístico

En los métodos empíricos de Boulanger & Idriss (2014)<sup>(22)</sup> y NCEER – *National Center for Earthquake Engineering Research* (Youd & Idriss, 2001)<sup>(119)</sup>, se requiere la determinación de dos variables normalizadas para estimar el inicio de la licuefacción: relación de resistencia cíclica (CRR – *Cyclic Resistance Ratio*), asociada con la capacidad del suelo para resistir la licuefacción, y la relación de esfuerzo cíclico (CSR – *Cyclic Stress Ratio*), asociada con la demanda sísmica en el área de investigación.

El factor de seguridad contra el inicio de la licuefacción  $FS_L$ , en un punto bajo esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$  situado a la profundidad  $z$ , debido a un sismo de magnitud momento  $M_w$ , está determinado por:

$$FS_L = \frac{CRR_M \sigma'_v(z)}{CSR(z)} \quad (5.2)$$

En el caso de los ensayos SPT, la relación de resistencia cíclica se puede estimar a través de gráficas o correlaciones que relacionen los valores de CRR, determinados en sitios donde ocurrió o no la licuefacción, en función del número de golpes  $(N_1)_{60}$  normalizados en relación con la tensión vertical efectiva, porcentaje de finos, longitud de las varillas de prueba, diámetro del sondaje, tipo de muestreador y eficiencia energética del martillo. Como las correlaciones se desarrollaron para terremotos de magnitud  $M_w = 7,5$  y un esfuerzo vertical efectivo de referencia de 1 atm (aproximadamente 100 kPa), la relación de resistencia cíclica  $CRR_{M\sigma'_v}$  de la ecuación 5.1 debe corregirse para la magnitud particular del terremoto  $M_w$ , en función de un factor de escala MSF (factor de escala de magnitud), y el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$  que actúa en la profundidad  $z$ .

Idriss & Boulanger (2010)<sup>(62)</sup> compararon los valores de CRR con los obtenidos por el método NCEER (Youd & Idriss, 2001)<sup>(119)</sup>, concluyendo que para profundidades  $z \leq 12\text{m}$  las estimaciones producidas por ambos métodos empíricos son razonables, con diferencias de como máximo  $\pm 10\%$ . Para  $z > 12\text{m}$ , el método de Idriss & Boulanger (2010)<sup>(62)</sup> predice resultados más cercanos a los observados en campo y en pruebas de laboratorio.

La relación de esfuerzos cíclicos  $CSR_{(z)}$  está determinada por la Ecuación 5.3 propuesta por Seed & Idriss (1971)<sup>(96)</sup>, expresada en términos de un valor uniforme equivalente al 65% de la relación máxima de esfuerzos cortantes cíclicos:

$$CSR_{(z)} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (5.3)$$

donde  $\tau_{max}$  es el esfuerzo cortante cíclico máximo inducido por el sismo a la profundidad  $z$  y  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo correspondiente in situ. La elección del nivel de esfuerzo de referencia (factor 0.65) fue propuesta por Idriss & Seed (1967)<sup>(60)</sup>, y se adopta comúnmente en la práctica de la ingeniería.

### 5.4.3.1 Método Boulanger & Idriss 2014<sup>(22)</sup>

Habiendo determinado los valores de  $CSR_{(z)}$  y de  $CRR_{M \sigma'_{(z)}}$  es posible calcular la distribución de los factores de seguridad  $FS_L$  con profundidad (Ec. 5.2). De la evaluación realizada por el método simplificado de Boulanger & Idriss (2014)<sup>(22)</sup> en el sondaje SPT-1 (Figura 3.3), la capa de relaves con potencial de licuefacción se encuentra entre 432m y 416m, con una zona no licuable entre 421m y 419m (Figura 5.39(a)). En el sondaje SPT-2 (Figura 3.3) la capa de relaves con potencial de licuefacción se encuentra entre 436m y 418m, con una zona no licuable entre 423m y 421m (Figura 5.39(b)) (Ver Anexo 3).

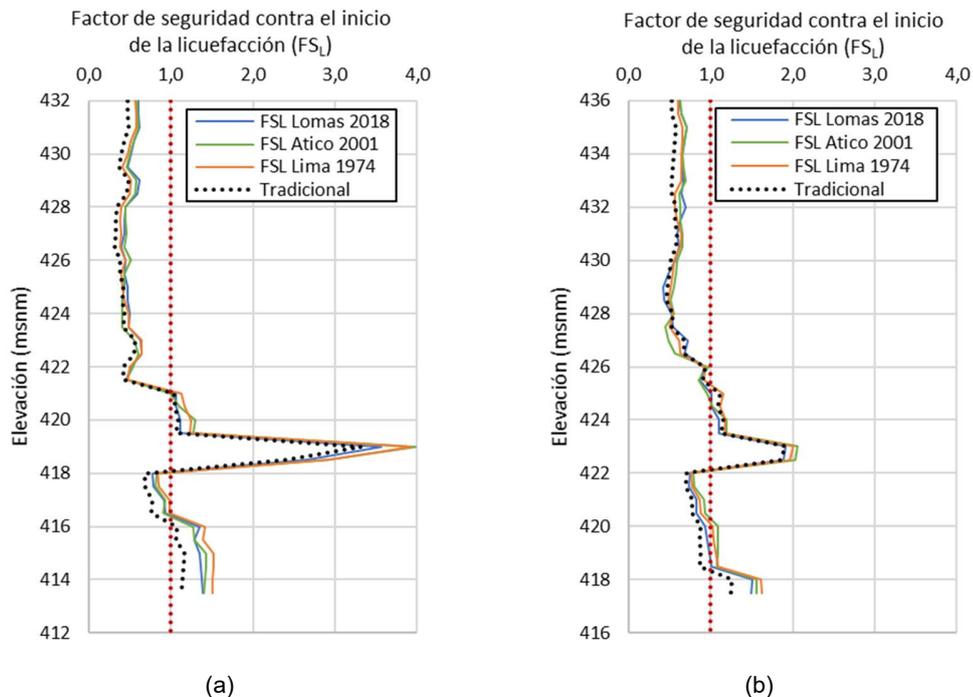


Figura 5.39 Variación del factor de seguridad frente a la licuefacción considerando los tres sismos de diseño: a) sondaje SPT-1; b) sondaje SPT-2 (Boulanger & Idriss, 2014)<sup>(22)</sup>.

### 5.4.3.2 Método Youd & Idriss 2001<sup>(119)</sup>

Habiendo determinado los valores de  $CSR_{(z)}$  y de  $CRR_{M\sigma'_{(z)}}$  es posible calcular la distribución de los factores de seguridad  $FS_L$  con profundidad (Ec. 5.2). De la evaluación realizada por el método simplificado de Youd & Idriss (2001)<sup>(119)</sup> en el sondaje SPT-1 (Figura 3.3) la capa de relaves con potencial de licuefacción se encuentra entre 430m y 421m (Figura 5.40(a)). En el sondaje SPT-2 (Figura 3.3) la capa de relaves con potencial de licuefacción se encuentra entre 430m y 426m (Figura 5.40(b)) (ver Anexo 3).

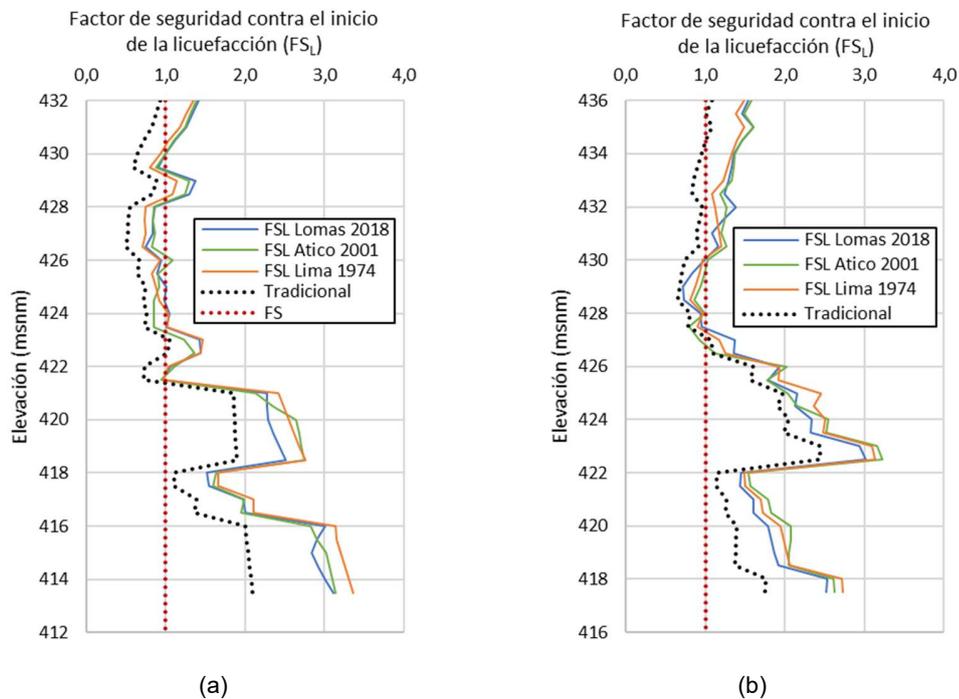


Figura 5.40 Variación del factor de seguridad frente a la licuefacción considerando los tres sismos de diseño: a) sondaje SPT-1; b) sondaje SPT-2 (Youd et al., 2001)<sup>(119)</sup>.

### 5.4.3.3 Método Castro 2014<sup>(35)</sup>

Según Castro (2014)<sup>(35)</sup> la deformación por cortante que activa la licuefacción se encuentra entre 0,2% a 1,0%. Se obtiene una buena concordancia con el método de Boulanger & Idriss (2014)<sup>(22)</sup> y Youd & Idriss (2001)<sup>(119)</sup> para una deformación por cizallamiento del 0,4 %.

De la evaluación de las deformaciones de corte en el sondaje SPT-1, tenemos deformaciones superiores al 0,4% en elevaciones entre 432 m y 421 m. En el sondaje SPT-2 tenemos deformaciones superiores al 0,4% en elevaciones entre 436m y 423m (Figura 5.41 y Figura 5.42).

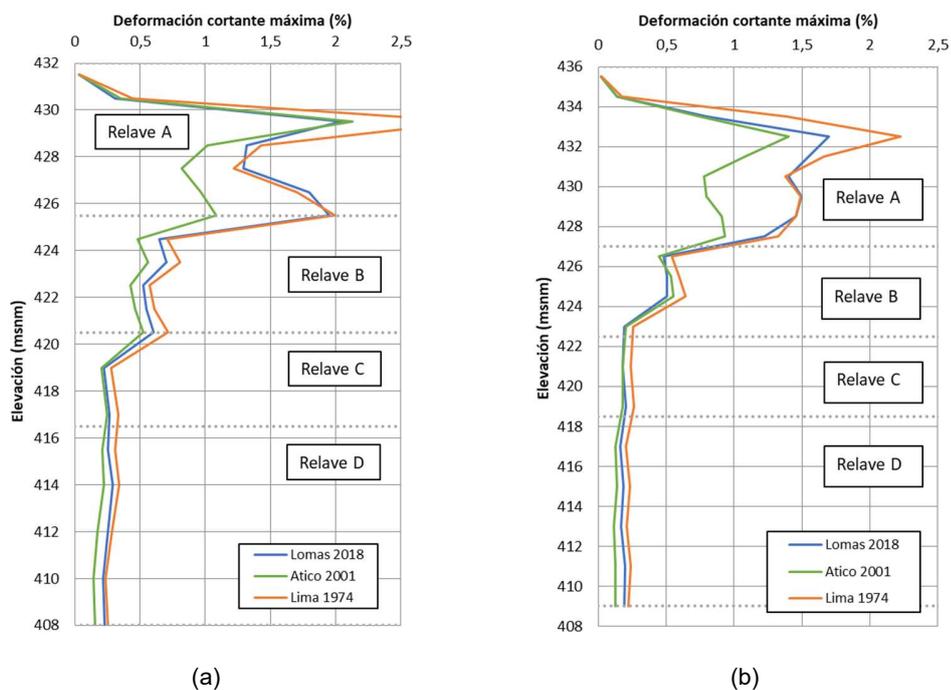


Figura 5.41 Esfuerzo cortante máximo en el sondaje (a) SPT-1 y (b) SPT-2.

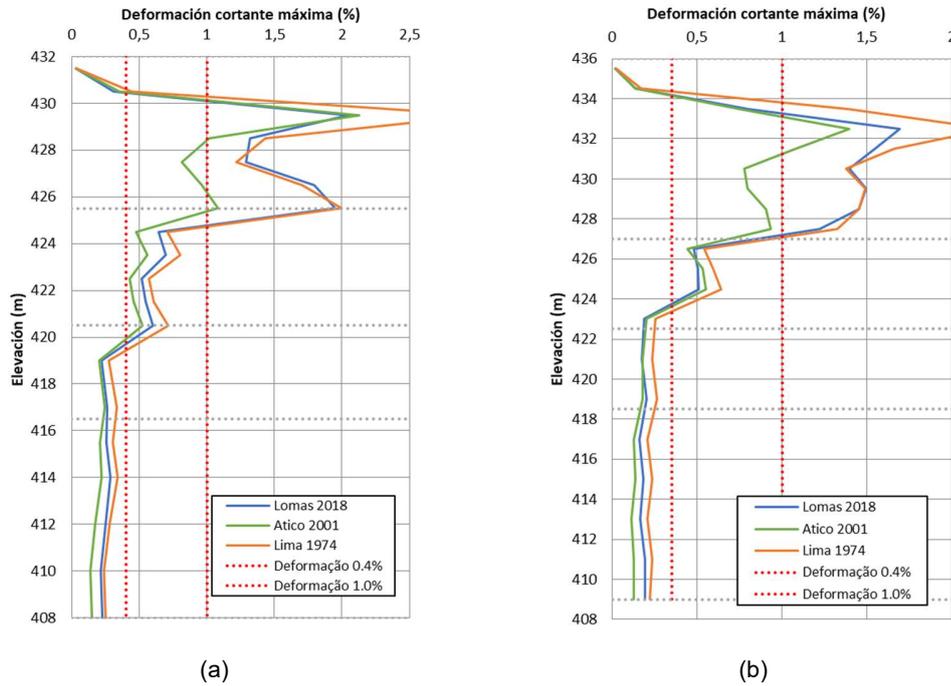


Figura 5.42 Deformación que activa la licuefacción en el sondaje (a) SPT-1 y (b) SPT-2.

De la evaluación del potencial de licuefacción por los diferentes métodos, podemos considerar conservadoramente que la perforación SPT-1 tendría licuefacción entre las elevaciones 432m a 421m y entre 418m a 416m. En la perforación SPT-2, habría licuefacción entre las elevaciones 436m a 424m y entre 422m y 418m.

#### 5.4.4 Método Probabilístico

Una segunda forma de cuantificar el potencial de iniciación de la licuefacción es en términos de la probabilidad de licuefacción  $P_L$ . Una de las principales ventajas de esta metodología es que esta información contribuye a la toma de decisiones en proyectos modernos basados en el análisis de riesgos. Una versión probabilística para determinar la CRR en función del número de golpes  $(N_1)_{60}$  fue presentada por Idriss & Boulanger (2010)<sup>(62)</sup>, basada en el método de máxima verosimilitud desarrollado por Cetin et al. (2002<sup>(37)</sup>, 2004<sup>(38)</sup>). Las incertidumbres solo se consideran en el modelo de cálculo, pero también es importante estimar, para cada caso de estudio específico,

las incertidumbres asociadas al valor de  $(N_1)_{60}$ , las cuales dependen de dos fuentes principales: la primera, por la variabilidad de equipo SPT y los procedimientos de prueba, y el segundo relacionado con la representatividad de los resultados de la prueba, que depende del número de perforaciones realizadas y su ubicación en relación con el estrato susceptible de licuefacción, el grado de conocimiento de las condiciones geológicas locales, incluyendo la heterogeneidad del depósito.

Idriss & Boulanger (op.cit.) presentaron la siguiente correlación para estimar la probabilidad condicional de licuefacción para valores de  $CSR_{M=7,5 \sigma'_v=1atm}$  y  $(N_1)_{60cs}$ :

$$P_L((N_1)_{60cs}, CSR_{M=7,5 \sigma'_v=1atm}) = \Phi \left[ \frac{\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,67 - \ln(CSR_{M=7,5 \sigma'_v=1atm})}{\sigma_{\ln(R)}} \right] \quad (5.4)$$

$$CSR_{M=7,5 \sigma'_v=1atm} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \quad (5.5)$$

donde  $\Phi$  es la función de probabilidad acumulada de la distribución normal y  $\sigma_{\ln(R)} = 0.13$  es la desviación estándar determinada por Idriss & Boulanger (2010)<sup>(62)</sup> para el modelo probabilístico.

La Figura 5.43 ilustra la variación de la probabilidad de licuefacción con la profundidad para los sondajes SPT-1 y SPT-2 para los tres sismos de diseño.

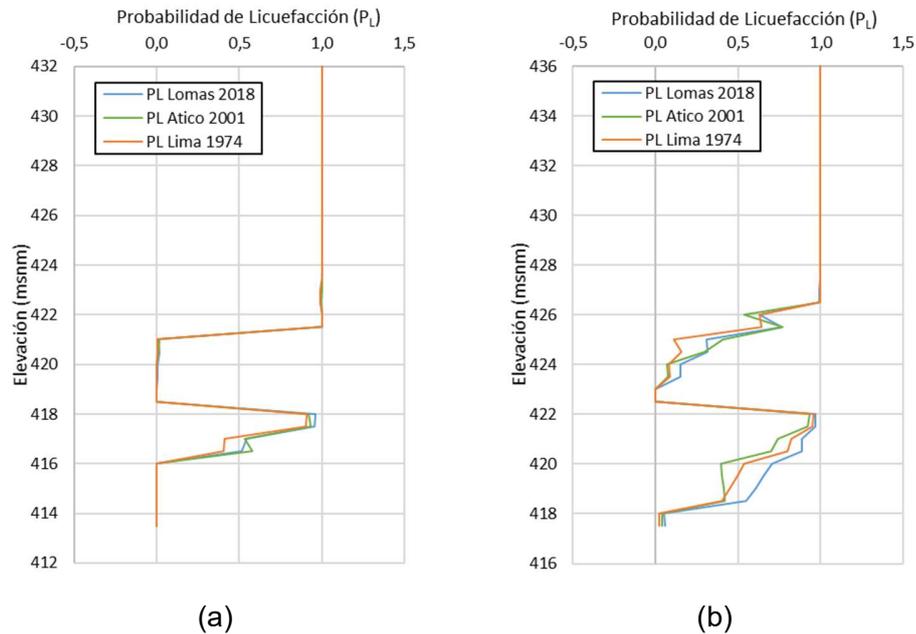


Figura 5.43 Variación en la probabilidad de licuefacción para los tres sismos de diseño: a) Sondaje SPT-1; b) Sondaje SPT-2.

## 5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el análisis estático de la presa se realizó un modelo numérico mediante incrementos de carga simulando el proceso de construcción con la finalidad es obtener la presión de poros del agua, tensiones efectivas, esfuerzos cortantes y la superficie de falla; esta superficie fue utilizada en el análisis de equilibrio límite para la condición de estabilidad global. Además, fueron evaluadas condiciones de estabilidad local y post-sismo por el método de equilibrio límite. El nivel freático dentro del cuerpo de la presa se determinó con base en los sondajes SPT realizados. La Figura 5.44 muestra el diagrama de flujo de los pasos utilizados en el modelo numérico y analítico para el análisis estático.

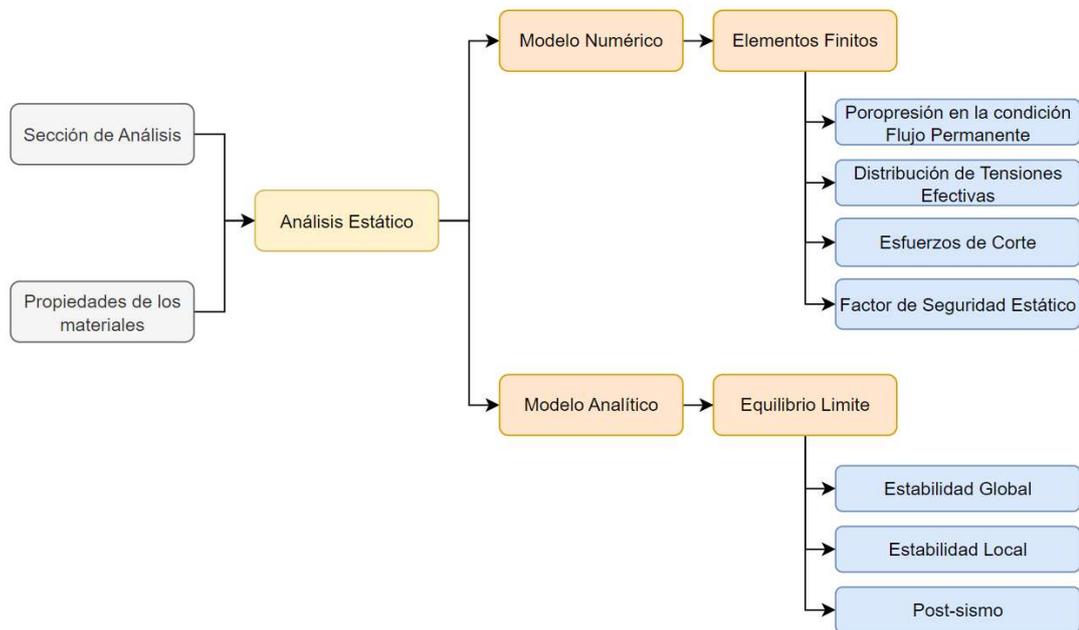


Figura 5.44 Diagrama de flujo del análisis estático.

### 5.5.1 Presión de poros del agua en condiciones de flujo permanente

La Figura 5.45 muestra los resultados numéricos de la presión de poros del agua para la condición de flujo permanente, indicativo de estable en el tiempo.

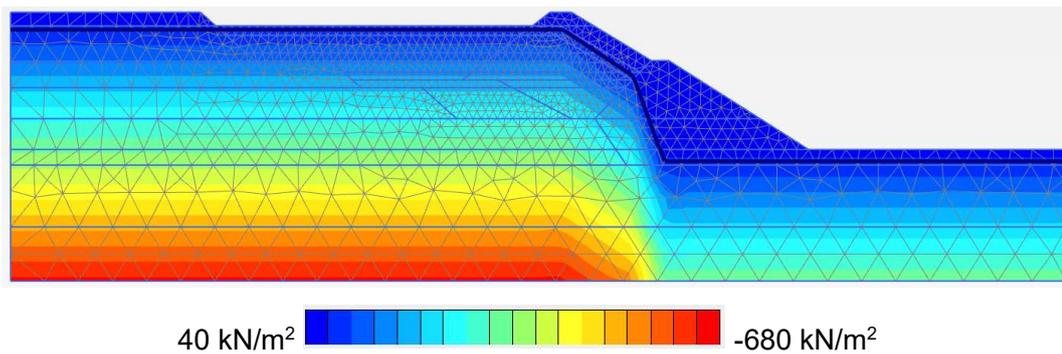


Figura 5.45 Presión intersticial activa en el cuerpo de la presa antes del terremoto.

### 5.5.2 Distribución de tensiones efectivas

La Figura 5.46 muestra la distribución de los esfuerzos efectivos verticales y horizontales de la presa.

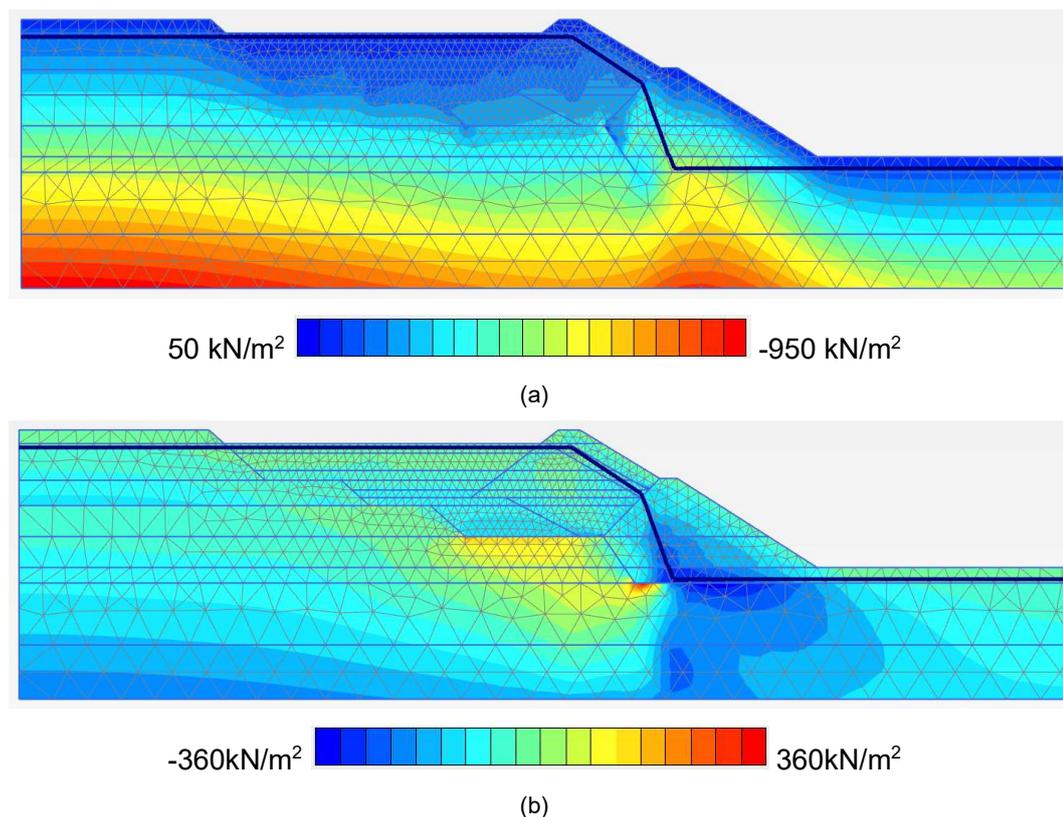


Figura 5.46 Distribución de tensiones efectivas verticales (a) y horizontales (b) en estado estático.

### 5.5.3 Esfuerzos de corte

La Figura 5.47 muestra la distribución de esfuerzos cortantes de la presa.

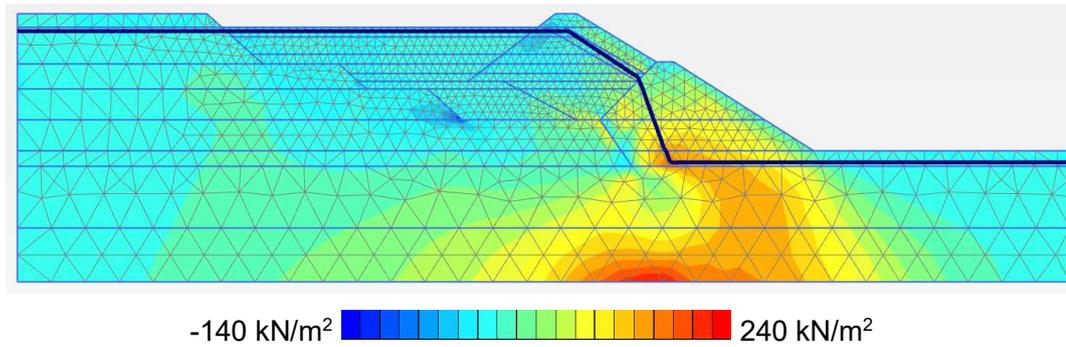


Figura 5.47 Esfuerzos cortantes en el plano horizontal ( $\tau_{xy}$ ) en estado estático.

### 5.5.4 Factor de seguridad estático

El factor de seguridad estático después de la construcción, determinado con la técnica de reducción de resistencia en el programa PLAXIS 2D, es de 1,41. La Figura 5.48 muestra la superficie de ruptura de la presa.

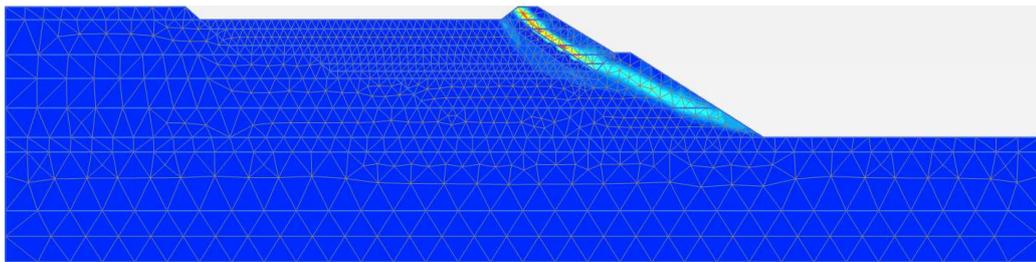


Figura 5.48 Superficie de falla de la presa en estado estático.

Una ventaja de emplear un método numérico como el de elementos finitos es que no es necesario definir de antemano la forma y la ubicación de la superficie de ruptura, ya que se determinan durante el proceso de solución. La Figura 5.49 muestra los campos de desplazamiento de la presa donde se define la superficie de ruptura.

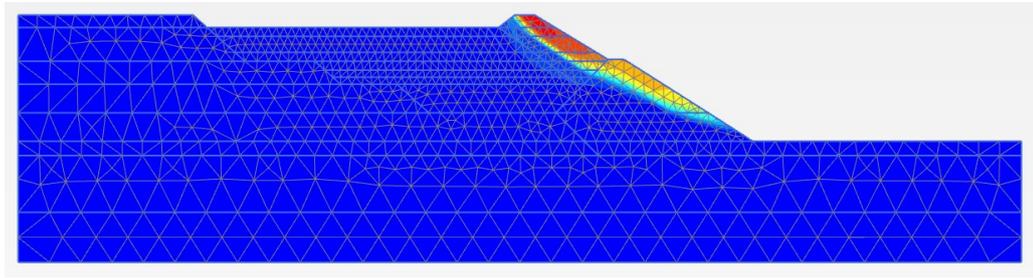
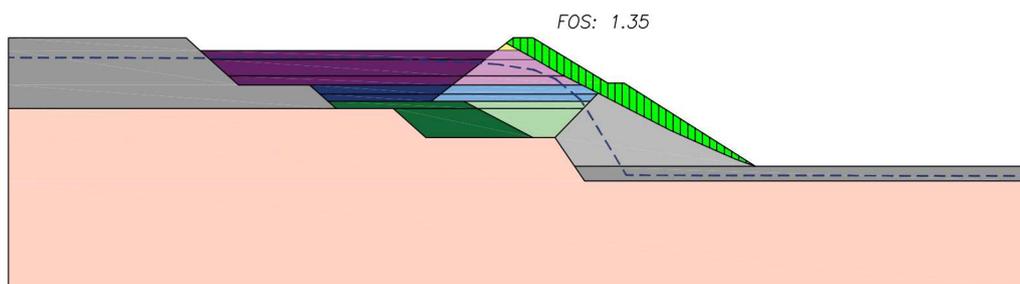


Figura 5.49 Campo de desplazamiento de la presa en estado estático.

### 5.5.5 Análisis Estático

Los análisis de estabilidad de taludes de la presa de relaves se evaluaron con el método de equilibrio límite y el método simplificado de Spencer. Los valores de los factores de seguridad se calcularon con el programa SLIDE v.7 (Rocscience, 2017)<sup>(101)</sup>. Se empleó la superficie de ruptura global obtenida por el método numérico, así como otras posibles superficies de ruptura locales.

La Figura 5.50 presenta los resultados del análisis por el método de equilibrio límite para las condiciones de falla más probables. Los valores obtenidos son menores a los establecidos en las normas (mayores o iguales a 1.5).



(a)

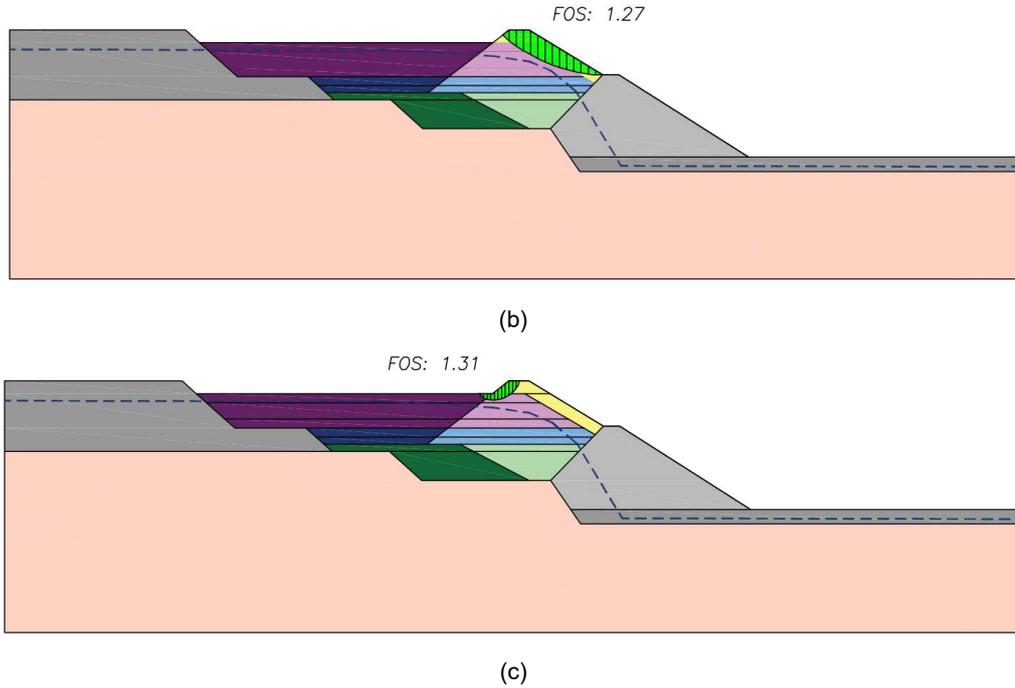


Figura 5.50 Análisis estático de estabilidad (a) global aguas abajo, (b) local aguas abajo y (c) local aguas arriba.

El resumen de los factores de seguridad estático para diferentes condiciones se presenta en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13 Factor de seguridad del análisis estático.

	Superficies de ruptura	FS Equilibrio Límite	FS Elementos Finitos
<b>a</b>	Global aguas abajo	1.35	1.41
<b>b</b>	Local aguas abajo	1.27	-
<b>c</b>	Local aguas arriba	1.31	-

Dónde: FS es Factor de Seguridad

### 5.5.6 Análisis post-sismo

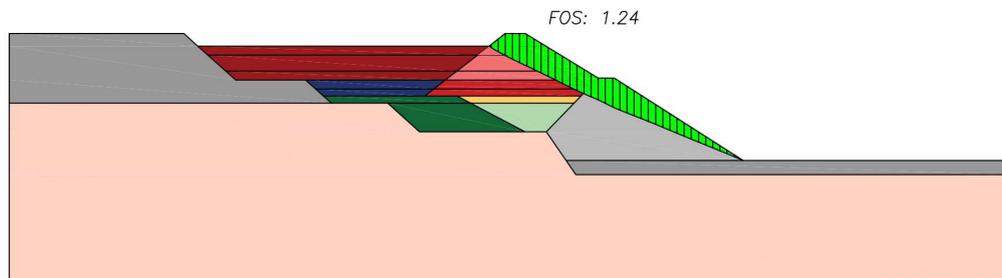
Los análisis de estabilidad posteriores al terremoto se realizaron utilizando análisis de equilibrio límite convencional. El método incorpora la resistencia residual no drenada ( $S_{ur}$ ) como parámetro de resistencia al corte para aquellos materiales susceptibles de licuefacción. La resistencia residual ( $S_{ur}$ ) se evaluó con base en las correlaciones

propuestas por Idriss & Boulanger (2008)<sup>(61)</sup> para condiciones de drenaje adecuado. La Tabla 5.14 muestra los valores de resistencia residual de los relaves susceptibles de licuefacción.

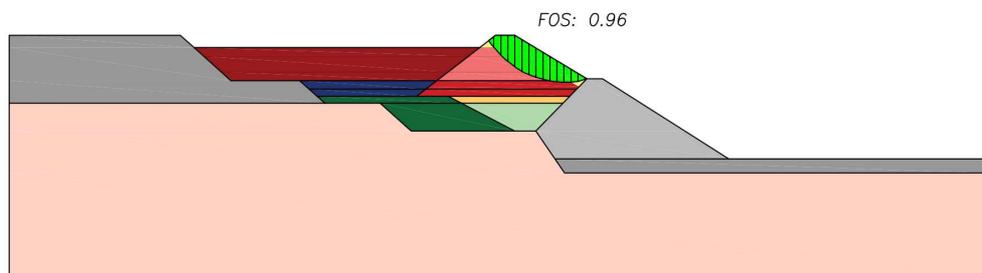
Tabla 5.14 Parámetros de resistencia residual para relaves.

Material	Descripción	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{LIQ}$
R0	Relave 0	16,5	0.10
R3	Relave 3	16,5	0.10
R4	Relave 4	17,0	0.15
R5	Relave 5	17,0	0.20

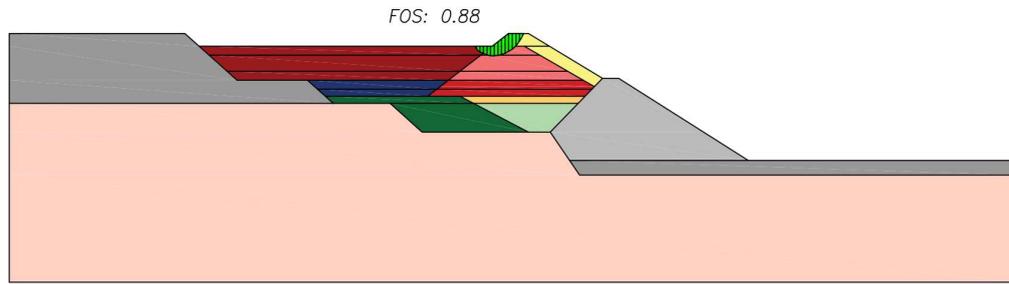
La Figura 5.51 muestra los resultados del análisis post-sismo de la presa. El valor obtenido en la Figura 5.51(a) no compromete la estabilidad general; sin embargo, los valores obtenidos en la Figura 5.51(b) y la Figura 5.51(c) comprometen la estabilidad de la presa.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.51 Análisis de estabilidad post-sismo (a) global aguas abajo (b) local aguas abajo y (c) local aguas arriba.

Los factores de seguridad para diferentes condiciones se presentan en la Tabla 5.15. El análisis post-sismo arrojó valores bajos que indican el posible colapso de los taludes debido a la carga sísmica.

Tabla 5.15 Factor de seguridad post-sismo para diferentes superficies de ruptura y condiciones.

Superficies de ruptura		Factor de seguridad
		Post-sismo
<b>a</b>	Global aguas abajo	1.24
<b>b</b>	Local aguas abajo	0.96
<b>c</b>	Local aguas arriba	0.88

Una de las principales variables a evaluar una vez finalizado el sismo son los desplazamientos permanentes, que indican el nivel de servicio de la presa.

## 5.6 ANÁLISIS DINÁMICO

Este capítulo tiene como objetivo evaluar el comportamiento dinámico de la presa de relaves, ubicado en Arequipa, Perú, ante tres sismos de diseño ajustados al espectro de respuesta obtenido de un estudio de amenaza sísmica. Los resultados del análisis numérico por el método de los elementos finitos se compararon con valores del factor de seguridad frente a la licuefacción determinados por métodos empíricos. En el modelo numérico, se simuló el comportamiento mecánico de los relaves con los

modelos constitutivos elastoplásticos PM4Sand<sup>(23)</sup> y PM4Silt<sup>(24)</sup>, capaces de estimar el potencial dinámico de licuefacción y el ablandamiento de materiales sometidos a carga cíclica. Los principales aspectos analizados en la investigación fueron los campos de desplazamiento, la historia y distribución final del parámetro de presión intersticial ( $r_u$ ), las aceleraciones espectrales y la historia de los desplazamientos verticales. La Figura 5.52 muestra el diagrama de flujo de los pasos utilizados en el análisis dinámico.

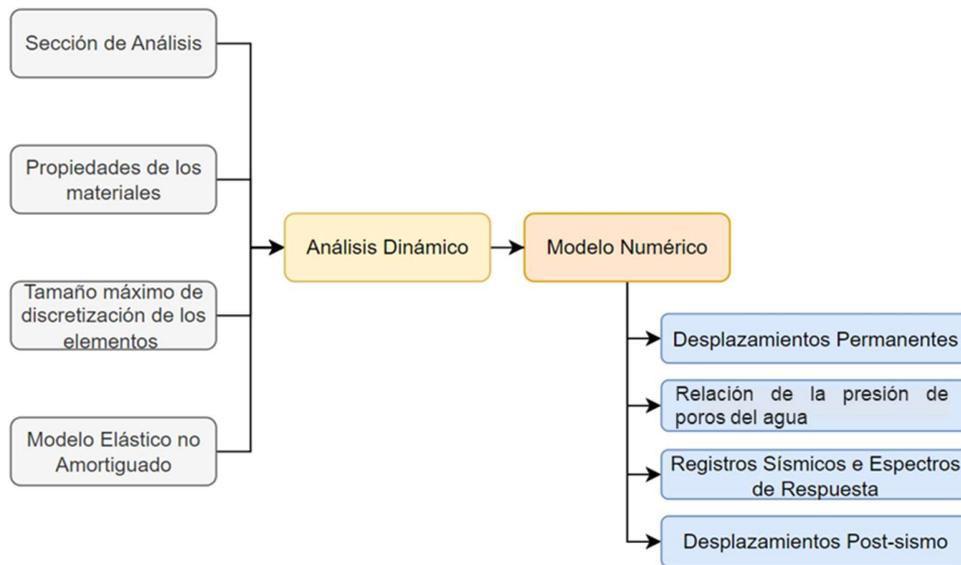


Figura 5.52 Diagrama de flujo del análisis dinámico.

### 5.6.1 Tamaño máximo de la zona de discretización

Antes del análisis numérico, es importante definir los tamaños máximos de elementos para los diferentes materiales en la malla de elementos finitos. Según el criterio de Kuhlemeyer & Lysmer (1973)<sup>(68)</sup>, basado en la longitud de onda de corte más corta.

El procedimiento consiste en verificar hasta qué frecuencia umbral, conocida como frecuencia de corte, se puede filtrar el registro sísmico aplicado en la base de la malla sin comprometer significativamente la energía transmitida por el sismo. Para ello se analiza el espectro de potencia del registro de velocidad, ya que en el análisis sísmico de la presa se considerará una condición base flexible; por lo tanto, es necesario

ingresar la carga en términos de esfuerzos cortantes, que son una función del registro de velocidad. Los valores de frecuencia de corte y los espectros de potencia correspondientes de los sismos considerados se muestran en la Figura 5.53.

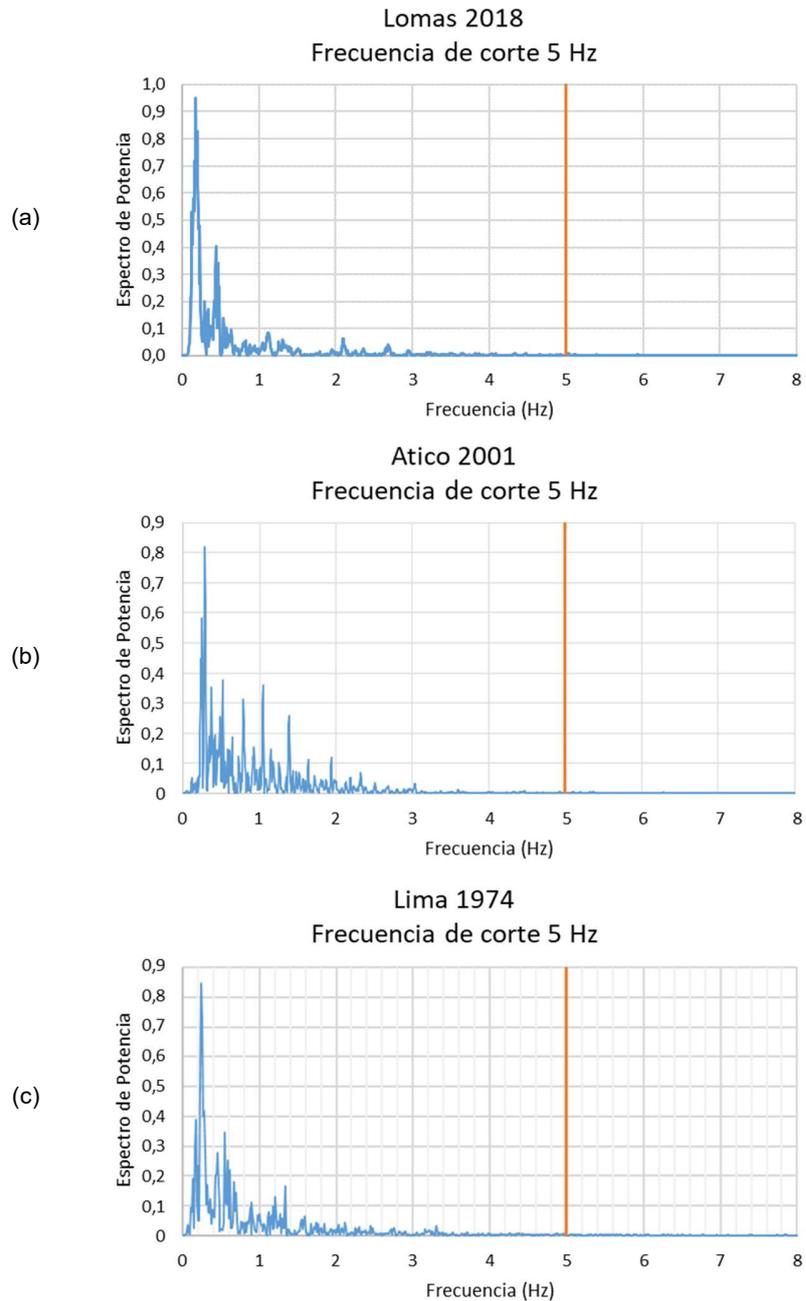


Figura 5.53 Espectros de potencia de velocidades y frecuencias de corte de sismos artificiales (a) Lomas 2018 (b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

Una vez determinada la frecuencia de corte ( $f_c$ ) y conocidas las velocidades de onda de corte ( $v_s$ ) en los diferentes materiales que forman la presa, es posible calcular la longitud máxima del elemento en la dirección de propagación de la onda sísmica (dirección vertical).

Como se detalla en la Tabla 5.16, los valores van desde 5,0 m hasta 35,0 m para materiales, pero en relaves los tamaños máximos de los elementos en el modelo de Plaxis 2D fue 2,0 m.

Tabla 5.16 Determinación del tamaño máximo de discretización de elementos.

Material	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_{max}$ (Mpa)	$V_s$ (m/s)	$f_c$ (Hz)	$\lambda$ (m)	$\lambda/8$ (m)	Plaxis 2D (m)
Relave 0	16,5	112	238	5	48	6,0	2,0
Relave 1	16,5	112	238	5	48	6,0	2,0
Relave 2	19	80	198	5	40	5,0	2,0
Relave 3	17	169	291	5	58	7,3	2,0
Relave 4	17	294	381	5	76	9,5	2,0
Relave 5	17	319	397	5	80	10	5,0
Relave 6	19	192	310	5	62	7,75	5,0
Relleno Compactado	21	277	377	5	75	9,4	6,0
Depósito Aluvial	20	277	368	5	74	9,2	6,0
Roca	24	5625	1400	5	280	35,0	8,0

Donde:

$\gamma_{total}$ : Peso específico; G: Módulo de corte;  $V_s$ : Velocidad de onda de corte;  $f_c$ : frecuencia de corte;  $\lambda$ : Longitud de onda.

Después de la discretización de la malla, tenemos que la calidad mínima es de 0,62 en los relaves. La calidad de la malla está relacionada a que tan equiláteros son los elementos triangulares cuanto más semejantes a un triángulo equilátero la calidad será más cercana a uno. Existe recomendaciones donde se sugiere valores no menores de 0,6 para que el proceso de integración numérica pueda converger. En la Figura 5.54 se muestra la discretización de la malla de la sección transversal.

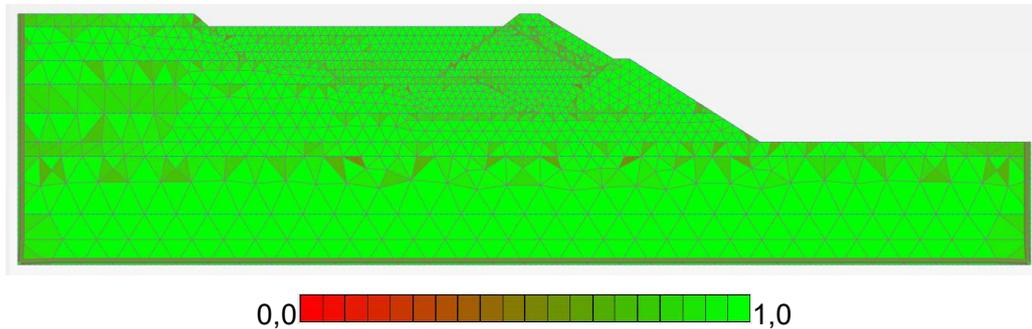


Figura 5.54 Discretización de la malla de la sección transversal.

### 5.6.2 Simulación elástica no amortiguada

La simulación elástica no amortiguada permite estimar las frecuencias predominantes de los materiales que componen la presa, la cual es necesaria conocer cuando se utiliza el amortiguamiento de Rayleigh.

Para determinar la frecuencia predominante no amortiguada se estimaron registros de velocidad en puntos representativos de los materiales de la estructura y se generaron los respectivos espectros de Fourier, que permiten obtener los valores de frecuencia más altos.

La Tabla 5.17 presenta los resultados del análisis dinámico elástico no amortiguado en términos de la frecuencia predominante de vibración para los diferentes materiales. Se observó que las frecuencias predominantes oscilaron entre 0,25 Hz y 4,80 Hz.

Como en el caso de la aplicación del amortiguamiento de Rayleigh, la frecuencia predominante debe definirse en un rango de frecuencia aproximadamente constante, se decidió considerar 2.70 HZ como la frecuencia predominante no amortiguada del sistema con un periodo de 0.37 segundos.

Tabla 5.17 Frecuencias predominantes de vibración obtenidas en diferentes materiales.

Material	1° Frecuencia (Hz)	2° Frecuencia (Hz)	3° Frecuencia (Hz)	4° Frecuencia (Hz)
Roca	0.25	0.55	1.35	2.70
Depósito aluvial	0.25	0.55	1.35	2.70
Relleno compactado	0.25	0.55	1.35	2.70
Relave 0	2.70	0.25	4.80	0.55
Relave 1	2.70	0.25	0.55	1.35
Relave 2	2.70	0.25	0.55	1.35
Relave 3	2.70	0.25	0.55	1.35
Relave 4	2.70	0.25	0.55	1.35
Relave 5	2.70	0.25	0.55	1.35
Relave 6	0.25	0.55	2.70	1.35

### 5.6.3 Desplazamiento permanente

Los altos desplazamientos obtenidos de la modelación numérica se deben a la densificación de los relaves por la técnica de construcción aguas arriba. La Figura 5.55 muestra los puntos de observación de la presa para medir los desplazamientos permanentes, además del historial de presión intersticial, registros sísmicos y espectros de respuesta.

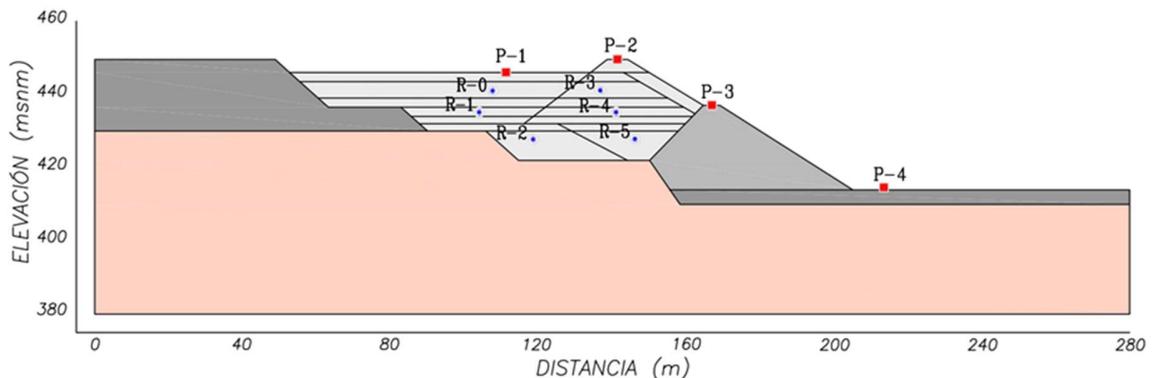


Figura 5.55 Puntos de control para desplazamientos y presiones intersticiales.

Para el control de los desplazamientos se eligen los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 por estar ubicados en la playa de relaves, en la cresta de relaves, en la cresta del relleno compactado, y la base de la presa de relaves, respectivamente. Además, para el control de la presión de poros del agua de los relaves en los puntos R-0, R-1, R-2, R-3, R-4 y R-5.

La Figura 5.56 muestra la historia de los desplazamientos generados por el sismo artificial de Lomas (2018).

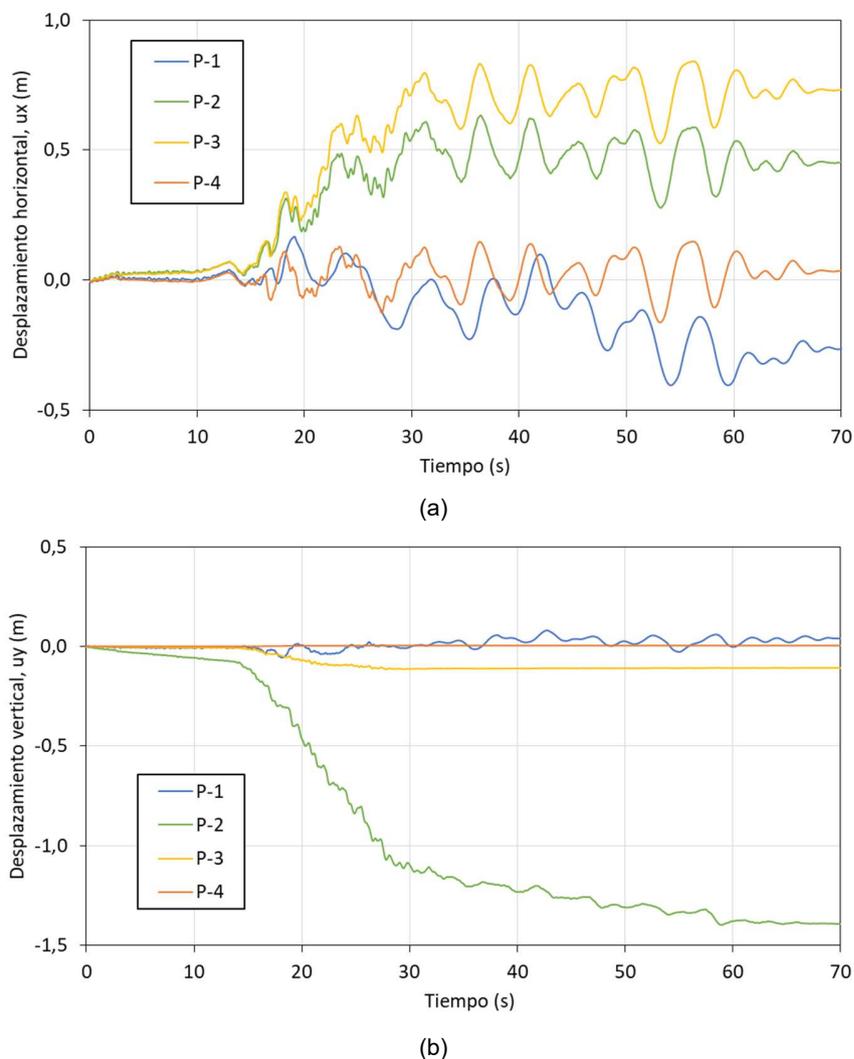
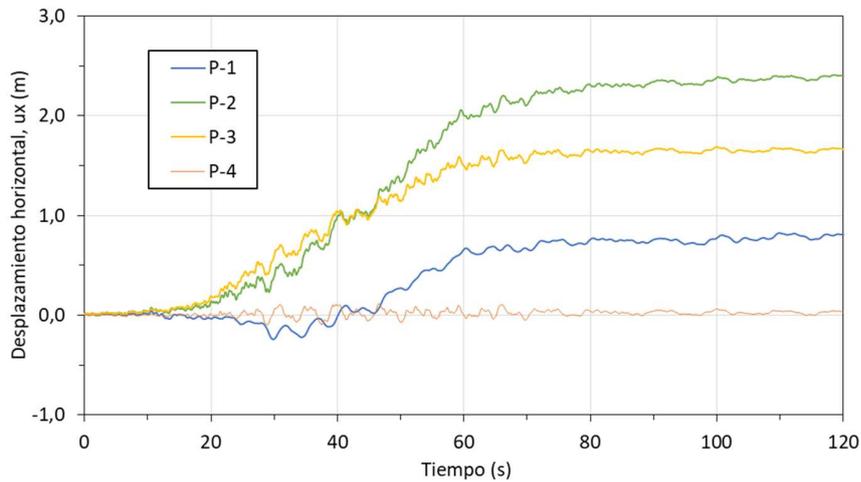
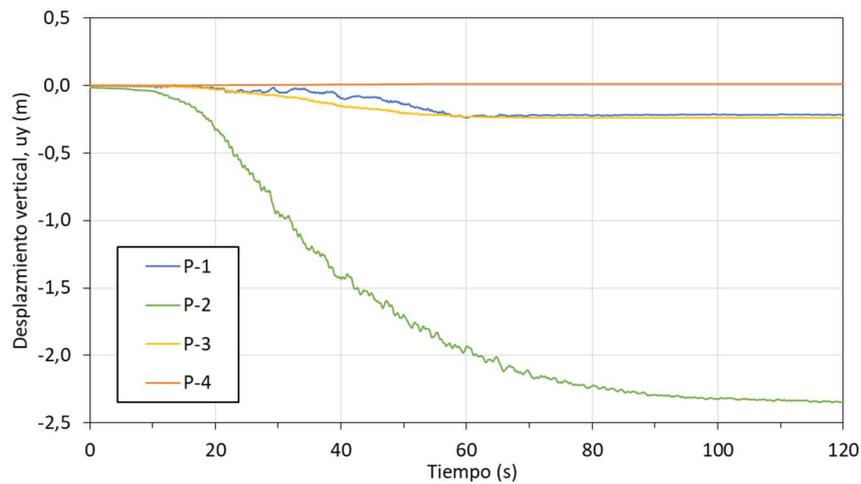


Figura 5.56 Historia de los desplazamientos (a) horizontales (b) verticales provocados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial Lomas 2018.

La Figura 5.57 presenta la historia de los desplazamientos generados por el terremoto artificial de Atico (2001).



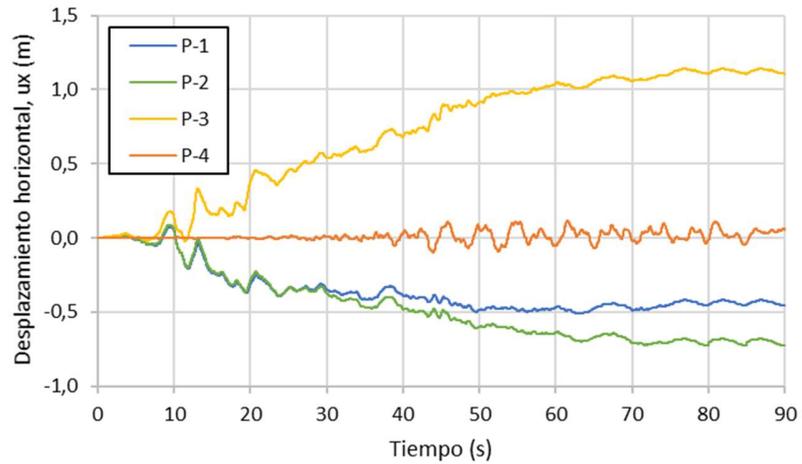
(a)



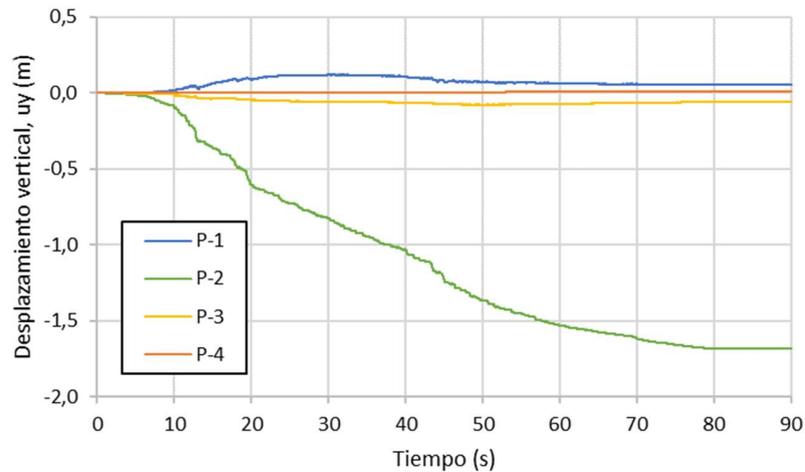
(b)

Figura 5.57 Historia de los desplazamientos (a) horizontales (b) verticales causados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial de Atico 2001.

La Figura 5.58 muestra la historia de los desplazamientos generados por el terremoto artificial del Lima (1974).



(a)



(b)

Figura 5.58 Historia de los desplazamientos (a) horizontales (b) verticales ocasionados en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 durante el sismo artificial del Lima 1974.

El resumen de los desplazamientos máximos generados por los sismos en los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4 (Figura 5.55) se muestran en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18 Desplazamientos máximos permanentes inducidos por sismos.

Terremoto	P1 Playa de Relaves		P2 Cresta de Relaves		P3 Cresta del Relleno Compactado		P4 Base de la Presa de Relaves	
	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)
Lomas 2018	0.24	-0.04	0.47	-1.40	0.75	-0.11	0.06	0.00
Atico 2001	0.84	-0.22	2.41	-2.36	1.65	-0.24	0.02	0.00
Lima 1974	-0.70	0.12	0.73	-1.68	1.14	-0.08	0.02	0.00

Los campos de desplazamiento causados por los terremotos se muestran a continuación. Para el terremoto de Lomas 2018, el campo de desplazamiento se muestra en la Figura 5.59; entonces podemos observar que los mayores desplazamientos se generan en la cresta de relaves.

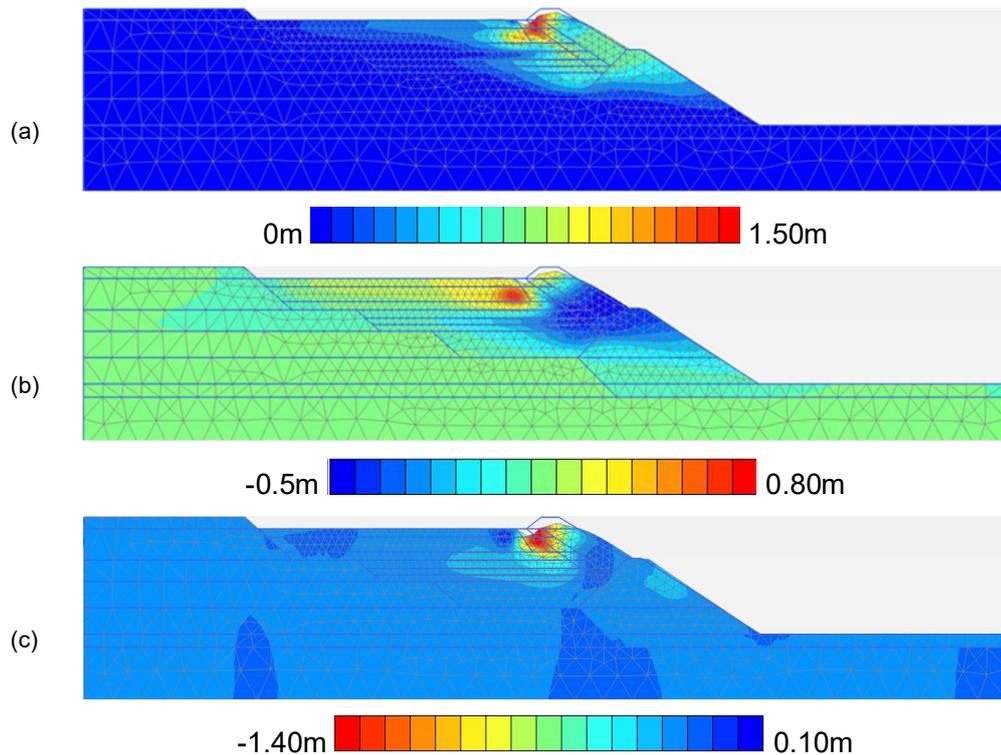


Figura 5.59 Campos de desplazamiento (a) Total, (b) horizontal y (c) vertical provocados por el sismo artificial Lomas 2018.

Para el terremoto de Atico 2001, el campo de desplazamiento se muestra en la Figura 5.60; podemos ver que los mayores desplazamientos se generan en la cresta de relaves.

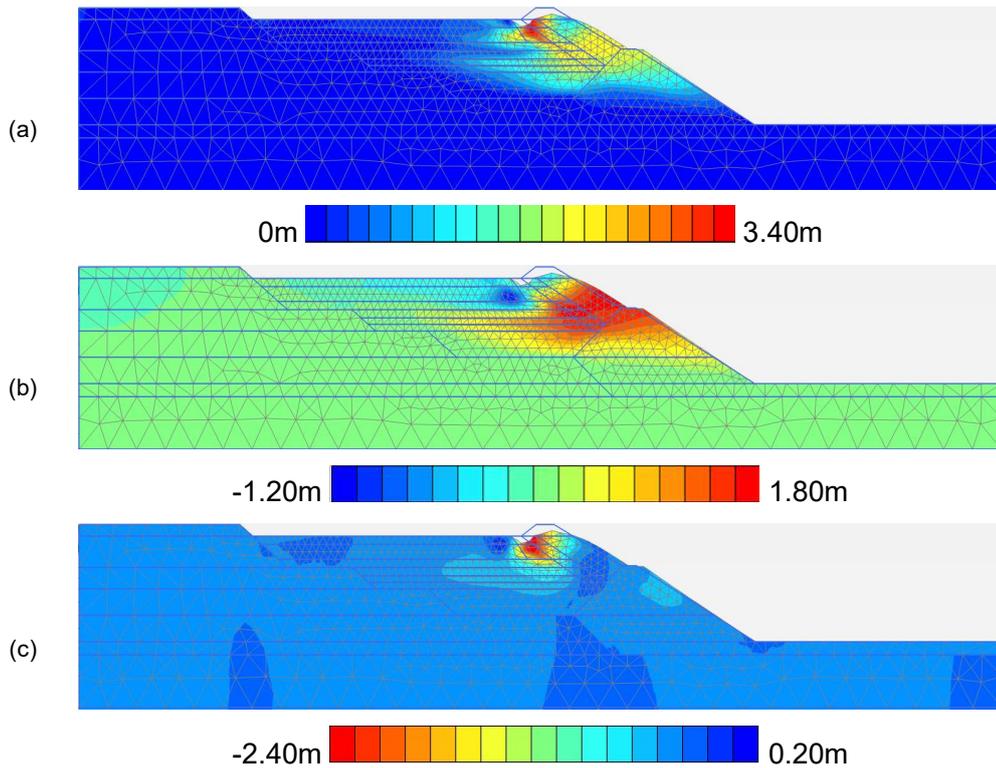
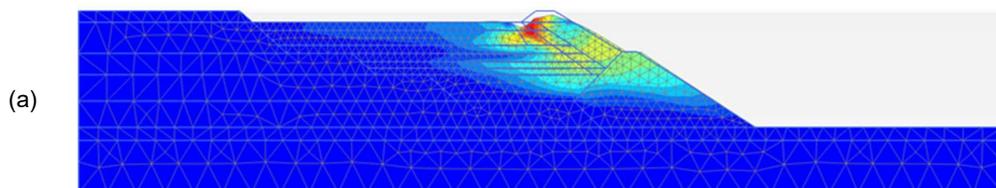


Figura 5.60 Campos de desplazamiento (a) Total, (b) horizontal y (c) vertical causados por el sismo artificial Atico 2001.

Para el terremoto del Lima 1974, el campo de desplazamiento se muestra en la Figura 5.61, podemos ver que los mayores desplazamientos se generan en la cresta de relaves.



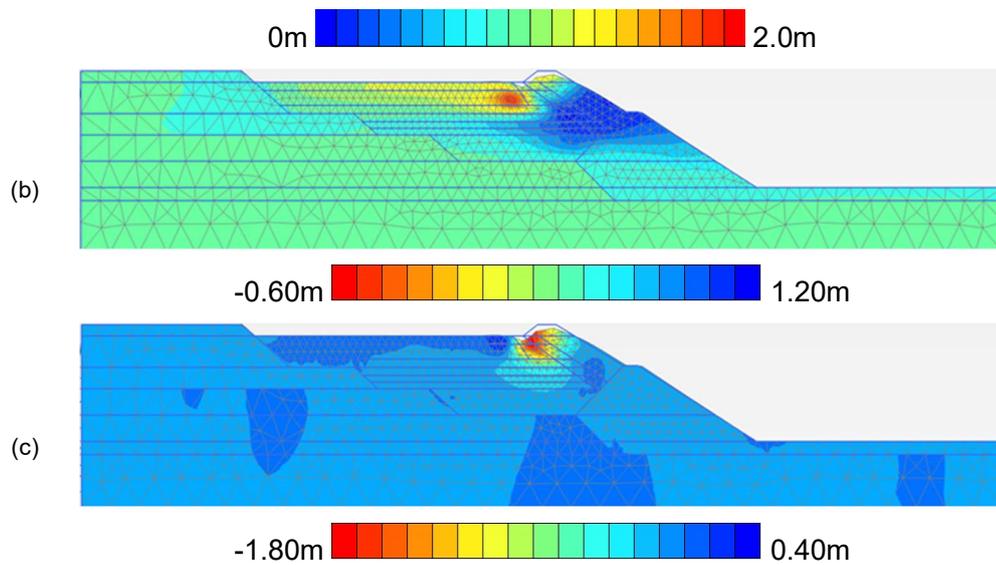


Figura 5.61 Campos de desplazamiento (a) Total, (b) horizontal y (c) vertical causados por el sismo artificial del Lima 1974.

#### 5.6.4 Relación de la presión de poros del agua

En esta investigación se utilizó la definición del parámetro de presión intersticial ( $r_u$ ) dada por Beaty & Byrne (2011)<sup>(13)</sup>:

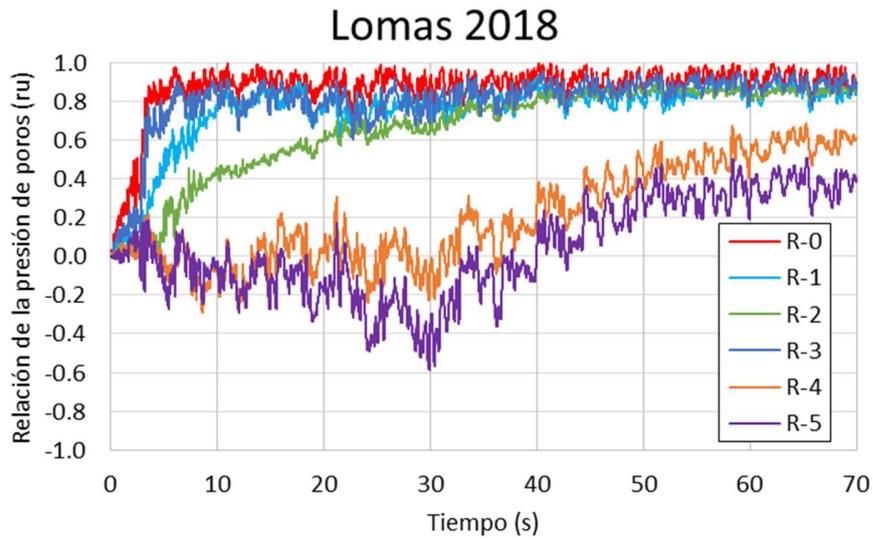
$$r_u = 1 - \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.6)$$

donde  $\sigma'_v$  es la tensión vertical efectiva actual y  $\sigma'_{v0}$  es la tensión vertical efectiva inicial. Cuando  $r_u=1$ ,  $\sigma'_v=0$  y el suelo se encuentra en estado licuado, pero según Makra (2013)<sup>(76)</sup>, valores de  $r_u$  iguales o superiores a 0,85 ya indican la ocurrencia de licuefacción dinámica.

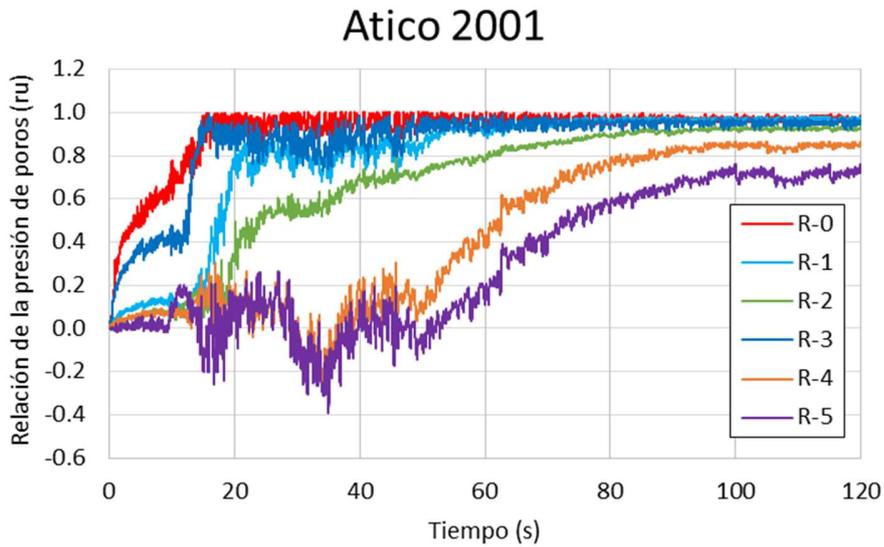
Los resultados del análisis numérico expresados en términos de historiales del parámetro de presión intersticial ( $r_u$ ), considerando los puntos de control en los relaves de la Figura 5.55, se presentan a continuación.

En la Figura 5.62, observamos el comportamiento de la relación de presión de poros del agua en los relaves R-0, R-1, R-2, R-3, R-4 y R-5; el valor de  $r_u$  igual o mayor a

0.85 en algún instante del sismo nos indica el inicio de la licuación dinámica para los materiales arenosos modelados con PM4Sand. Los relaves de baja plasticidad que fueron modelos con PM4Silt no sufren licuación dinámica, sino un ablandamiento.



(a)



(b)

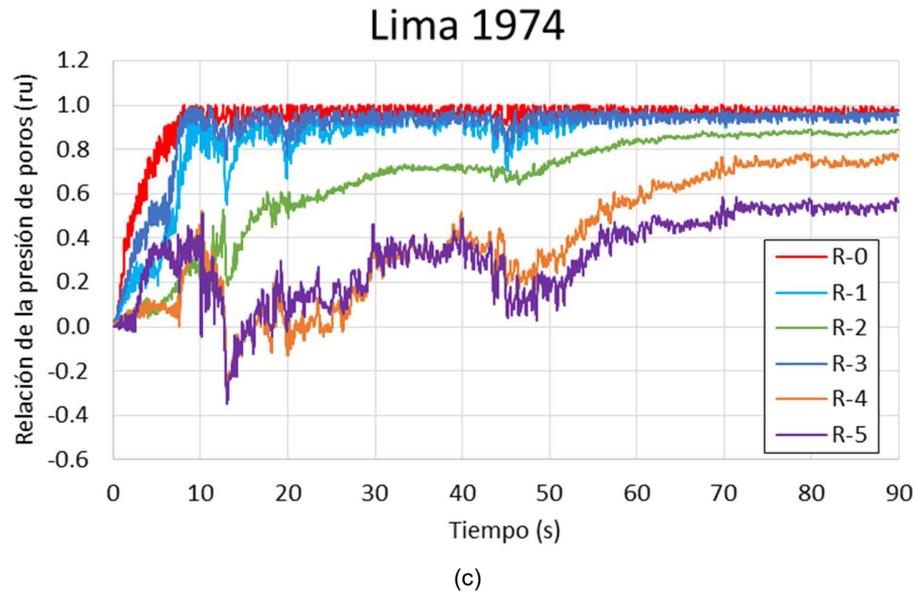
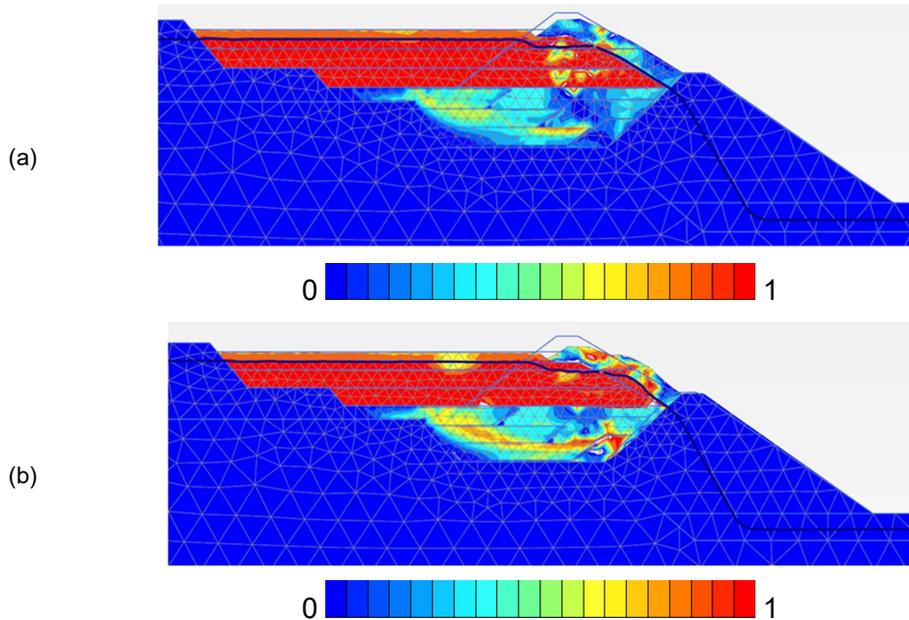


Figura 5.62 Historia del parámetro de presión intersticial ( $r_u$ ) en algunos puntos de control durante sismos artificiales (a) Lomas 2018 (b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

La Figura 5.63 muestra la distribución final del parámetro de presión intersticial ( $r_u$ ) en el cuerpo de la presa inmediatamente después de ocurridos los terremotos.



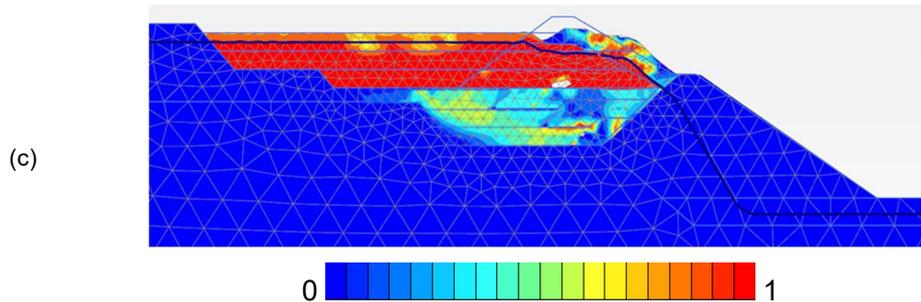
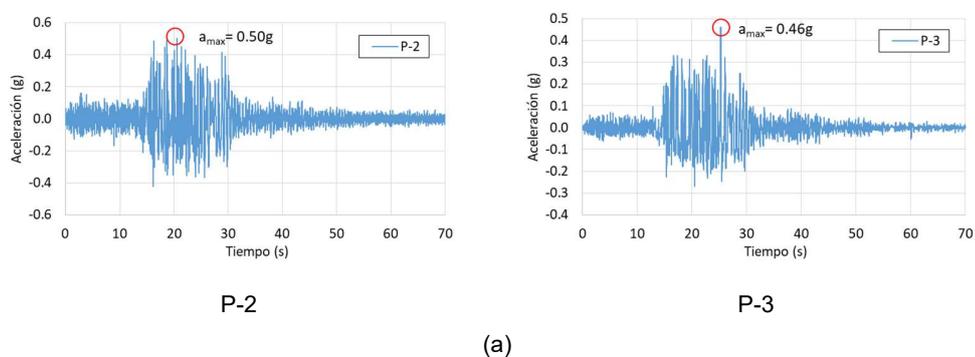


Figura 5.63 Distribución final de parámetros de presión intersticial ( $r_u$ ) para sismos artificiales (a) Lomas 2018 ,(b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

### 5.6.5 Registros sísmicos y espectros de respuesta

Los resultados del análisis numérico, expresados en términos de registro sísmico y espectros de respuesta, se muestran a continuación, considerando los puntos de control de la Figura 5.55.

La Figura 5.64 muestra los registros sísmicos y las aceleraciones máximas en los puntos P-2 y P-3. Para el sismo artificial de Lomas 2018 (Figura 5.59(a)), valor de aceleración máxima en el punto P-2 es 0.50g y en el punto P-3 es 0.46g. Para el sismo artificial de Atico 2001 de la Figura 5.59(b), los valores de las aceleraciones máximas en el punto P-2 es de 0.39g y en el punto P-3 es 0.35g. Para el sismo artificial de Lima 1974 (Figura 5.59(c)), los valores de aceleraciones máximas en el punto P-2 es de 0.35g y en el punto P-3 es 0.46g.



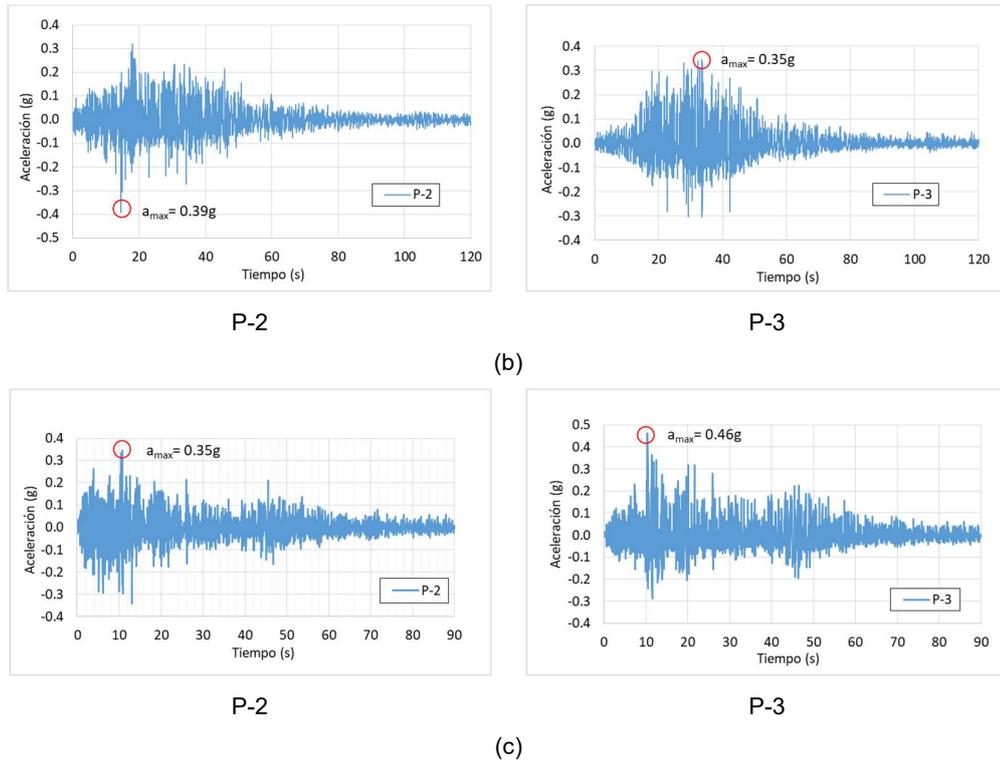
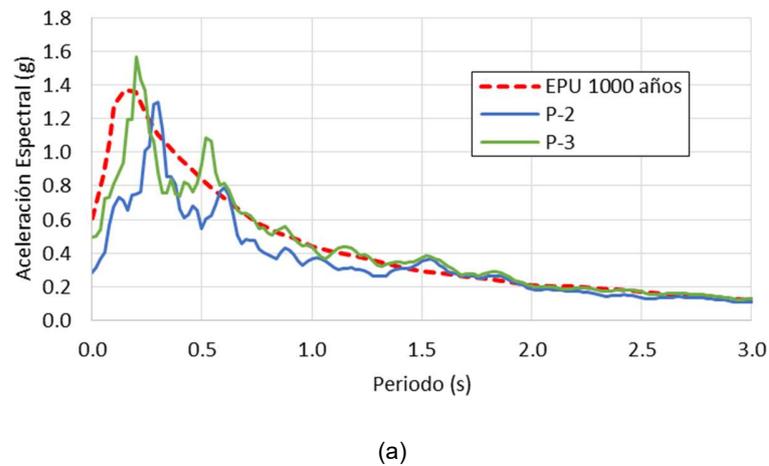
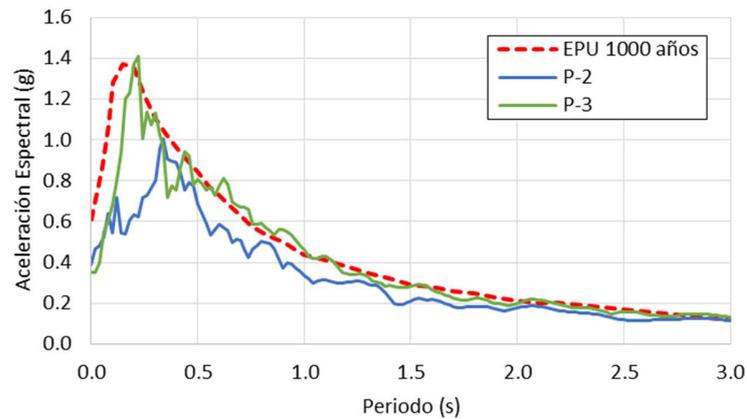


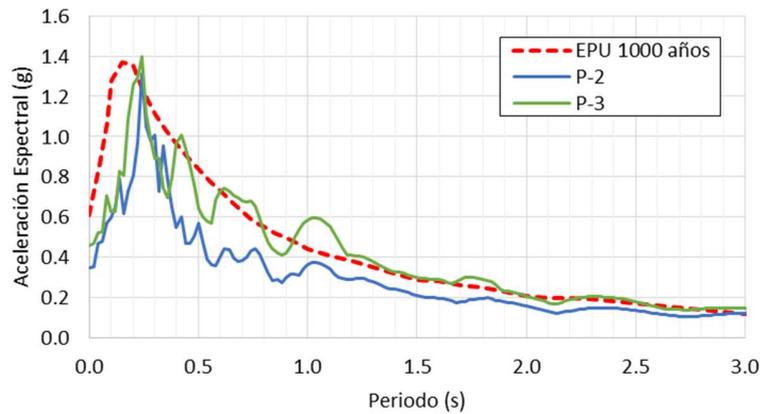
Figura 5.64 Respuesta en términos de aceleración de los puntos P-2 y P-3 durante sismos artificiales (a) Lomas 2018, (b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

La Figura 5.65 muestra los espectros de respuesta en los puntos P-2 y P-3, donde se observa una leve atenuación para mayoría de los periodos en el punto P-2 y una pequeña amplificación para algunos periodos para el punto P-3.





(b)



(c)

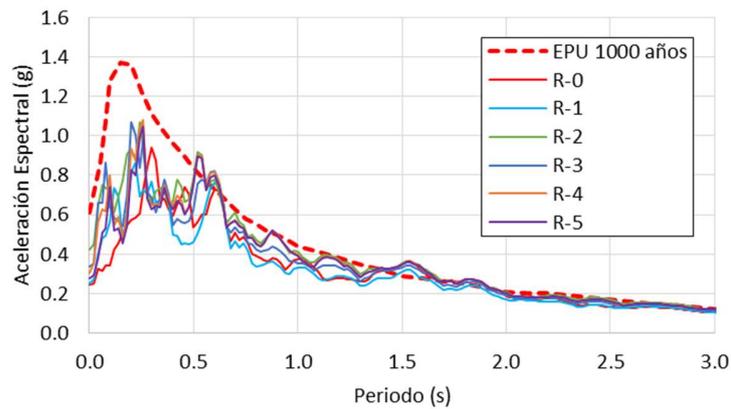
Figura 5.65 Aceleraciones espectrales en los puntos P-2 y P-3 para sismos artificiales (a) Lomas 2018, (b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

De los resultados presentados anteriormente, se observa que el punto P-2 experimenta una atenuación en los registros de aceleración para los sismos de Lomas 2018, Atico 2001 y Lima 1974. Los espectros de respuesta también muestran un aumento en las aceleraciones espectrales, especialmente entre periodos de 0 a 0.5 segundos.

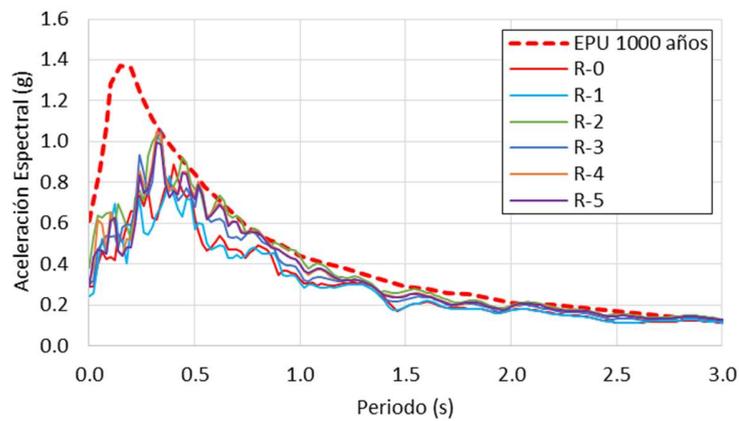
Para el punto P-3 hubo ligeras amplificaciones para los sismos de Lomas 2018, Atico 2001 y Lima 1974; en los espectros de respuesta se puede observar una amplificación

de aceleraciones en algunos periodos, superando el espectro de peligro uniforme (EPU).

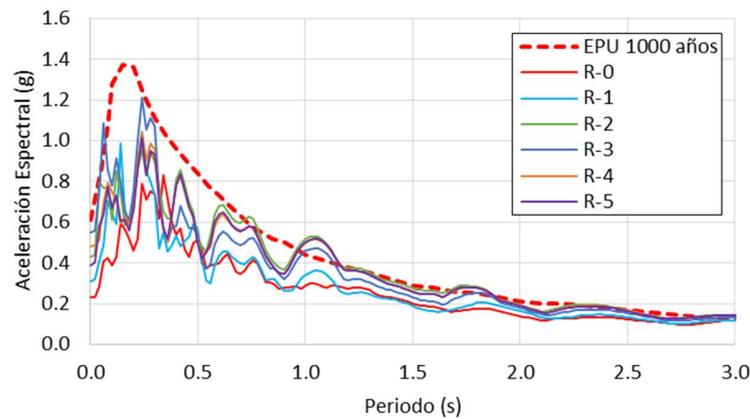
En la Figura 5.66 se observa que los espectros de respuesta en los puntos de relaves (Figura 5.55) sufrieron una atenuación en todos los periodos de vibración. En las capas de relaves en los puntos R-0, R-1, R-2, R-3 R-4 y R-5.



(a)



(b)



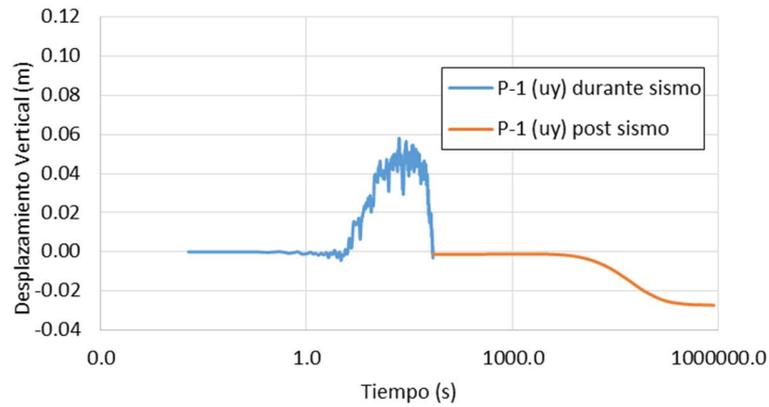
(c)

Figura 5.66 Aceleraciones espectrales en algunos puntos de las capas de relaves para sismos artificiales (a) Lomas, (b) Atico 2001 y (c) Lima 1974.

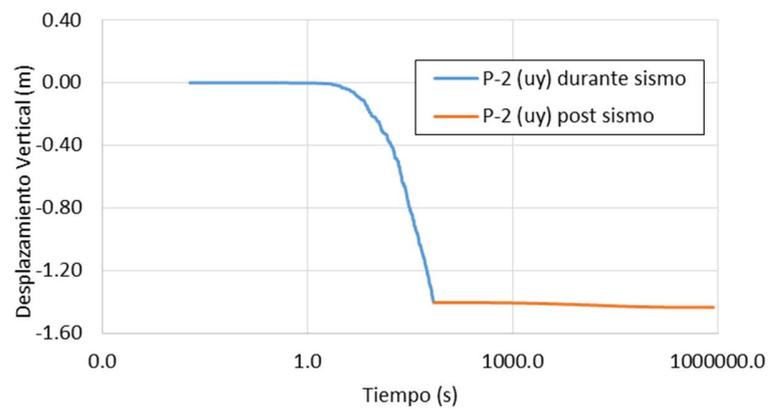
#### 5.6.6 Desplazamientos post sismo

La variación de los desplazamientos verticales en la superficie de los relaves se ve influenciada durante el evento sísmico y durante la fase de disipación de los excesos de la presión de poros del agua. Con base en la permeabilidad de los relaves, tomó 3 días después de los terremotos para que el suelo disipara completamente de los excesos de la presión de poros del agua y se generaran los desplazamientos verticales finales en la superficie de los relaves.

La Figura 5.67 muestra la historia de los desplazamientos verticales durante y después de los sismos artificiales de Lomas 2018.



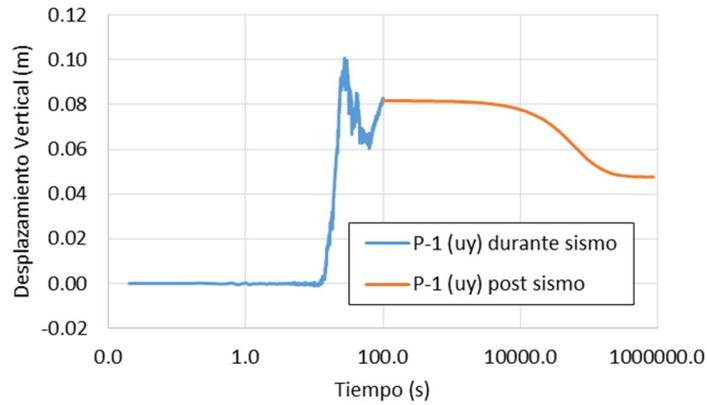
(a)



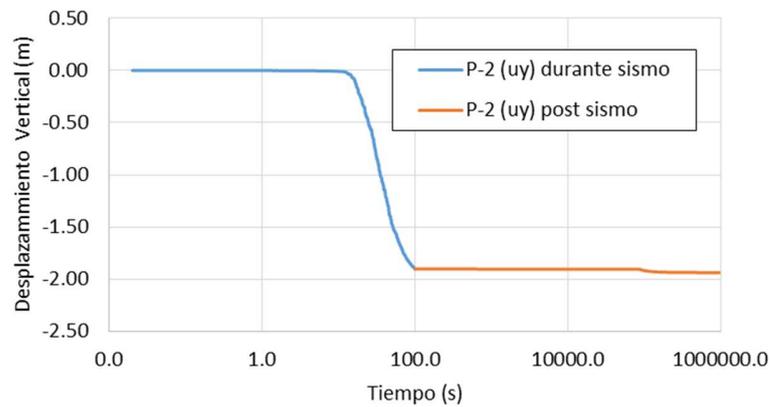
(b)

Figura 5.67 Historia de los desplazamientos verticales ocasionados en (a) el punto P-1 y (b) el punto P-2 durante y después del sismo artificial de Lomas 2018.

Para los puntos P-1 y P-2 de la Figura 5.55, se presenta la historia de los desplazamientos verticales durante y después de los sismos artificiales de Atico 2001 (Figura 5.68).



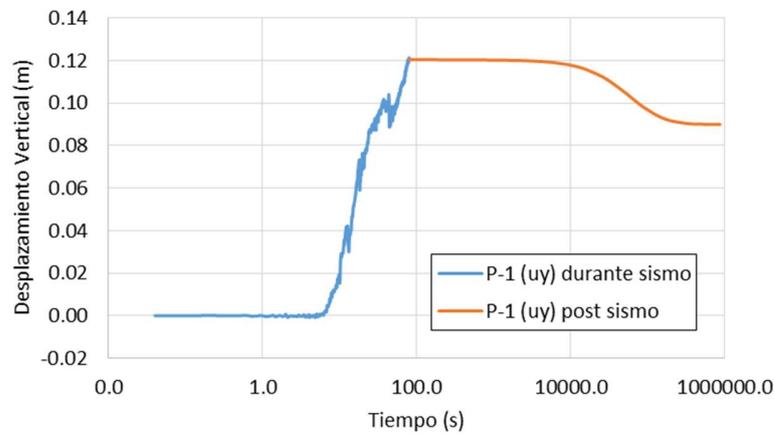
(a)



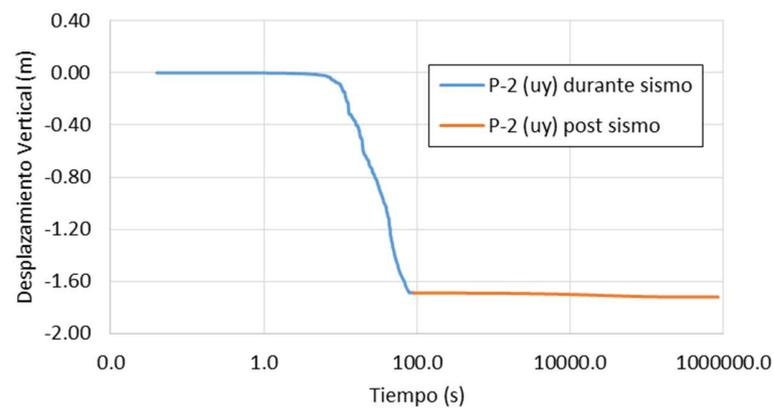
(b)

Figura 5.68 Historia de los desplazamientos verticales causados en (a) el punto P-1 y (b) el punto P-2 durante y después del sismo artificial Atico 2001.

La Figura 5.69 muestra la historia de los desprendimientos verticales durante y después de los sismos artificiales de Lima 1974.



(a)



(b)

Figura 5.69 Historia de los desplazamientos verticales causados en (a) el punto P-1 y (b) el punto P-2 durante y después del sismo artificial de Lima 1974.

### 5.6.7 Desplazamientos verticales de Swaisgood (2014)<sup>(107)</sup>

En Los estudios de Swaisgood (2003)<sup>(106)</sup> y Swaisgood (2014)<sup>(107)</sup> se analizó estadísticamente casos históricos de deformación de presas, buscando correlacionar los asentamientos de la cresta con la aceleración máxima (PGA) y la magnitud del momento ( $M_w$ ), involucrando 82 sismos con magnitudes entre 5,3 y 9,0. Las relaciones obtenidas por análisis de regresión se muestran en las ecuaciones 5.7 y 5.8.

$$\% \text{Asentamiento de la Cresta} = e^{(5.70PGA+0.47M_w-7.22)} \quad (5.7)$$

$$NCS = \frac{\Delta}{DH + AT} \times 100 \quad (5.8)$$

Donde:

NCS: Asentamiento normalizado de la cresta (%)

$\Delta$ : Asentamiento de la cresta (m)

DH: Altura de la presa (m)

AT: Espesor del suelo de fundación aluvial (m)

En la Tabla 5.19 se muestra el nivel relativo de daño asociado al asentamiento normalizado de la cresta. Estos análisis de asentamientos y daños en presas durante sismos, excluyen el asentamiento por licuefacción por lo cual solo se calculará el desplazamiento vertical para la cresta del relleno compactado.

Tabla 5.19 Nivel relativo de daño (adaptado Swaisgood, 2014)<sup>(107)</sup>.

NCS (%)	Nivel de daño relativo
Menor a 0.02	Sin daño
0.02 a 0.1	Sin daño-Menor
0.1 a 0.5	Menor-Moderado
0.5 a 1.0	Moderado-Severo
Mayor a 1.0	Severo

La Tabla 5.20 presenta los resultados de desplazamiento y grado de daño por el método de Swaisgood (2014)<sup>(107)</sup>. El punto de evaluación fue la cresta del relleno compactado para el sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años.

Tabla 5.20 Cálculo de desplazamientos verticales – Swaisgood (2014)<sup>(107)</sup>.

Condiciones de Análisis	Cresta del relleno compactado
PGA	0.610
Mw	6.5
$\Delta$ medio (m)	0.15

Condiciones de Análisis	Cresta del relleno compactado
DH (m)	23
AT (m)	4
NCS (%)	0.55
Asentamiento de la Cresta (%)	0.50
Nivel de daño relativo	Moderado-Severo

Donde:

(DH): altura de la presa

(AT): espesura del estrato de fundación

Respecto a los valores numéricos el valor obtenido con Swaisgood es próximo, la diferencia puede estar en la configuración de la presa Otapara que presenta relaves aguas arriba y genera un mayor empuje lateral sobre el relleno compactado.

#### 5.6.8 Comparación del modelo numérico y las consecuencias del sismo 2013

El miércoles 25 de septiembre de 2013 se registró un movimiento sísmico de magnitud 6,9 en la escala de Richter (ML). El epicentro se ubicó a 112 km de la ciudad de Acari, provocando importantes daños que afectaron el funcionamiento de la presa. La Figura 5.70 muestra la ubicación del epicentro y los datos del terremoto.



Figura 5.70 Localización y datos del sismo del 2013 (CISMID).

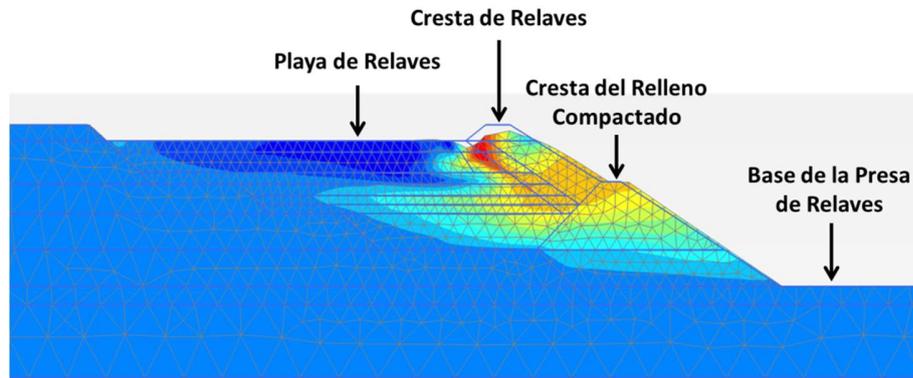
El sismo fue registrado en cuatro (04) estaciones de la red de acelerómetros del Perú, las cuales fueron calibradas para una frecuencia de muestreo de 200 Hz o 0,05 segundos. Las aceleraciones máximas registradas por las estaciones muestran pequeños valores del orden de 0,003 g a 0,01 g, debido a la atenuación del movimiento en relación a la distancia. La Tabla 5.21 muestra la ubicación de las estaciones y los valores máximos de aceleraciones registradas.

Tabla 5.21 Ubicación de la estación y valores máximos de aceleración.

N°	Estación	Elevación (m)	Distancia (m)	Coordenadas geográficas		Aceleraciones máximas (g)	
				Latitud	Longitud	PGA EW	PGA NS
1	Morro UNI (LIM-SLP)	134	521	-12.02	-77.05	-0.0033	-0.0028
2	Decanato FIC-UNI (LIM002)	146	520	-12.02	-77.05	0.0036	-0.0031
3	Parque de la Reserva (LIM005)	130	516	-12.07	-77.04	0.0032	-0.0025
4	Villa El Salvador (LIM007)	167	497	-12.21	-76.94	-0.0106	-0.0100

A partir de la modelación numérica, los mayores desplazamientos ocurrieron en la cresta del depósito de relaves, generando una ruptura local en dirección aguas arriba, comprometiendo así la estabilidad general de la presa. De las condiciones observadas en campo, un día después de ocurrido un gran sismo en 2013, se observó un deslizamiento de tierra en dirección aguas arriba, similar a los resultados obtenidos en los análisis numéricos. A continuación, se presenta una comparación entre el modelaje numérico y la situación un día después del sismo (Figura 5.71).

Se realizaron medidas de remediación, como excavación manual a lo largo de las grietas, seguido de relleno con el mismo material excavado en capas de 0,30 m, compactado con equipo manual. En las regiones del dique que presentaban ruptura local, se colocaron sacos llenos de relaves para controlar la filtración. Para el talud global fue necesario realizar un retaludamiento uniforme.



(a)



(b1)



(b2)



(b3)



(b4)

Figura 5.71 Comparación entre (a) modelo numérico y (b) consecuencias del sismo en la presa después de un día del sismo del 2013.

## CONCLUSIONES

Se determinó la clasificación sísmica de la presa de relaves mediante una evaluación de riesgo usando las recomendaciones de la CDA 2019<sup>(36)</sup>, ICOLD 2016<sup>(59)</sup> y GISTM 2020<sup>(58)</sup>. Se consideró la clasificación sísmica GISTM (2020)<sup>(51)</sup> y CDA (2019)<sup>(31)</sup>, obteniendo un sismo para un período de retorno de 1000 años (Tabla 4.4), debido a que representa mejor el riesgo sísmico de la presa en estudio. Esto se debe a que el riesgo sísmico está asociado a los niveles de pérdida y está representado cualitativamente.

Se determinó el peligro sísmico de la presa de relaves por métodos probabilísticos usando el programa CRISIS 2020<sup>(75)</sup>, utilizando las curvas de peligro o amenaza sísmica obtenidas para diferentes periodos estructurales, fue posible construir espectros de peligro uniformes para suelo tipo B, la Figura 4.8 muestra el espectro de diseño para una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno de 1000 años. Los valores de aceleración y la definición del espectro de peligro uniforme constituyen información básica para el análisis del comportamiento sísmico de la presa de relaves de Otapara.

Se definió el sismo de diseño por el método de ajuste espectral usando el programa SeismoMacth 2018<sup>(97)</sup> y SeismoSignal 2018<sup>(98)</sup>. Los acelerogramas artificiales se ajustaron al espectro de respuesta de aceleración determinado en la amenaza sísmica por el método de ajuste espectral, utilizando 3 sismos históricos diferentes, Atico 2001 (Figura 4.29), Lima 1974 (Figura 4.30) y Lomas 2018 (Figura 4.31).

Se evaluó el comportamiento sísmico de la presa de relaves por el método de elementos finitos usando modelos constitutivos elastoplásticos implementados en el programa Plaxis 2D<sup>(29)</sup>. Para los tres sismos de diseño, el campo de desplazamiento mostró que los mayores desplazamientos se generan en la cresta de relaves. El resumen de los desplazamientos máximos generados por los sismos se muestra en la Tabla 4.18.

En la Figura 4.62, observamos el comportamiento de la relación de presión de poros del agua en los relaves; el valor de  $r_u$  igual o mayor a 0.85 en algún instante del sismo nos indica el inicio de la licuación dinámica para los materiales arenosos modelados con PM4Sand. Los relaves con baja plasticidad (R-2) que fueron modelados con PM4Silt no sufren licuación dinámica, sino un ablandamiento.

La Figura 4.65 muestra los espectros de respuesta en la cresta de los relaves (P-2) y la cresta del dique (P-3), donde se observa una leve atenuación para la mayoría de los periodos en la cresta de los relaves debido a la disipación de la energía durante la licuación y una pequeña amplificación para algunos periodos para la cresta del dique, material no licuable.

Los desplazamientos en la superficie de los relaves, posteriores al terremoto, están influenciados por el evento sísmico y durante la fase de disipación de la presión intersticial, tomó 3 días después de los terremotos para que el suelo disipara completamente las presiones intersticiales del agua.

## RECOMENDACIONES

Los modelos constitutivos elastoplásticos PM4Sand y PM4Silt utilizados en la tesis generaron resultados satisfactorios, logrando simular para el caso de los relaves gruesos los efectos de licuefacción dinámica durante y después del sismo de diseño. Existen otros modelos constitutivos con ventajas sobre este modelo en la representación en 3D, anisotrópica y post-sismo, como el modelo SANISAND. Para futuras investigaciones se recomienda hacer una comparación entre estos dos modelos constitutivos y verificar la influencia de la geometría 3D en la respuesta de la presa de relaves.

La ventaja de los modelos PM4Sand y PM4Silt son que los parámetros primarios se pueden estimar con ensayos SPT, CPT, SCPTu, dilatómetro, etc. La calibración de los parámetros del modelo constitutivos se realizaron con ensayos de laboratorio DSS cíclico y triaxial cíclico de materiales similares en origen, granulometría y forma de disposición. Para futuras investigaciones se recomienda usar mayor data de campo y ensayos de laboratorio del propio material.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrahamson N. A. (1993). Spatial variation of multiple supports inputs. [Presentación de artículo]. Proc of 1st US Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges. University of California at Berkeley Seminar, San Francisco, CA, Estado Unidos.
- Abrahamson N. A. (2006). Seismic hazard assessment: problems with current practice and future developments. [Presentación de artículo]. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.
- Abrahamson, N. A. (2000). Effects of rupture directivity on probabilistic seismic hazard analysis. [Presentación de artículo]. Proceedings of the 6th international conference on seismic zonation (pp. 151-156). Palm Springs CA.
- Abrahamson, N. A., Silva, W. J., & Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1025-1055.
- Abrahamson, N., & Gülerce, Z. (2020). Regionalized ground-motion models for subduction earthquakes based on the NGA-SUB database. (Report 2020/05). University of California, Berkeley.
- Abrahamson, N., & Silva, W. (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA ground-motion relations. *Earthquake spectra*, 24(1), 67-97.
- Abrahamson, N., Gregor, N., & Addo, K. (2016). BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 32(1), 23-44.
- Acevedo, A. B. (2003). Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in engineering analysis and design. [Dissertation for Master in Earthquake Engineering], Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake spectra*, 26(3), 601-617.
- American Society of Civil Engineering. (2023). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. (ASCE/SEI 7-16). ASCE. <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784414248>

- Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J. P., Seyhan, E., Silva, W. J., Chiou, B. S. J., ... & Donahue, J. L. (2014). NGA-West2 database. *Earthquake Spectra*, 30(3), 989-1005.
- Bastidas, A. M. P. (2016). Ottawa F-65 sand characterization. [Doctoral thesis]. University of California.
- Beaty, M. H., Byrne, P. M. (2011). UBCSAND CONSTITUTIVE MODEL Version 904aR (Documentation Report). Itasca UDM Web Site.
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99-112.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1), 65-78.
- Bommer, J. J., & Martínez-Pereira, A. (1999). The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of earthquake engineering*, 3(02), 127-172.
- Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E., & Atkinson, G. M. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1057-1085.
- Boulanger, R. W. y Ziotopoulou, K. (2018). On NDA Practices for Evaluating Liquefaction Effects. En S. Brandenberg y M. Manzari (Eds.) *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Liquefaction Triggering, Consequences, and Mitigation* (pp. 1-20). ASCE. <https://doi.org/10.1061/9780784481455.001>
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2007). Evaluation of cyclic softening in silts and clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 133(6), 641-652.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2008). Closure to "liquefaction susceptibility criteria for silts and clays" by ross W. Boulanger and IM Idriss. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(7), 1027-1028.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. (Report No. UCD/CGM-14,1). University of California at Davis.

- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, A. K. (2015). PM4Sand (Version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. (Report No. UCD/CGM-15/01). University of California at Davis.
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). PM4Silt (Version 1): A silt plasticity model for earthquake engineering applications.(Report No. UCD/CGM-18/01). University of California at Davis.
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2019). A constitutive model for clays and plastic silts in plane-strain earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 127, 105832.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. (Report. UCD/CGM-04/01). University of California at Davis.
- Boulanger, R. W., Moug, D. M., Munter, S. K., Price, A. B., & DeJong, J. T. (2016). Evaluating liquefaction and lateral spreading in interbedded sand, silt and clay deposits using the cone penetrometer. *Australian Geomechanics Journal*, 50(4), 109-128.
- Boulanger, R. W., Price, A. B. y Ziotopoulou, K. (2018). Constitutive Modeling of the Cyclic Loading Response of Low Plasticity Fine- Grained Soils. En A. Zhou, J. Tao, X. Gu y L. Hu. (Eds.), *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Fundamentals of Soil Behaviours* (pp. 1-13). Springer. [https://doi.org/10.1007/978-981-13-0125-4\\_1](https://doi.org/10.1007/978-981-13-0125-4_1)
- Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., & Engine, E. (2002). *Plaxis users manual*. Balkema, Rotterdam (The Neetherlands).
- Campbell, K. W., & 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. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Cappellaro, C., Cubrinovski M., Chiaro G. , Stringer M. E. , Bray J. D. & Riemer M. F. (2017). Undrained Cyclic Direct Simple Shear Testing of Christchurch Sandy Soils. En Alexander G. J. y Chin C. (Eds.) *Proceedings of the 20th NZGS Geotechnical Symposium* (pp. 1-8). New Zealand Geotechnical Society. <https://www.nzgs.org/libraries/proceedings-of-the-20th-nzgs-symposium/>

- Casaverde, L., & Vargas, J. (1980). Zonificación sísmica del Perú. [Presentación de artículo]. II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Castagna, J. P., Batzle, M. L., & Eastwood, R. L. (1985). Relationships between compressional-wave and shear-wave velocities in clastic silicate rocks. *geophysics*, 50(4), 571-581.
- Castillo Aedo, J. L. (1993). Peligro sísmico en el Perú. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/3852>.
- Castro G. (2014). Seismic Design of Tailing Dams.
- CDA Canadian Dam Association (2019). Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams.
- Cetin, K. O., Der Kiureghian, A., & Seed, R. B. (2002). Probabilistic models for the initiation of seismic soil liquefaction. *Structural safety*, 24(1), 67-82.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E., & Moss, R. E. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(12), 1314-1340.
- Charca Mendoza, O. A. (2018). Selección de leyes de atenuación sísmica de subducción para la evaluación del peligro sísmico en el Perú. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/18241>.
- Chiou, B. S. J., & Youngs, R. R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1117-1153.
- Climent, Á., Rojas, W., Alvarado, G. E., & Benito, B. (2008). Proyecto Resis II. Recuperado de [https://rsn.ucr.ac.cr/images/Biblioteca/Informes\\_sismos/amenaza\\_sismica\\_cr.pdf](https://rsn.ucr.ac.cr/images/Biblioteca/Informes_sismos/amenaza_sismica_cr.pdf).
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America*, 58(5), 1583-1606.
- Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 130(6), 622-634.

- Dobry, R., Idriss, I. M., & Ng, E. (1978). Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68(5), 1487-1520.
- Dorbath, L., Cisternas, A., & Dorbath, C. (1990). Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3), 551-576.
- Duncan, J. M., & Chang, C. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division*, 96 (5), pp. 1629-653. <https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0001458>.
- Engdahl, E. R. y Villaseñor (2002). Global seismicity:1900 – 1999. En W. Lee, G. Kanamori, P. Jennings, C. Kisslinger (Eds.) *International handbook of earthquake and engineering seismology*, Part A (pp. 665-690). Academic Press.
- Fajardo, R. I. C. (2015). Previsão numérica do comportamento dinâmico da barragem de breapampa no Peru. [Tesis de maestría, PUC-Rio]. Repositório Institucional da PUC-RIO. <https://doi.org/10.17771/pucRio.acad.25017>.
- Gamarra, R. C. A. (2009). Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/1601>.
- Grant, D. N., Greening, P. D., Taylor, M. L., & Ghosh, B. (2008). Seed record selection for spectral matching with RSPMatch2005. *Engineer*, 3(1).
- Gutenberg, B., & Richter, C. F. (1944). Frequency of earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological society of America*, 34(4), 185-188.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E. M. M. A., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of earthquake engineering*, 10(spec01), 67-89.
- Hasancebi, N., & Ulusay, R. (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66, 203-213.
- Hashash, Y. M., Musgrove, M. I., & Harmon, J. A. (2018). Nonlinear and equivalent linear seismic site response of one-dimensional soil columns. User Manual v7.0, Deepsoil Software, 12(10).

- Hayes, G. P., Moore, G. L., Portner, D. E., Hearne, M., Flamme, H., Furtney, M., & Smoczyk, G. M. (2018). Slab2, a comprehensive subduction zone geometry model. *Science*, 362(6410), 58-61.
- Huamán, J. C. & Romanel, C. (2019). Numerical analysis of the Seismic behavior of alpamarca tailings dam in Peru. En W. Frikha, S. Kawamura y W-C- Liao (Eds.) *New Developments in Soil Characterization and Soil Stability: Proceedings of the 5th GeoChina International Conference 2018* (pp. 89-100). Springer.
- Huertas, J. R. C. (2021). Procedimientos de análise não-linear para previsão de resposta sísmica em geoestruturas. [Tesis de doctoral, PUC-Rio]. Repositório Institucional da PUC-RIO. <https://doi.org/10.17771/pucRio.acad.55507>.
- ICMM (2020). Global industry standard on tailings management. Available from <https://www.icmm.com/en-gb/our-principles/tailings/global-industry-standard-on-tailings-management>.
- ICOLD (2016). Selecting seismic parameters for large dams, Bulletin 148.
- Idriss, I. M., & BOLTON SEED, H. (1967). Response of horizontal soil layers during earthquakes.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2010). SPT-based liquefaction triggering procedures.(Report No. UCD/CGM-10/02). University of California at Davis.
- Johnston, A. C. (1994). The earthquakes of stable continental regions.
- Kijko, A. (2004). Estimation of the maximum earthquake magnitude,  $m_{max}$ . *Pure and Applied Geophysics*, 161, 1655-1681.
- Konrad, J. M. (1988). Interpretation of flat plate dilatometer tests in sands in terms of the state parameter. *Geotechnique*, 38(2), 263-277.
- Kramer, S. L. (1996). Dynamic Soil Properties. En *Prentice–Hall international. Geotechnical earthquake engineering*. (pp. 226–228). Prentice-Hall.
- Kuehn N, Bozorgnia Y, Campbell KW, Gregor N (2020). Partially non-ergodic ground-motion model for subduction regions using NGA-subduction database. (Report No. 2020/04). University of California, Berkeley.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.

- Ladd, C. C. (1991). Stability evaluation during staged construction. *Journal of geotechnical engineering*, 117(4), 540-615.
- Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the geotechnical engineering division*, 100(7), 763-786.
- Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1987). Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra. *INIS International Nuclear Information System*. [https://inis.iaea.org/Search/search.aspx?orig\\_q=RN:19063767](https://inis.iaea.org/Search/search.aspx?orig_q=RN:19063767)
- Lomnitz, C. (1994). Fundamentals of earthquake prediction. *Choice Reviews Online*, 32(03), 32-1551. <https://doi.org/10.5860/choice.32-1551>
- Macedo, E. J. L. (2009). Análisis dinámico de la presa Yuracmayo. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/416>.
- Macedo, J., Abrahamson, N., & Bray, J. D. (2019). Arias intensity conditional scaling ground-motion models for subduction zones. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(4), 1343-1357. <https://doi.org/10.1785/0120180297>
- Maeda, K. (1996). The use of foreshocks in probabilistic prediction along the Japan and Kuril trenches. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(1A), 242-254.
- Makra, A. (2013). Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams. [Master thesis. Delft University of Technology]. TU Delft Research Repository.
- Malena, B. L. A., & Manuel, M. C. O. (2012). Espectros de peligro sísmico uniforme. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1331>
- McGuire, R. K. (1974). Seismic structural response risk analysis, incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance. Report R74-51, Structures Publication, (399).
- McGuire, R. K. (2004). Seismic Hazard and Risk Analysis. Earthquake Engineering Research Institute.
- MEM (1998). Guías Ambientales del Ministerio de Energía y Minas del Perú.

- Meneses, J. (2009). Evaluación del peligro sísmico y determinación de acelerogramas de diseño. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Mezcua, J., García Blanco, R. M., & Rueda, J. (2008). On the strong ground motion attenuation in Spain. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(3), 1343-1353.
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901-911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Ordaz, M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2007). CRISIS2007–Ver. 1.1: Program for computing seismic hazard. Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico.
- Parker, G. A., Stewart, J. P., Boore, D. M., Atkinson, G. M., & Hassani, B. (2022). NGA-subduction global ground motion models with regional adjustment factors. *Earthquake Spectra*, 38(1), 456-493.
- Perez C. (2013). Análise de Ameaça e Resposta Sísmica de uma Pilha de Rejeito. [Dissertação de Mestrado, PUC-Rio]. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Rayleigh, L. (1942). Theory of sound. <http://ci.nii.ac.jp/ncid/BA86896557>
- Roble, C., & Chiou, B. (2004). A proposed geindex model for design selection of non-linear properties for site response analysis. In International workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response. PEER Headquarters, UC Berkeley (pp. 18-19).
- Roncal, C. M. Á. (2017). Determinación del peligro sísmico en el territorio nacional y elaboración de aplicativo web. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <https://hdl.handle.net/20.500.12390/1942>.
- Sadigh, K., Chang, C. Y., Egan, J. A., Makdisi, F., & Youngs, R. R. (1997). Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological research letters*, 68(1), 180-189.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (2019b). The hardening soil model: Formulation and verification. En *Routledge eBooks* (pp. 281-296). <https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>

- Scherbaum, F., Delavaud, E., & Riggelsen, C. (2009). Model selection in seismic hazard analysis: An information-theoretic perspective. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(6), 3234-3247.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State soil mechanics*. Lecturers in Engineering at Cambridge University. [http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech\\_new/publications/schofield\\_wroth\\_1968.pdf](http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/publications/schofield_wroth_1968.pdf)
- Schwartz, D. P., & Coppersmith, K. J. (1984). Fault behavior and characteristic earthquakes: Examples from the Wasatch and San Andreas fault zones. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 89(B7), 5681-5698.
- Scordilis, E. M. (2006). Empirical global relations converting MS and mb to moment magnitude. *Journal of seismology*, 10, 225-236.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
- Seismosoft. (2023). Seismomatch software (version 2018). [Software de computadora]. Seismosoft Earthquake Engineering Software Solutions - Seismosoft. <https://www.seismosoft.com/>
- Seismosoft. (2023). Seismosignal software (version 2018). [Software de computadora]. Seismosoft Earthquake Engineering Software Solutions - Seismosoft. <https://www.seismosoft.com/>
- Sheahan, T. C., Ladd, C. C., & Germaine, J. T. (1996). Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(2), 99-108.
- Silgado, E. (1978). Historia de los sismos más notable ocurridos en el Perú (1513-1974). Instituto de Geología y Minería. <https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/251>
- SLIDE v.7, 2D (2017). *Limit Equilibrium Slope Stability Analysis*, Rocscience Inc.
- Sluys, L. J., & de Borst, R. (1992). Wave propagation and localization in a rate-dependent cracked medium—model formulation and one-dimensional examples. *International Journal of Solids and Structures*, 29(23), 2945-2958.
- Soto, M. C. H. (2002). Propiedades dinámicas de materiales de relave parcialmente saturados. [Tesis de Pregrado]. Universidad Nacional de Ingeniería.

- Spudich, P., Rowshandel, B., Shahi, S. K., Baker, J. W., & Chiou, B. S. J. (2014). Comparison of NGA-West2 directivity models. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1199-1221.
- Stepp, J. C. (1972). Analysis of completeness of the earthquake sample in the Puget Sound area and its effect on statistical estimates of earthquake hazard. [Presentación de artículo]. Proc. of the 1st Int. Conf. on Microzonation, Seattle, Estados Unidos
- Swaigood, J. R. (2003). Embankment dam deformations caused by earthquakes. [Presentación de artículo]. Pacific Conference on Earthquake Engineering. Conifer, CO, Estado Unidos.
- Swaigood, J. R. (2014). Behavior of embankment dams during earthquake. *Journal of Dam Safety*, 12(2), 35-44.
- Tarazona, J. C., Aguilar, Z., Pulido, N., Gonzales, C., Lazares, F., & Miyake, H. (2023b). Seismicity Based Maximum Magnitude Estimation of Subduction Earthquakes in Peru. *Journal Of Disaster Research*, 18(4), 308-318. <https://doi.org/10.20965/jdr.2023.p0308>
- Tavera H., Isabel B., Condori C., Ordaz M., Zevallos A., Ishizawa O. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. Instituto Geofísico del Perú.
- Timoshenko, S. P., & Goodier, J. N. (1934). *Theory of elasticity*. McGraw-Hill. <http://cds.cern.ch/record/104369>
- Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- Utsu, T. (1970). Aftershocks and earthquake statistics (1): Some parameters which characterize an aftershock sequence and their interrelations. *Journal of the Faculty of Science, Hokkaido University. Series 7, Geophysics*, 3(3), 129-195.
- Vivar, G. (2007). Aplicabilidad del Cono Dinámico. [Presentación de artículo]. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Arequipa, Perú.
- Wang, G., & Xie, Y. (2014). Modified bounding surface hypoplasticity model for sands under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 140(1), 91-101.
- Weichert, D. H. (1980). Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70(4), 1337-1346.

- Wheeler, R. L. (2009). Methods of Mmax Estimation East of the Rocky Mountains. Antarctica A Keystone In A Changing World. <https://doi.org/10.3133/ofr20091018>
- Wiemer, S., & Katsumata, K. (1999). Spatial variability of seismicity parameters in aftershock zones. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 104(B6), 13135-13151.
- Wiemer, S., & Wyss, M. (2000). Minimum magnitude of completeness in earthquake catalogs: Examples from Alaska, the western United States, and Japan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90(4), 859-869.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4), 297-313.
- Youngs, R. R., Chiou, S. J., Silva, W. J., & Humphrey, J. R. (1997). Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological research letters*, 68(1), 58-73.
- Zafirovski, Z. (2016b). Usage of Empirical-Statical-Dynamical (ESD) method for data extrapolation in Tunnel Construction. *MATEC Web Of Conferences*, 53, 01027. <https://doi.org/10.1051/matecconf/20165301027>
- ZER Geosystem Perú S.A.C. (2023). Actualización del Estudio de Peligro Sísmico para la Unidad Minera Cerro Verde, Lima, Perú.
- Zhao, J. X., Liang, X., Jiang, F., Xing, H., Zhu, M., Hou, R., ... & Somerville, P. G. (2016). Ground-motion prediction equations for subduction interface earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1518-1534.
- Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., ... & Fukushima, Y. (2006). Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 898-913.

## ANEXOS

Anexo 01:	Investigación de campo.....	231
Anexo 1.1:	Registro de calicatas y trincheras .....	231
Anexo 1.2:	Densidad in situ.....	240
Anexo 1.3:	Registro de SPT y CP.....	241
Anexo 1.4:	Registro de SPT Y CP post sismo.....	243
Anexo 1.5:	Registro de DPL.....	245
Anexo 1.6:	Registro de DPL post sismo.....	250
Anexo 02:	Ensayos de laboratorio.....	253
Anexo 2.1:	Ensayos estándar.....	253
Anexo 2.2:	Ensayos especiales.....	276
Anexo 2.3:	Ensayos en roca.....	278
Anexo 03:	Análisis de licuación.....	280

## ANEXO 01: INVESTIGACIÓN DE CAMPO

### ANEXO 1.1: REGISTRO DE CALICATAS Y TRINCHERAS

		REGISTRO DE CALICATAS		CALICATA No: <b>TP-01</b>						
				Página 001						
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara PROYECTO No.: P300-040-13-03 UBICACIÓN: Planta San Santiago de Acari - Arequipa CLIENTE: DyC CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC OPERADOR: Personal de Planta METODO DE EXCAVACION: Manual		NORTE (m): 8307518      ESTE (m): 544644 ELEVACION (msnm): 432 DIMENSIONES (m): 1.50x2.00 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: Nivelada NIVEL FREÁTICO (m): NE REGISTRADO POR: IVC PROFUNDIDAD TOTAL (m): 1.50 FECHA DE EJECUCION: 05-09-13								
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios			
0.0			Superficie del terreno							
1.0		SM	(0.00 a 1.50 m). Arena limosa, de compacidad suelta, húmeda, de color gris.	MAP	M-1	Ensayo del cono de arena	Material de relave grueso, conformado por arena limosa, ubicado cerca al dique de relaves gruesos			
<b>LEYENDA:</b> <table border="0"> <tr> <td> <b>TIPO DE MUESTRA</b>                      MAG - Muestra alterada grande                      MAP - Muestra alterada pequeña                      BL - Bloque (Muestra inalterada)                      S/M - Sin muestra                      CM - California Modificado                      PAG - Muestra para análisis de                 </td> <td> <b>ENSAYOS IN SITU</b>                      q<sub>h</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano                      T - Ensayos con veleta de mano                      d<sub>c</sub> - Ensayo de densidad de campo  <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b>                      NE - No encontrado                      Df - Profundidad de fundación sugerido                 </td> <td> <b>SIMBOLOGIA</b>                      GW     GC     SM     CL     CH                       GP     SW     SC     OL     OH                       GM     SP     ML     MH     Pt  </td> </tr> </table>								<b>TIPO DE MUESTRA</b> MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) S/M - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de	<b>ENSAYOS IN SITU</b> q <sub>h</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano d <sub>c</sub> - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido	<b>SIMBOLOGIA</b> GW  GC  SM  CL  CH  GP  SW  SC  OL  OH  GM  SP  ML  MH  Pt 
<b>TIPO DE MUESTRA</b> MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) S/M - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de	<b>ENSAYOS IN SITU</b> q <sub>h</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano d <sub>c</sub> - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido	<b>SIMBOLOGIA</b> GW  GC  SM  CL  CH  GP  SW  SC  OL  OH  GM  SP  ML  MH  Pt 								

<b>JMF INGENIERÍA &amp; CONSTRUCCIÓN</b>		<b>REGISTRO DE CALICATAS</b>			CALICATA No: <b>TP-02</b>	
					Página 001	
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		NORTE (m): 8307461	ESTE (m): 544582			
PROYECTO No.: P300-040-13-03		ELEVACION (msnm): 432		DIMENSIONES (m): 1.20x2.00		
UBICACION: Planta San Santiago de Acari - Arequipa		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: Nivelada				
CLIENTE: DyC		NIVEL FREÁTICO (m): NE				
CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC		REGISTRADO POR: IVC				
OPERADOR: Personal de Planta		PROFUNDIDAD TOTAL (m): 1.50				
METODO DE EXCAVACIÓN: Manual		FECHA DE EJECUCION: 08-09-13				

Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
	SM		(0.00 a 0.90 m). Arena limosa, de compactad suelta a medianamente densa, húmeda, de color marrón.				Suelo aluvial. Similar a M-1 de TP-03
1.0	GM		(0.90 a 1.50 m). Grava limosa, compactad muy densa, seca, de color amarillento, forma subangulosa.				Grava proveniente de roca meteorizada por agentes químicos y físicos. Similar a M-2 de TP-03
	Roca		Se encontró roca a la profundidad de 1.50 m.				
2.0							

**LEYENDA:**

<p><b>TIPO DE MUESTRA</b></p> <p>MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) S/M - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de</p>	<p><b>ENSAYOS IN SITU</b></p> <p>q<sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano dc - Ensayo de densidad de campo</p> <p><b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b></p> <p>NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido</p>	<p><b>SIMBOLOGIA</b></p> <table style="width:100%;"> <tr> <td>GW</td><td></td> <td>GC</td><td></td> <td>SM</td><td></td> <td>CL</td><td></td> <td>CH</td><td></td> </tr> <tr> <td>GP</td><td></td> <td>SW</td><td></td> <td>SC</td><td></td> <td>OL</td><td></td> <td>OH</td><td></td> </tr> <tr> <td>GM</td><td></td> <td>SP</td><td></td> <td>ML</td><td></td> <td>MH</td><td></td> <td>Pt</td><td></td> </tr> </table>	GW		GC		SM		CL		CH		GP		SW		SC		OL		OH		GM		SP		ML		MH		Pt	
GW		GC		SM		CL		CH																								
GP		SW		SC		OL		OH																								
GM		SP		ML		MH		Pt																								

<b>JMF INGENIERÍA &amp; CONSTRUCCIÓN</b>		<b>REGISTRO DE CALICATAS</b>			CALICATA No: <b>TP-03</b>	
					Página 001	
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara				NORTE (m): 8307467	ESTE (m): 544566	
PROYECTO No.: P300-040-13-03				ELEVACION (msnm): 432		
UBICACION: Planta San Santiago de Acari - Arequipa				DIMENSIONES (m): 1.30x2.00		
CLIENTE: DyC				CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: Nivelada		
CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC				NIVEL FREATICO (m): NE		
OPERADOR: Personal de Planta				REGISTRADO POR: JVC		
MÉTODO DE EXCAVACION: Manual				PROFUNDIDAD TOTAL (m): 1.60		
				FECHA DE EJECUCION: 08-09-13		

Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
1.0		SM	(0.00 a 1.10 m). Arena limosa con grava, de compactidad suelta a medianamente densa, húmeda, de color marrón.	MAP	M-1		Suelo aluvial.
1.60		GM	(1.10 a 1.60 m). Grava limosa con arena, compactidad muy densa, seca, de color amarillento, forma subangulosa.	MAP	M-2		Grava proveniente de roca meteorizada por agentes químicos y físicos.
2.0		Roca	Se encontró roca a la profundidad de 1.60 m.				

**LEYENDA:**

<p><b>TIPO DE MUESTRA</b></p> <p>MAG - Muestra alterada grande          MAP - Muestra alterada pequeña          BL - Bloque (Muestra inalterada)          SM - Sin muestra          CM - California Modificado          PAG - Muestra para análisis de</p>	<p><b>ENSAYOS IN SITU</b></p> <p>q<sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano          T - Ensayos con veleta de mano          dc - Ensayo de densidad de campo</p> <p><b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b></p> <p>NE - No encontrado          Df - Profundidad de fundación sugerido</p>	<p><b>SIMBOLOGIA</b></p> <p>GW  GC           GP  SW           GM  SP </p>	<p>SM  CL  CH           SC  OL  OH           ML  MH  Pt </p>
--	---	---	--

<b>JMF INGENIERÍA &amp; CONSTRUCCIÓN</b>		<b>REGISTRO DE CALICATAS</b>		CALICATA No: <b>TP-04</b>			
				Página 001			
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara PROYECTO No.: P300-040-13-03 UBICACIÓN: Planta San Santiago de Acari - Arequipa CLIENTE: DyC CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC OPERADOR: Personal de Planta MÉTODO DE EXCAVACIÓN: Manual			NORTE (m): 8307484      ESTE (m): 544566 ELEVACION (msnm): 432 DIMENSIONES (m): 1.00x2.00 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: Nivelada NIVEL FREÁTICO (m): NE REGISTRADO POR: IVC PROFUNDIDAD TOTAL (m): 0.50 FECHA DE EJECUCIÓN: 08-09-13				
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
		SM	(0.00 a 0.20 m). Arena limosa, de compacidad suelta, medianamente densa, húmeda, de color marrón.				Suelo aluvial. Similar a M-1 de TP-03
		GM	(0.20 a 0.50 m). Grava limosa, de compacidad muy densa, seca, de color amarillento, forma subangulosa.				Grava proveniente de roca meteorizada por agentes químicos y físicos. Similar a M-2 de TP-03.
		Roca	Se encontró roca a la profundidad de 0.50 m.				
<b>LEYENDA:</b>							
<b>TIPO DE MUESTRA</b>		<b>ENSAYOS IN SITU</b>		<b>SIMBOLOGIA</b>			
MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) SM - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de		q <sub>s</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano dc - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido		GW    GC    SM    CL    CH GP    SW    SC    OL    OH GM    SP    ML    MH    Pt			

<b>JMF INGENIERÍA &amp; CONSTRUCCIÓN</b>		<b>REGISTRO DE TRINCHERAS</b>			TRINCHERA No: <b>TR-01</b>		
					Página 001		
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara PROYECTO No.: P300-040-13-03 UBICACION: Planta San Santiago de Acari - Arequipa CLIENTE: DyC CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC OPERADOR: Personal de Planta METODO DE EXCAVACION: Manual				NORTE (m): 8307552      ESTE (m): 544668 ELEVACION (msnm): 431 DIMENSIONES (m): 1.50x3.00 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: En pendiente NIVEL FREATICO (m): NE REGISTRADO POR: IVC PROFUNDIDAD TOTAL (m): 3.00 FECHA DE EJECUCION: 07-09-13			
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
		SM	(0.00 a 0.30 m). Arena limosa, de compacidad muy suelta, seca, de color beige.				Relave suelto.
1.0		SM	(0.30 a 3.00 m). Arena limosa, compacidad medianamente densa, húmeda, de color gris.	MAP	M-1	Ensayo del cono de arena.	Relave grueso.
2.0							
3.0							
<b>LEYENDA:</b>							
<b>TIPO DE MUESTRA</b>		<b>ENSAYOS IN SITU</b>		<b>SIMBOLOGIA</b>			
MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) S/M - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de		q <sub>s</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano dc - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido		GW       GC       SM       CL       CH GP       SW       SC       OL       OH GM       SP       ML       MH       Pt			

<b>JMF INGENIERÍA &amp; CONSTRUCCIÓN</b>		<b>REGISTRO DE TRINCHERAS</b>		TRINCHERA No: <b>TR-02</b>	
				Página 001	
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		NORTE (m): 8307530	ESTE (m): 544671		
PROYECTO No.: P300-040-13-03		ELEVACION (msnm): 425			
UBICACION: Planta San Santiago de Acari - Arequipa		DIMENSIONES (m): 1.50x4.50		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: En pendiente	
CLIENTE: DyC		NIVEL FREATICO (m): NE			
CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC		REGISTRADO POR: IVC			
OPERADOR: Personal de Planta		PROFUNDIDAD TOTAL (m): 3.50			
METODO DE EXCAVACION: Manual		FECHA DE EJECUCION: 08-09-13			

Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
0.3		SM	(0.00 a 0.30 m). Arena limosa, de compacidad muy suelta, seca, de color beige.				Similar a TR-01. Relave suelto.
1.0							
2.0		SM	(0.30 a 3.50 m). Arena limosa, compacidad medianamente densa, húmeda, de color gris.	MAG	M-1	Ensayo del cono de arena.	Similar a M-1 de TR-01. Relave Grueso.
3.0							

**LEYENDA:**

<p><b>TIPO DE MUESTRA</b></p> <p>MAG - Muestra alterada grande          MAP - Muestra alterada pequeña          BL - Bloque (Muestra inalterada)          S/M - Sin muestra          CM - California Modificado          PAG - Muestra para análisis de</p>	<p><b>ENSAYOS IN SITU</b></p> <p>q<sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano          T - Ensayos con veleta de mano          dc - Ensayo de densidad de campo</p> <p><b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b></p> <p>NE - No encontrado          Df - Profundidad de fundación sugerido</p>	<p><b>SIMBOLOGIA</b></p> <p>GW </p> <p>GP </p> <p>GM </p> <p>GC </p> <p>SW </p> <p>SP </p> <p>SM </p> <p>SC </p> <p>ML </p> <p>CL </p> <p>OL </p> <p>MH </p> <p>CH </p> <p>OH </p> <p>Pt </p>
---	---	---

		<b>REGISTRO DE TRINCHERAS</b>			TRINCHERA No: <b>TR-03</b> Página 001		
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara PROYECTO No.: P300-040-13-03 UBICACIÓN: Planta San Santiago de Acari - Arequipa CLIENTE: DyC CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC OPERADOR: Personal de Planta MÉTODO DE EXCAVACIÓN: Manual		NORTE (m): 8307557 ELEVACION (msnm): 418 DIMENSIONES (m): 1.50x3.00 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: En pendiente NIVEL FREÁTICO (m): NE REGISTRADO POR: IVC PROFUNDIDAD TOTAL (m): 2.50 FECHA DE EJECUCIÓN: 08-09-13		ESTE (m): 544693			
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
		SM	(0.00 a 0.30 m). Arena limosa, de compacidad suelta, medianamente húmeda, de color marrón.				Presencia de sales en la superficie.
1.0		GM	(0.30 a 2.50 m). Grava limosa con arena, compacidad densa, húmeda, de color marrón, forma subangulosa, con presencia de boloneras, tamaño máximo de 6" en un 3%.	MAG	M-1	Ensayo del cono de arena.	Material de corte compactado
2.0							
<b>LEYENDA:</b>							
<b>TIPO DE MUESTRA</b> MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) SIM - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de		<b>ENSAYOS IN SITU</b> q <sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano dc - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido		<b>SIMBOLOGIA</b> GW  GC  SM  CL  CH  GP  SW  SC  OL  OH  GM  SP  ML  MH  Pt 			

		<b>REGISTRO DE TRINCHERAS</b>			TRINCHERA No: <b>TR-04</b> Página 001		
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara PROYECTO No.: P300-040-13-03 UBICACIÓN: Planta San Santiago de Acari - Arequipa CLIENTE: DyC CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC OPERADOR: Personal de Planta MÉTODO DE EXCAVACIÓN: Manual		NORTE (m): 8307539 ELEVACION (msnm): 429 DIMENSIONES (m): 1.50x3.50 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: En pendiente NIVEL FREÁTICO (m): NE REGISTRADO POR: IVC PROFUNDIDAD TOTAL (m): 3.00 FECHA DE EJECUCIÓN: 08-09-13		NORTE (m): 8307539 ESTE (m): 544696			
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0		SM	Superficie del terreno (0.00 a 0.30 m). Arena limosa con presencia de gravas y bolones sueltos en la superficie, compacidad suelta, medianamente húmeda, de color marrón.				Similar a TR-03. Presencia de sales en la superficie.
1.0		GM	(0.30 a 2.50 m). Grava limosa con arena, compacidad densa, húmeda, de color marrón, subangulosa, con presencia de boloneras, tamaño máximo de 6" en un 5%.	MAG	M-1	Ensayo del cono de arena.	Similar a M-1 de TR-03. Material de corte compactado.
2.0							
3.0							
<b>LEYENDA:</b>							
<b>TIPO DE MUESTRA</b> MAG - Muestra alterada grande MAP - Muestra alterada pequeña BL - Bloque (Muestra inalterada) SM - Sin muestra CM - California Modificado PAG - Muestra para análisis de		<b>ENSAYOS IN SITU</b> q <sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano T - Ensayos con veleta de mano dc - Ensayo de densidad de campo <b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b> NE - No encontrado Df - Profundidad de fundación sugerido		<b>SIMBOLOGIA</b> GW  GC  SM  CL  CH  GP  SW  SC  OL  OH  GM  SP  ML  MH  Pt 			

JM F INGENIERÍA & CONSTRUCCIÓN		REGISTRO DE TRINCHERAS		TRINCHERA No: TR-05			
PROYECTO: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		NORTE (m): 8307563	ESTE (m): 544713				
PROYECTO No.: P300-040-13-03		ELEVACION (msnm): 401					
UBICACION: Planta San Santiago de Acari - Arequipa		DIMENSIONES (m): 1.50x2.50					
CLIENTE: DyC		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE: En pendiente					
CONTRATISTA: JMF Ingeniería & Construcción SAC		NIVEL FREÁTICO (m): NE					
OPERADOR: Personal de Planta		REGISTRADO POR: IVC					
MÉTODO DE EXCAVACIÓN: Manual		PROFUNDIDAD TOTAL (m): 2.00					
		FECHA DE EJECUCIÓN: 08-09-13					
Profundidad(m)	Gráfico	SUCS	Descripción del Material	Tipo de muestra	Número de muestra	Ensayos in Situ	Comentarios
0.0			Superficie del terreno				
		SM	(0.00 a 0.20 m). Arena limosa con presencia de gravas y bolones sueltos en la superficie, compactación suelta, seca, de color marrón.				
1.0		GW-GM	(0.20 a 2.00 m). Grava bien gradada con limo con arena, compactación densa, ligeramente húmeda, de color marrón claro, forma subangulosas, presencia de bolonerías en un 8%, tamaño máximo de 7", con bloques de tamaño máximo de 15" en un 5%.	MAG	M-1		Suelo de fundación de la presa. Relaves, suelo aluvial perfilado.
2.0							

**LEYENDA:**

<b>TIPO DE MUESTRA</b>	<b>ENSAYOS IN SITU</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>					
MAG - Muestra alterada grande	q <sub>u</sub> - Ensayos con penetrómetro de mano	GW	GC	SM	CL	CH	
MAP - Muestra alterada pequeña	T - Ensayos con veleta de mano	GP	SW	SC	OL	OH	
BL - Bloque (Muestra inalterada)	dc - Ensayo de densidad de campo	GM	SP	ML	MH	PI	
S/M - Sin muestra	<b>NIVEL DE AGUA Y FUNDACION</b>						
CM - California Modificado	NE - No encontrado						
PAG - Muestra para análisis de	Df - Profundidad de fundación sugerido						

## ANEXO 1.2: DENSIDAD IN SITU

**ENSAYO DE DENSIDAD IN-SITU METODO DE CONO DE ARENA  
(ASTM D 1556)**

**Proyecto:** Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara  
**Ubicación:** Acari - Caravelí - Arequipa  
**Fecha:** Setiembre 2013

**Cliente:** DyC  
**Ensayado :** IVC  
**Revisado:** FGP

CALICATA o TRINCHERA / MUESTRA	Unidad	TP-01 / M-1	TR-01 / M-1	TR-02 / M-1	TR-03 / M-1	TR-04 / M-1
PROFUNDIDAD (m)		1.50	3.00	3.50	2.50	3.00

DENSIDAD DE CAMPO (ASTM – D1556)						
1	Peso Equipo + arena inicial (g)	7500.00	7019	7122	7834	7770
2	Peso Equipo + arena sobrante (g)	3016.00	2010	2838	3126	3144
3	Peso arena empleada (1)-(2) (g)	4484.00	5009	4284	4708	4626
4	Peso arena en punta cono (g)	1737.00	1737.00	1737.00	1737.00	1737.00
5	Peso arena del hoyo (3)-(4) (g)	2747	3272	2547	2971	2889
6	Densidad arena calibrada (g/cm <sup>3</sup> )	1.397	1.397	1.397	1.397	1.397
7	Volumen hoyo, (5)/(6) (cm <sup>3</sup> )	1966	2342	1823	2127	2068
8	Peso recipiente + suelo (g)	3645	4276	3852	5063	4760
9	Peso recipiente (g)	0	0	0	0	0
10	Peso suelo (8)-(9) (g)	3645	4276	3852	5063	4760
11	Densidad suelo húmedo (10/7) (g/cm <sup>3</sup> )	1.85	1.83	2.11	2.38	2.30

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM – D2216) (%)		TP-01	TR-01	TR-02	TR-03	TR-04
		8.20	4.50	4.40	3.90	4.20

GRADO DE COMPACTACIÓN		TP-01	TR-01	TR-02	TR-03	TR-04
12	Densidad de suelo seco (g/cm <sup>3</sup> )	1.71	1.75	2.02	2.29	2.21

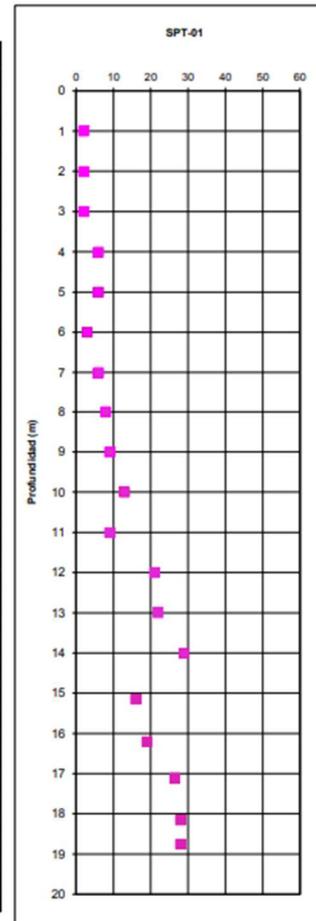
ANEXO 1.3: REGISTRO DE SPT Y CP

REGISTRO DE PERFORACIONES SPT Y CP

N° Proyecto P300-040-13-03  
Proyecto Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara  
Cliente DyC  
Ubicación Planta San Santiago de Acari, Arequipa.  
Fecha Setiembre, 2013  
Realizado IVC  
Revisado FGP

Perforación: SPT-01  
Profundidad (m) 19.05  
Coordenadas N: 8 307 517  
E: 544 644

N°	Tramo	Descripción	N	N <sub>c</sub>	(N1)60	φ
1	1.00 - 1.45	Arena limosa, húmeda, compacidad muy suelta, color gris oscuro.	2		1.93	21
2	1.45 - 2.00					
3	2.00 - 2.45		2		1.45	21
4	2.45 - 3.00	Arena limosa, saturada, compacidad muy suelta, color gris oscuro.				
5	3.00 - 3.45		2		1.29	21
6	3.45 - 4.00					
7	4.00 - 4.45	Arena limosa, saturada, compacidad suelta, color gris oscuro.	6		3.49	25
8	4.45 - 5.00					
9	5.00 - 5.45		3		1.62	22
10	5.45 - 6.00	Arena limosa, saturada, compacidad muy suelta, color gris oscuro.				
11	6.00 - 6.45		3		1.58	22
12	6.45 - 7.00					
13	7.00 - 7.45		6		3.10	25
14	7.45 - 8.00					
15	8.00 - 8.45	Arena limosa, saturada, compacidad suelta, color gris oscuro.	8		3.87	27
16	8.45 - 9.00					
17	9.00 - 9.45		9		4.11	28
18	9.45 - 10.00					
19	10.00 - 10.45		13		5.79	31
20	10.45 - 11.00	Arena limosa, compacidad medianamente densa, húmeda, color gris.				
21	11.00 - 11.45		9		3.93	28
22	11.45 - 12.00					
23	12.00 - 12.45		21		8.79	35
24	12.45 - 13.00	Limo de baja plasticidad, de consistencia rígida, húmedo, de color gris oscuro.				
25	13.00 - 13.45		22		8.82	35
26	13.45 - 14.00					
27	14.00 - 14.45	Limo de baja plasticidad, rígida, color beige, presenta óxido.	29		11.25	39
28	14.45 - 15.00					
29	15.15 - 15.45		16	32	6.00	32
30	15.45 - 16.00					
31	16.20 - 16.50		19	38	6.91	34
32	16.45 - 17.00					
33	17.10 - 17.40	Nr	27	53	9.37	38
34	17.45 - 18.00					
35	18.15 - 18.45		28	56	9.62	38
36	18.45 - 18.75					
37	18.75 - 19.05		28	56	9.33	38



**Nota:**

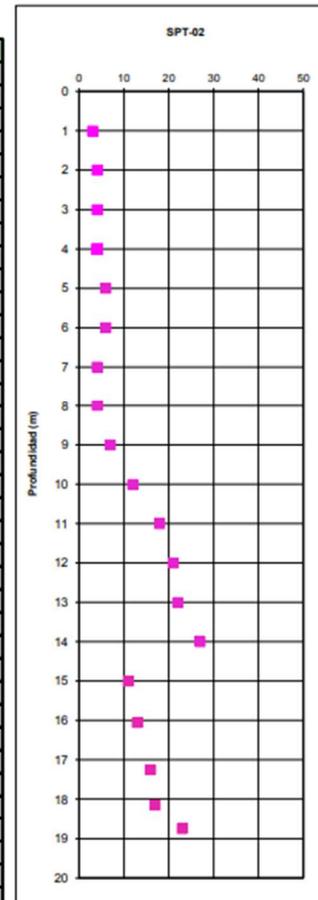
SPT : Standard Penetration Test  
CP: Cono Peck Test  
N: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración en el ensayo de penetración estándar  
N<sub>c</sub>: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck  
Nr: No se recupero muestra

**REGISTRO DE PERFORACIONES SPT Y CP**

N° Proyecto P300-040-13-03  
 Proyecto Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara  
 Cliente DyC  
 Ubicación Planta San Santiago de Acarí, Arequipa.  
 Fecha Setiembre, 2013  
 Realizado IVC  
 Revisado FGP

Perforación: **SPT-02**  
 Profundidad (m) 19.05  
 Coordenadas N: 8 307 525  
 E: 544 658

N°	Tramo			Descripción	N	N <sub>c</sub>	(N1)60	φ
1	1.00	-	1.45	Arena limosa, compacidad muy suelta, baja humedad, de color marrón.	3		1.83	22
2	1.45	-	2.00					
3	2.00	-	2.45		4		2.14	23
4	2.45	-	3.00					
5	3.00	-	3.45		4		2.05	23
6	3.45	-	4.00					
7	4.00	-	4.45		4		1.94	23
8	4.45	-	5.00					
9	5.00	-	5.45	Arena limosa, compacidad suelta, húmeda, color gris oscuro, presencia de pirita.	6		2.78	25
10	5.45	-	6.00					
11	6.00	-	6.45		6		2.76	25
12	6.45	-	7.00					
13	7.00	-	7.45	Arena limosa, compacidad suelta, saturada, de color gris oscuro.	4		1.84	23
14	7.45	-	8.00					
15	8.00	-	8.45		4		1.74	23
16	8.45	-	9.00					
17	9.00	-	9.45		7		2.91	26
18	9.45	-	10.00					
19	10.00	-	10.45		12		4.91	30
20	10.45	-	11.00	Arena limosa, compacidad medianamente densa, húmeda.				
21	11.00	-	11.45		18		7.26	33
22	11.45	-	12.00					
23	12.00	-	12.45		21		8.17	35
24	12.45	-	13.00					
26	13.00	-	13.45		22		8.27	35
27	13.45	-	14.00					
28	14.00	-	14.45	Arena limosa, densa.	27		9.83	38
29	14.45	-	15.00					
30	15.00	-	15.45	Nr	11	22	7.78	29
31	15.45	-	16.00					
32	16.05	-	16.50		13	26	8.95	31
33	16.50	-	17.00					
34	17.25	-	17.55		16	32	10.73	32
35	17.55	-	18.00					
36	18.15	-	18.45		17	34	11.11	33
37	18.45	-	18.60					
38	18.75	-	19.05		23	46	14.62	36



**Nota:**

SPT : Standard Penetration Test  
 CP: Cone Peck Test  
 N: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración en el ensayo de penetración estándar  
 N<sub>c</sub>: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck  
 Nr: No se recupero muestra

ANEXO 1.4: REGISTRO DE SPT Y CP POST SISMO

REGISTRO DE PERFORACIONES SPT

N° Proyecto P300-040-13-03

Proyecto Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara

Ciente DyC

Ubicación Planta San Santiago de Acari, Arequipa.

Fecha Octubre, 2013

Realizado IVC

Revisado FGP

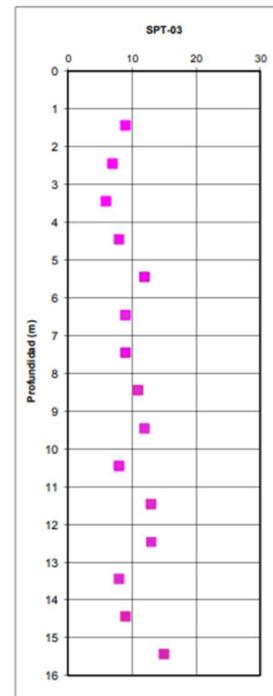
Perforación: SPT-03

Profundidad (m) 15.45

Coordenadas N: 8 307 528

E: 544 660

N°	Tramo		Descripción	N	Cn	(N1)60	φ
1	1.00	- 1.45	Arena limosa, húmeda, compacidad suelta, color gris oscuro.	9		5.3	28.4
2	1.45	- 2.00					
3	2.00	- 2.45			7	3.6	26.8
4	2.45	- 3.00					
5	3.00	- 3.45			6	3.0	26.0
6	3.45	- 4.00					
7	4.00	- 4.45			8	3.9	27.7
8	4.45	- 5.00					
9	5.00	- 5.45	Arena limosa, húmeda, compacidad medianamente densa, color gris oscuro.	12		5.5	30.5
10	5.45	- 6.00	Arena limosa, húmeda, compacidad suelta, color gris oscuro	9		4.3	28.4
11	6.00	- 6.45					
12	6.45	- 7.00					
13	7.00	- 7.45	Arena limosa, saturada, compacidad suelta, color gris oscuro. Se encontró Nivel freático	9		4.1	25.0
14	7.45	- 8.00	Arena limosa, saturada, compacidad medianamente densa, color gris oscuro.	11		4.7	29.8
15	8.00	- 8.45					
16	8.45	- 9.00			12	4.9	30.5
17	9.00	- 9.45	Arena limosa, saturada, compacidad muy suelta, color gris oscuro.	8		3.3	27.7
18	9.45	- 10.00					
19	10.00	- 10.45	Arena limosa, saturada, compacidad medianamente densa, color gris oscuro.	13		5.2	31.1
20	10.45	- 11.00					
21	11.00	- 11.45			13	5.0	31.1
22	11.45	- 12.00					
23	12.00	- 12.45	Arena limosa, saturada, compacidad suelta, color gris oscuro.	8		3.0	27.7
24	12.45	- 13.00					
25	13.00	- 13.45			9	3.3	28.4
26	13.45	- 14.00					
27	14.00	- 14.45					
28	14.45	- 15.00					
29	15.00	- 15.45		15		5.3	32.3



**Nota:**

SPT: Ensayo de Penetración Estándar

CP: Ensayo de auscultación con Cono Tipo Peck

N: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración en el ensayo de penetración estándar

Cn: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck

Nr: No se recupero muestra

**REGISTRO DE PERFORACIONES SPT**

N° Proyecto P300-040-13-03

Proyecto Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara

Cliente DyC

Ubicación Planta San Santiago de Acari, Arequipa.

Fecha Octubre, 2013

Realizado IVC

Revisado FGP

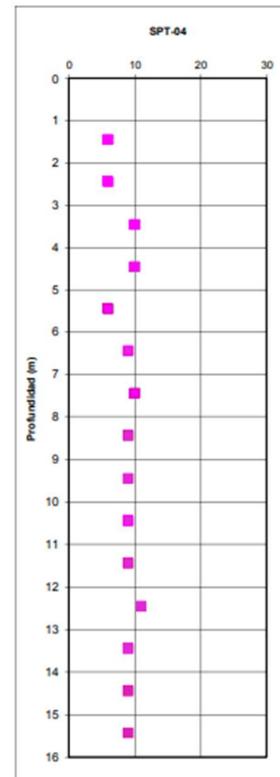
Perforación: **SPT-04**

Profundidad (m) 15.45

Coordenadas N: 8 307 549

E: 544 652

N°	Tramo		Descripción	N	Cn	(N1)60	φ
1	1.00	-	1.45	6		4.8	26.0
2	1.45	-	2.00	6		4.8	26.0
3	2.00	-	2.45				
4	2.45	-	3.00				
5	3.00	-	3.45	10		8	29.0
6	3.45	-	4.00	10		8	29.0
7	4.00	-	4.45				
8	4.45	-	5.00				
9	5.00	-	5.45	6		4.8	26.0
10	5.45	-	6.00	9		7.1	28.4
11	6.00	-	6.45				
12	6.45	-	7.00				
13	7.00	-	7.45	10		8.00	29.0
14	7.45	-	8.00	9		7.1	28.4
15	8.00	-	8.45				
16	8.45	-	9.00				
17	9.00	-	9.45	9		7.1	28.4
18	9.45	-	10.00	9		7.1	28.4
19	10.00	-	10.45				
20	10.45	-	11.00				
21	11.00	-	11.45	9		7.1	28.4
22	11.45	-	12.00	11		8.8	29.8
23	12.00	-	12.45				
24	12.45	-	13.00				
25	13.00	-	13.45	9		7.1	28.4
26	13.45	-	14.00	9		7.1	28.4
27	14.00	-	14.45				
28	14.45	-	15.00				
29	15.00	-	15.45	9		7.1	28.4



**Nota:**

SPT: Ensayo de Penetración Estándar

CP: Ensayo de auscultación con Cono Tipo Peck

N: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración en el ensayo de penetración estándar

Cn: Número de golpes por cada 0.30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck

Nr: No se recupero muestra

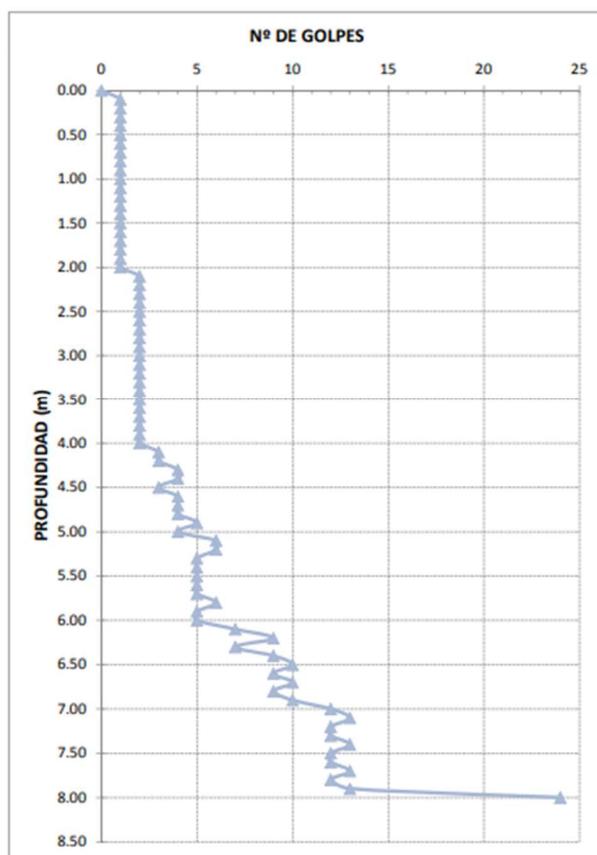
ANEXO 1.5: REGISTRO DE DPL

**JMF** INGENIERIA &  
CONSTRUCCION

**AUSCULTACIÓN DINÁMICA LIGERA**  
**NORMA DIN Nº 4094 - 90**

<b>Nombre del proyecto:</b>	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		
<b>Cliente:</b>	DyC		
<b>Nº de proyecto:</b>	P300-040-13-03	<b>Coordenadas:</b>	<b>Norte:</b> 8 307 486
<b>Ubicación:</b>	Planta San Santiago de Acari, Arequipa		<b>Este:</b> 544 618
<b>Profundidad total (m):</b>	8.10	<b>Ubicación del ensayo:</b>	Vaso del depósito de Relaves
<b>Ensayo Nº:</b>	DPL-01		<b>Fecha:</b> 05/09/2013

Profundidad (m)	Nº de golpes	Profundidad (m)	Nº de golpes
0.00	0	4.10	3
0.10	1	4.20	3
0.20	1	4.30	4
0.30	1	4.40	4
0.40	1	4.50	3
0.50	1	4.60	4
0.60	1	4.70	4
0.70	1	4.80	4
0.80	1	4.90	5
0.90	1	5.00	4
1.00	1	5.10	6
1.10	1	5.20	6
1.20	1	5.30	5
1.30	1	5.40	5
1.40	1	5.50	5
1.50	1	5.60	5
1.60	1	5.70	5
1.70	1	5.80	6
1.80	1	5.90	5
1.90	1	6.00	5
2.00	1	6.10	7
2.10	2	6.20	9
2.20	2	6.30	7
2.30	2	6.40	9
2.40	2	6.50	10
2.50	2	6.60	9
2.60	2	6.70	10
2.70	2	6.80	9
2.80	2	6.90	10
2.90	2	7.00	12
3.00	2	7.10	13
3.10	2	7.20	12
3.20	2	7.30	12
3.30	2	7.40	13
3.40	2	7.50	12
3.50	2	7.60	12
3.60	2	7.70	13
3.70	2	7.80	12
3.80	2	7.90	13
3.90	2	8.00	24
4.00	2	8.10	25



**OBSERVACIONES:**

Se obtuvo rechazo a la profundidad de 8.10 m. con la cantidad de 25 golpes.

---



---



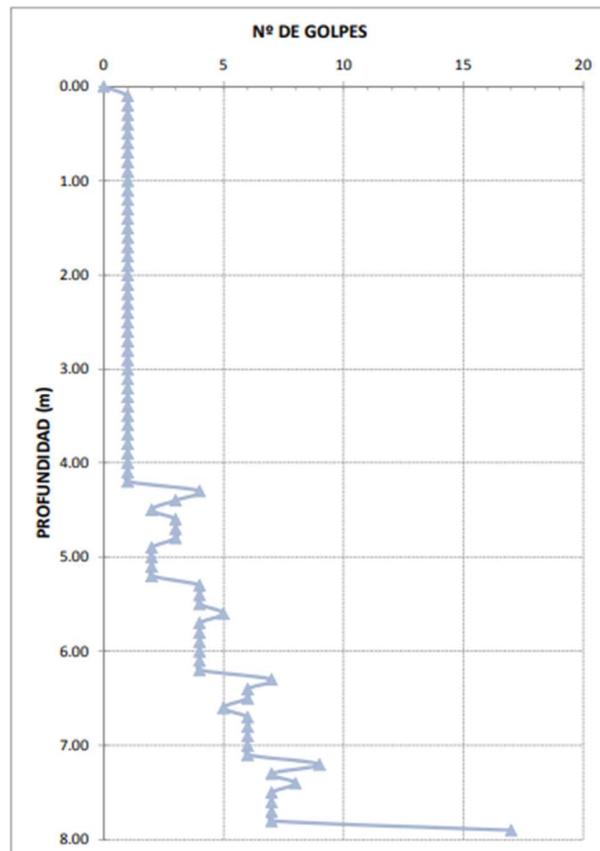
---

**NOTAS:**

Ensayos realizados con martillo de 10 kg  
Altura de caída: 50 cm

<b>Nombre del proyecto:</b>	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		
<b>Cliente:</b>	DYC		
<b>N° de proyecto:</b>	P300-040-13-03	<b>Coordenadas:</b>	<b>Norte:</b> 8 307 493
<b>Ubicación:</b>	Planta San Santiago de Acari, Arequipa		<b>Este:</b> 544 615
<b>Profundidad total (m):</b>	7.90	<b>Ubicación del ensayo:</b>	Vaso del depósito de Relaves
<b>Ensayo N°:</b>	DPL-02		<b>Fecha:</b> 05/09/2013

Profundidad (m)	N° de golpes	Profundidad (m)	N° de golpes
0.00	0	4.10	1
0.10	1	4.20	1
0.20	1	4.30	4
0.30	1	4.40	3
0.40	1	4.50	2
0.50	1	4.60	3
0.60	1	4.70	3
0.70	1	4.80	3
0.80	1	4.90	2
0.90	1	5.00	2
1.00	1	5.10	2
1.10	1	5.20	2
1.20	1	5.30	4
1.30	1	5.40	4
1.40	1	5.50	4
1.50	1	5.60	5
1.60	1	5.70	4
1.70	1	5.80	4
1.80	1	5.90	4
1.90	1	6.00	4
2.00	1	6.10	4
2.10	1	6.20	4
2.20	1	6.30	7
2.30	1	6.40	6
2.40	1	6.50	6
2.50	1	6.60	5
2.60	1	6.70	6
2.70	1	6.80	6
2.80	1	6.90	6
2.90	1	7.00	6
3.00	1	7.10	6
3.10	1	7.20	9
3.20	1	7.30	7
3.30	1	7.40	8
3.40	1	7.50	7
3.50	1	7.60	7
3.60	1	7.70	7
3.70	1	7.80	7
3.80	1	7.90	17
3.90	1		
4.00	1		



**OBSERVACIONES:**

Se obtuvo rechazo a la profundidad de 7.90 m. con la cantidad de 17 golpes.

---



---



---

**NOTAS:**

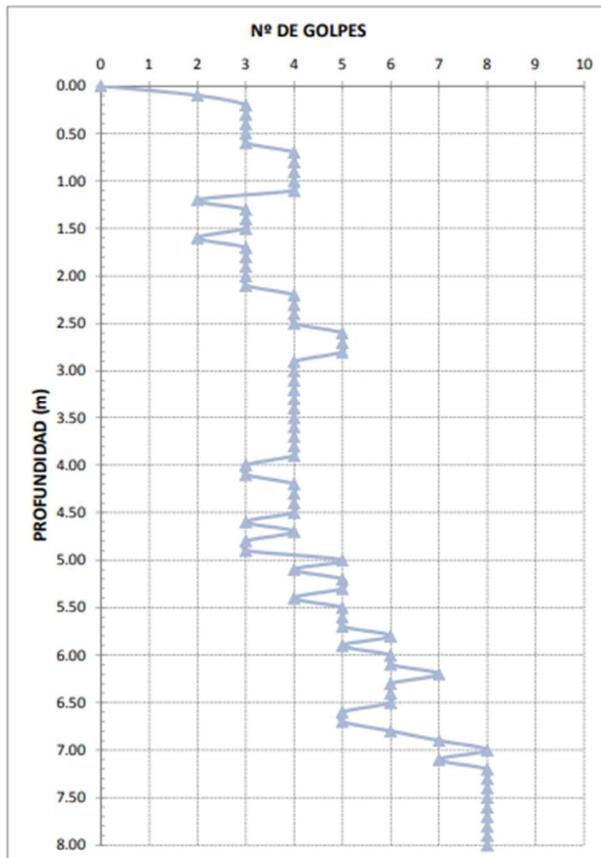
Ensayos realizados con martillo de 10 kg  
Altura de caída: 50 cm





<b>Nombre del proyecto:</b>	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara		
<b>Ciente:</b>	DYC		
<b>N° de proyecto:</b>	P300-040-13-03	<b>Coordenadas:</b>	<b>Norte:</b> 8 307 542
<b>Ubicación:</b>	Planta San Santiago de Acari, Arequipa		<b>Este:</b> 544 670
<b>Profundidad total (m):</b>	8.00	<b>Ubicación del ensayo:</b>	Dique de Contención de Relave Gueso
<b>Ensayo N°:</b>	DPL-05		<b>Fecha:</b> 08/09/2013

Profundidad (m)	N° de golpes	Profundidad (m)	N° de golpes
0.00	0	4.10	3
0.10	2	4.20	4
0.20	3	4.30	4
0.30	3	4.40	4
0.40	3	4.50	4
0.50	3	4.60	3
0.60	3	4.70	4
0.70	4	4.80	3
0.80	4	4.90	3
0.90	4	5.00	5
1.00	4	5.10	4
1.10	4	5.20	5
1.20	2	5.30	5
1.30	3	5.40	4
1.40	3	5.50	5
1.50	3	5.60	5
1.60	2	5.70	5
1.70	3	5.80	6
1.80	3	5.90	5
1.90	3	6.00	6
2.00	3	6.10	6
2.10	3	6.20	7
2.20	4	6.30	6
2.30	4	6.40	6
2.40	4	6.50	6
2.50	4	6.60	5
2.60	5	6.70	5
2.70	5	6.80	6
2.80	5	6.90	7
2.90	4	7.00	8
3.00	4	7.10	7
3.10	4	7.20	8
3.20	4	7.30	8
3.30	4	7.40	8
3.40	4	7.50	8
3.50	4	7.60	8
3.60	4	7.70	8
3.70	4	7.80	8
3.80	4	7.90	8
3.90	4	8.00	8
4.00	3	8.10	8



**OBSERVACIONES:**

Se dio por finalizado el ensayo al haber utilizado todas la varillas de penetración

---



---



---

**NOTAS:**

Ensayos realizados con martillo de 10 kg

Altura de caída: 50 cm

ANEXO 1.6: REGISTRO DE DPL POST SISMO

DPL-06						
PROYECTO : Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara			REALIZADO : IVC			
UBICACIÓN : Planta San Santiago de Acari - Arequipa			REVISADO : FGP			
CALCATA : -			PROFUNDIDAD : 9.00 (m)			
FECHA : 5 de octubre de 2013			NF : -			
SOLICITA : DyC			COORDENADAS : E 544662 / N 8307531			
EJECUTA : JMF Ingeniería & Construcción SAC			RECHAZO : -			
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	q <sub>u</sub> suelo fraccional	c <sub>v</sub> suelo cohesivo	N <sub>60</sub> = N° de golpes 30 cm
0.00			1	19.5	-	
0.50			2	21.3	-	
1.00			3	22.7	-	
1.50			3	22.7	-	
2.00			3	23.9	-	
2.50			4	22.7	-	
3.00			4	23.9	-	
3.50			4	25.0	-	
4.00			4	22.7	-	
4.50	Arena limosa, húmeda, de compacidad muy suelta, de color gris oscuro.	SM	3	23.9	-	
5.00			4	23.9	-	
5.50			5	25.0	-	
6.00			3	22.7	-	
6.50			4	23.9	-	
7.00			4	23.9	-	
7.50			4	23.9	-	
8.00			4	23.9	-	
8.50			4	23.9	-	
9.00			4	23.9	-	

DPL-07						
PROYECTO	: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara	REALIZADO	: IVC			
UBICACIÓN	: Planta San Santiago de Acari - Arequipa	REVISADO	: FGP			
CALICATA	: -	PROFUNDIDAD	: 9.00 (m)			
FECHA	: 5 de octubre de 2013	N.F.	: -			
SOLICITA	: DyC	COORDENADAS	: E 544639 / N 8307521			
EJECUTA	: JMF Ingeniería & Construcción SAC	RECHAZO	: -			
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA N <sub>60</sub> ,* 10 cm
			N SPT	$\sigma$ fuerza flujo estacionaria	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) suelo cohesivo	
0.00			1	19.5	-	
0.50			1	19.5	-	
1.00			1	19.5	-	
1.50			1	19.5	-	
2.00			1	19.5	-	
2.50			1	19.5	-	
3.00			1	21.3	-	
3.50			1	19.5	-	
4.00			1	21.3	-	
4.50	Arena limosa, húmeda, de compacidad muy suelta, de color gris oscuro.	SM	1	21.3	-	
5.00			2	22.7	-	
5.50			1	19.5	-	
6.00			2	21.3	-	
6.50			2	21.3	-	
7.00			3	22.7	-	
7.50			4	23.9	-	
8.00			5	25.0	-	
8.50			4	23.9	-	
9.00			4	23.9	-	

DPL-08						
PROYECTO	: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara	REALIZADO	: IVC			
UBICACIÓN	: Planta San Santiago de Acari - Arequipa	REVISADO	: FGP			
CALICATA	: -	PROFUNDIDAD	: 9.00 (m)			
FECHA	: 5 de octubre de 2013	N.F	: En la superficie			
SOLICITA	: DyC	COORDENADAS	: E 544649 / N 8307529			
EJECUTA	: JMF Ingeniería & Construcción SAC	RECHAZO	: -			
PROF. (M)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA N <sub>60</sub> (Nº de golpes / 30 cm)
			N SPT	σ <sub>v</sub> (kg/cm²) suelo friccional	c (kg/cm²) suelo cohesivo	
0.00			1	19.5	-	
0.50			1	19.5	-	
1.00			1	19.5	-	
1.50			1	19.5	-	
2.00			1	19.5	-	
2.50			2	19.5	-	
3.00			1	19.5	-	
3.50			1	21.3	-	
4.00			1	21.3	-	
4.50	Arena limosa, húmeda, de compacidad muy suelta, de color gris oscuro.	SM	1	21.3	-	
5.00			1	23.9	-	
5.50			2	21.3	-	
6.00			2	21.3	-	
6.50			2	21.3	-	
7.00			4	23.9	-	
7.50			6	26.0	-	
8.00			5	25.0	-	
8.50			5	25.0	-	
9.00			6	26.0	-	

## ANEXO 02: ENSAYOS DE LABORATORIO

### ANEXO 2.1: ENSAYOS ESTANDAR

**JMF** INGENIERIA &  
CONSTRUCCION

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

LABORATORIO DE SUELOS, ASFALTO Y CONCRETO

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-01 M-1 / 1.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Vaso de Relavera		

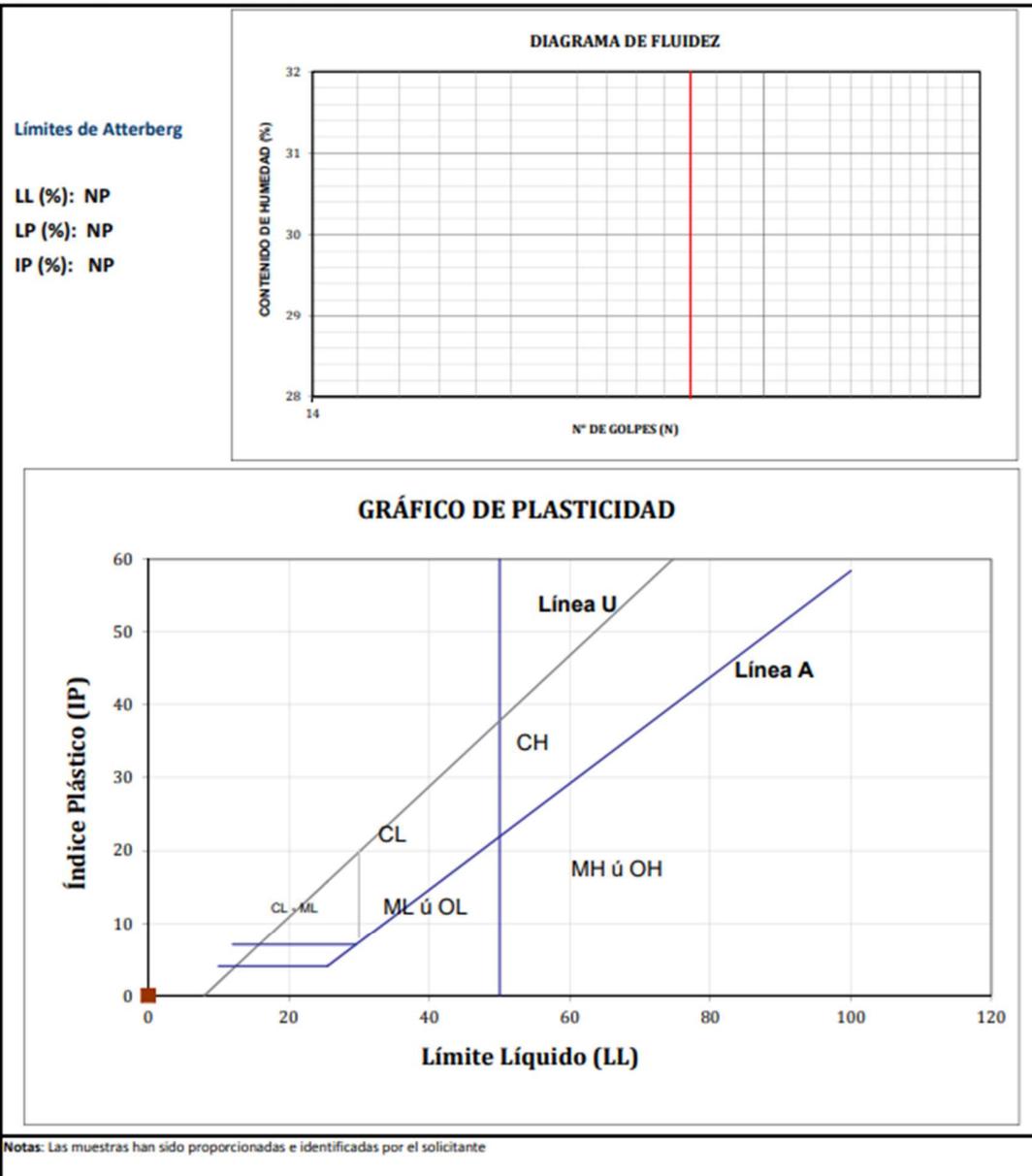
Partículas >3" (%) :	---	D10 :	0.09	Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
Grava (%) :	-	D30 :	0.18	3"	76.200	100.0
Arena (%) :	78.0	D60 :		2"	50.800	100.0
Limos y Arcillas (%) :	22.0	Cu :		1 1/2"	38.100	100.0
		Cc :		1"	25.400	100.0
Límites de Atterberg:				3/4"	19.050	100.0
	LL (%) : NP			3/8"	9.525	100.0
	LP (%) : NP			Nº4	4.760	100.0
	IP (%) : NP			Nº10	2.000	100.0
Humedad (%) :	8.2			Nº20	0.840	99.9
Clasificación SUCS :	SM			Nº40	0.426	94.4
	Arena limosa			Nº60	0.250	74.6
				Nº100	0.149	50.3
				Nº200	0.074	22.0



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-01 M-1 / 1.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Vaso de Relavera		

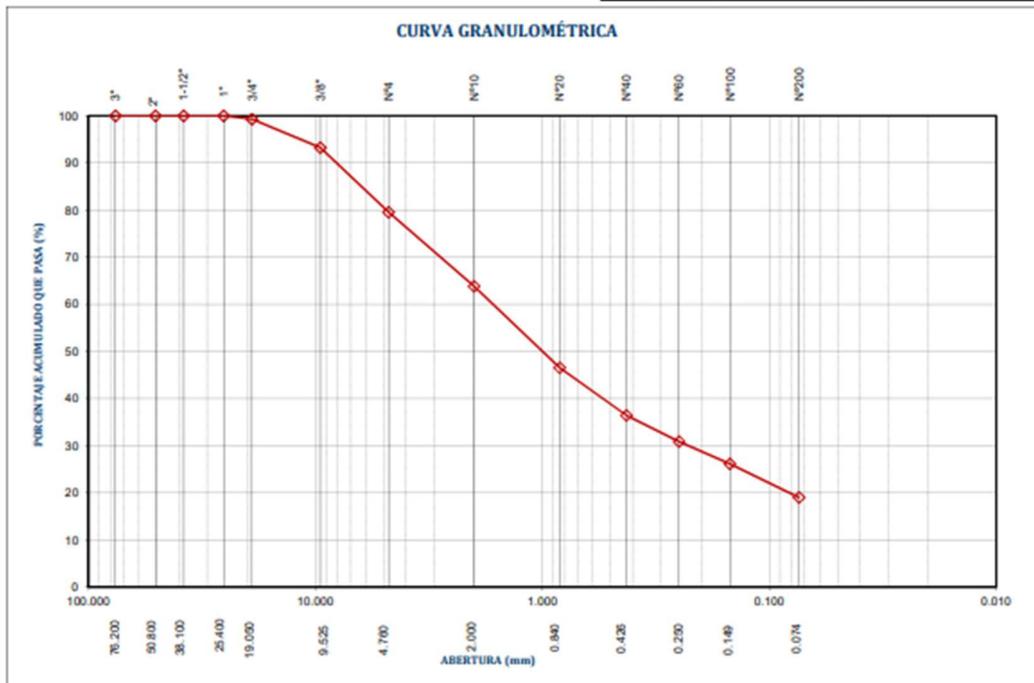


Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-03 M-1 / 1.10	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Zona de Dique Propuesto Aguas Arriba		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	---	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	20.5	D30 :	0.23
<b>Arena (%) :</b>	60.5	D60 :	1.65
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	19.0	Cu :	
		Cc :	
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : NP		
	LP (%) : NP		
	IP (%) : NP		
<b>Humedad (%) :</b>	5.8		
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>SM</b>		
	Arena limosa con grava		

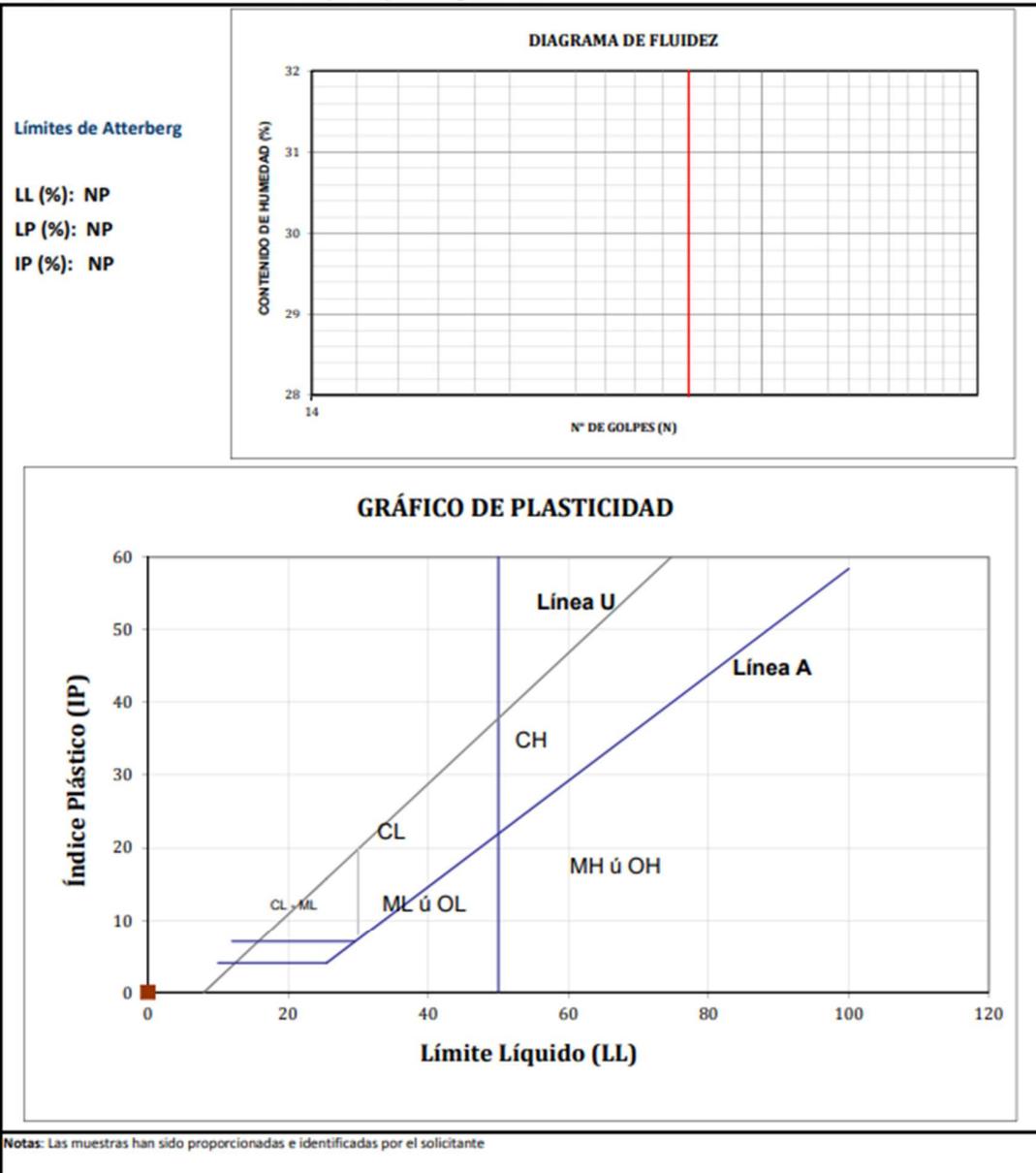
Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	99.3
3/8"	9.525	93.2
Nº4	4.760	79.5
Nº10	2.000	63.8
Nº20	0.840	46.5
Nº40	0.426	36.4
Nº60	0.250	30.9
Nº100	0.149	26.1
Nº200	0.074	19.0



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-03 M-1 / 1.10	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Zona de Dique Propuesto Aguas Arriba		

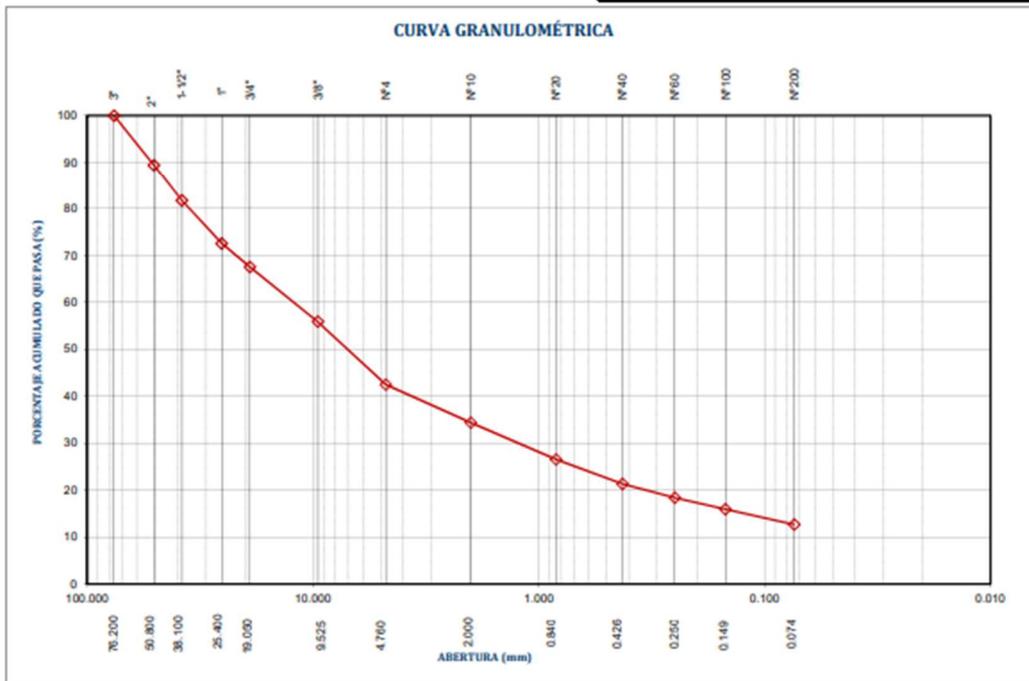


Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-03 M-2 / 1.60	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Zona de Dique Propuesto Aguas Arriba		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	---	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	57.5	D30:	1.24
<b>Arena (%) :</b>	29.8	D60:	12.19
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	12.6	Cu:	
		Cc:	
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : NP		
	LP (%) : NP		
	IP (%) : NP		
<b>Humedad (%) :</b>	7.7		
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>GM</b>		
	Grava limosa con arena		

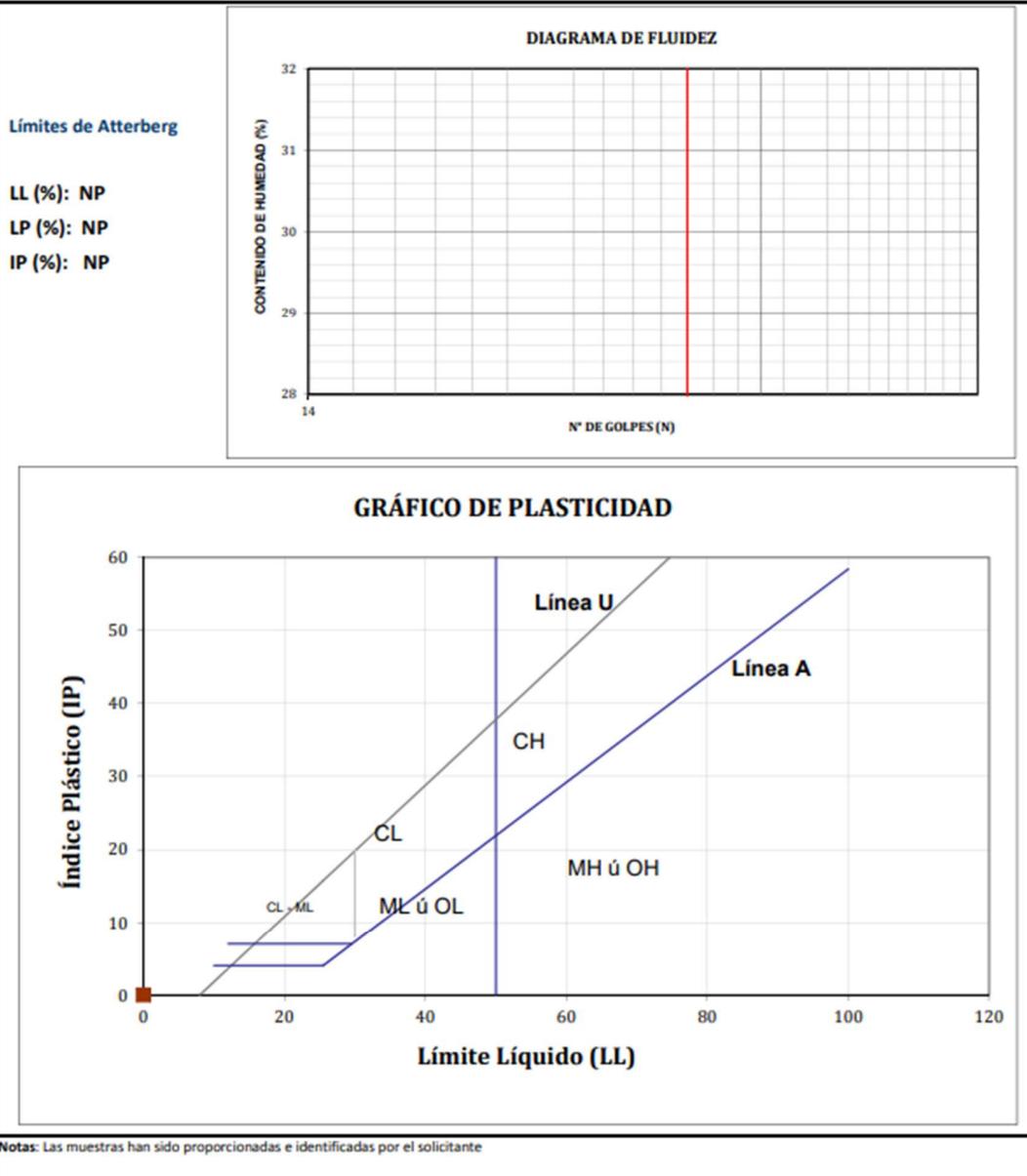
Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	89.4
1 1/2"	38.100	81.7
1"	25.400	72.5
3/4"	19.050	67.5
3/8"	9.525	55.9
Nº4	4.760	42.5
Nº10	2.000	34.3
Nº20	0.840	26.5
Nº40	0.426	21.3
Nº60	0.250	18.4
Nº100	0.149	15.9
Nº200	0.074	12.6



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TP-03 M-2 / 1.60	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Zona de Dique Propuesto Aguas Arriba		

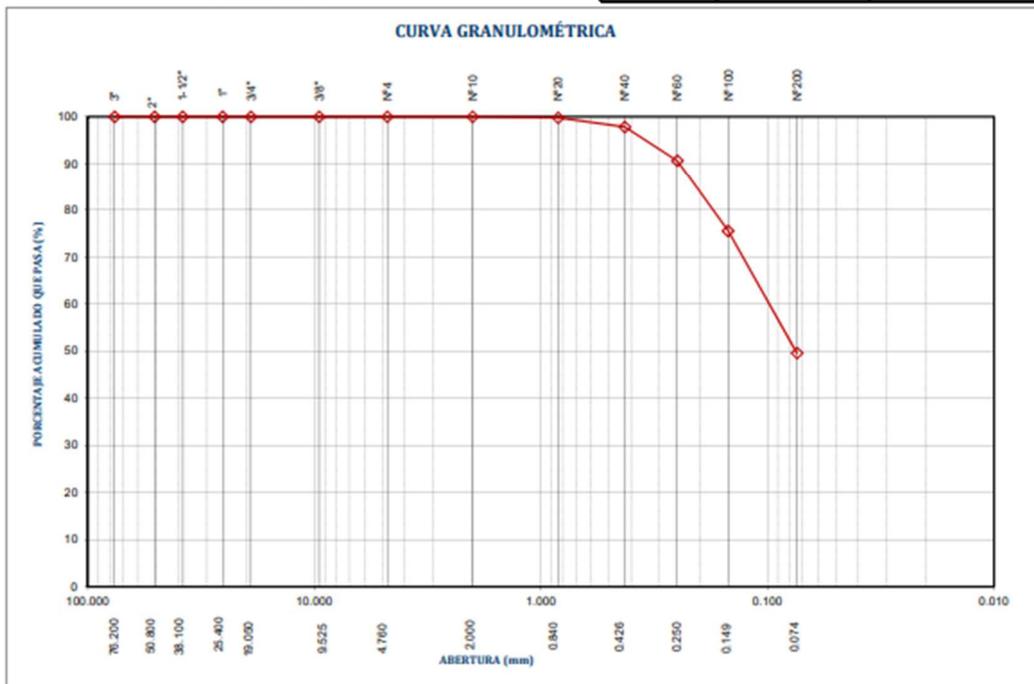


Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TR-02 M-1 / 3.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Relave Grueso		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	84.5	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	-	D30:	
<b>Arena (%) :</b>	50.4	D60:	0.10
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	49.6	Cu:	
		Cc:	
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : NP		
	LP (%) : NP		
	IP (%) : NP		
<b>Humedad (%) :</b>	4.1		
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>SM</b>		
	Arena limosa		

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº4	4.760	100.0
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	99.8
Nº40	0.426	97.8
Nº60	0.250	90.6
Nº100	0.149	75.5
Nº200	0.074	49.6



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TR-02 M-1 / 3.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Relave Grueso		

**Límites de Atterberg**

LL (%): NP

LP (%): NP

IP (%): NP

**DIAGRAMA DE FLUIDEZ**

**GRÁFICO DE PLASTICIDAD**

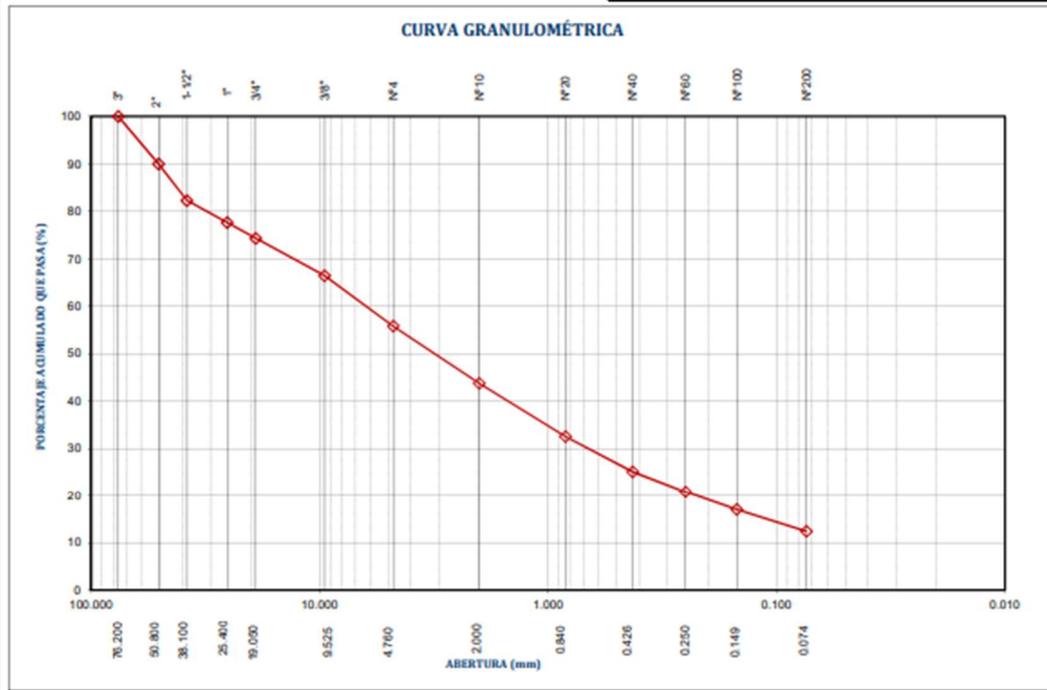
Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acari - Caraveli - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TR-03 M-1 / 2.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Arranque (Compactado)		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	5.0	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	44.2	D30 :	0.66
<b>Arena (%) :</b>	43.4	D60 :	6.26
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	12.4	Cu :	
		Cc :	
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : NP		
	LP (%) : NP		
	IP (%) : NP		
<b>Humedad (%) :</b>	1.7		
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>GM</b>		
	Grava limosa con arena		

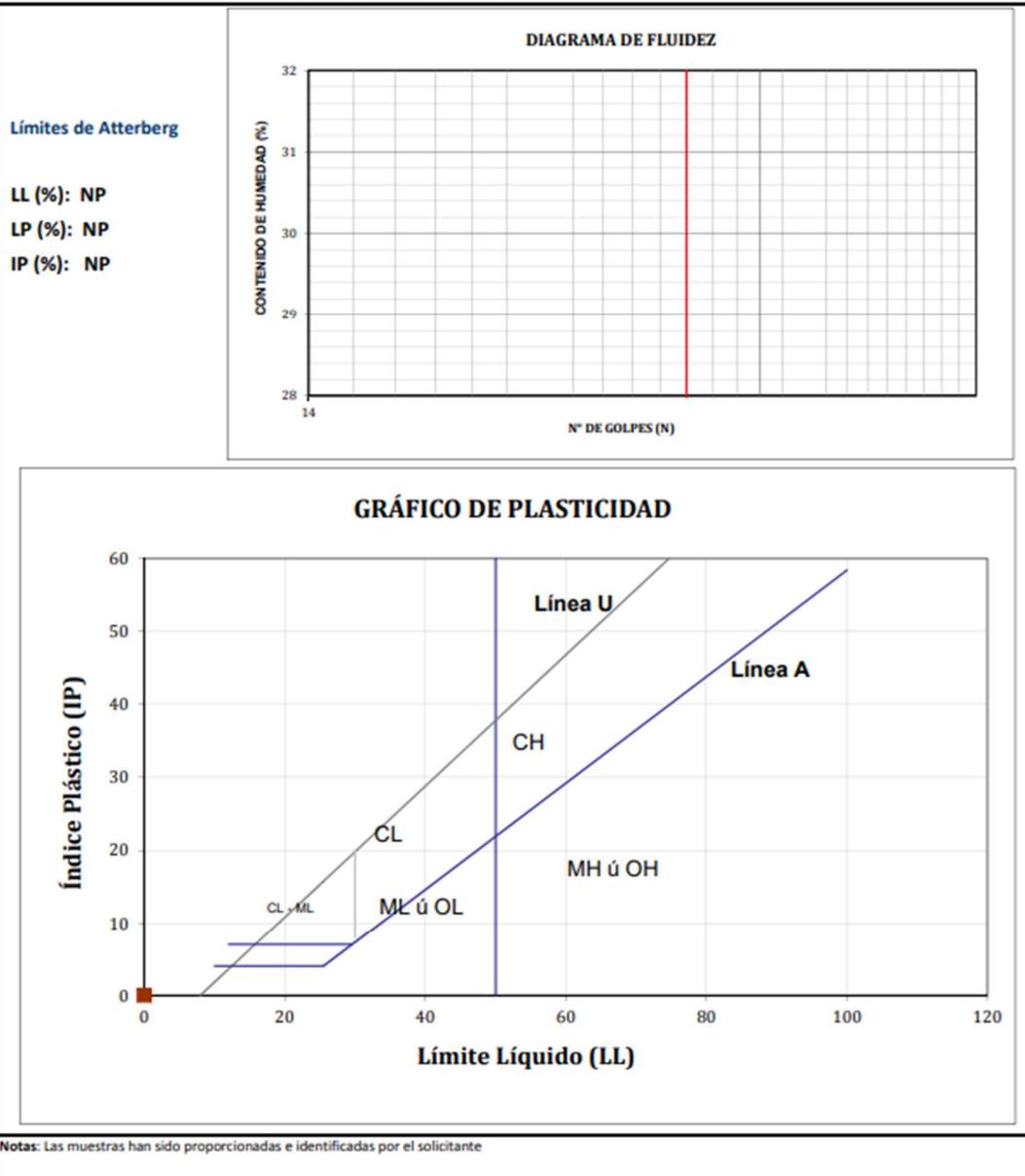
Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	90.0
1 1/2"	38.100	82.3
1"	25.400	77.6
3/4"	19.050	74.3
3/8"	9.525	66.4
Nº4	4.760	55.8
Nº10	2.000	43.8
Nº20	0.840	32.6
Nº40	0.426	25.1
Nº60	0.250	20.8
Nº100	0.149	17.0
Nº200	0.074	12.4



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	JVC	Ingresado por:	MPJ	Revisado por:	FGP	Laboratorio:	LAB-023-040-13
----------------	-----	----------------	-----	---------------	-----	--------------	----------------

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab.:	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TR-03 M-1 / 2.50	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Arranque (Compactado)		

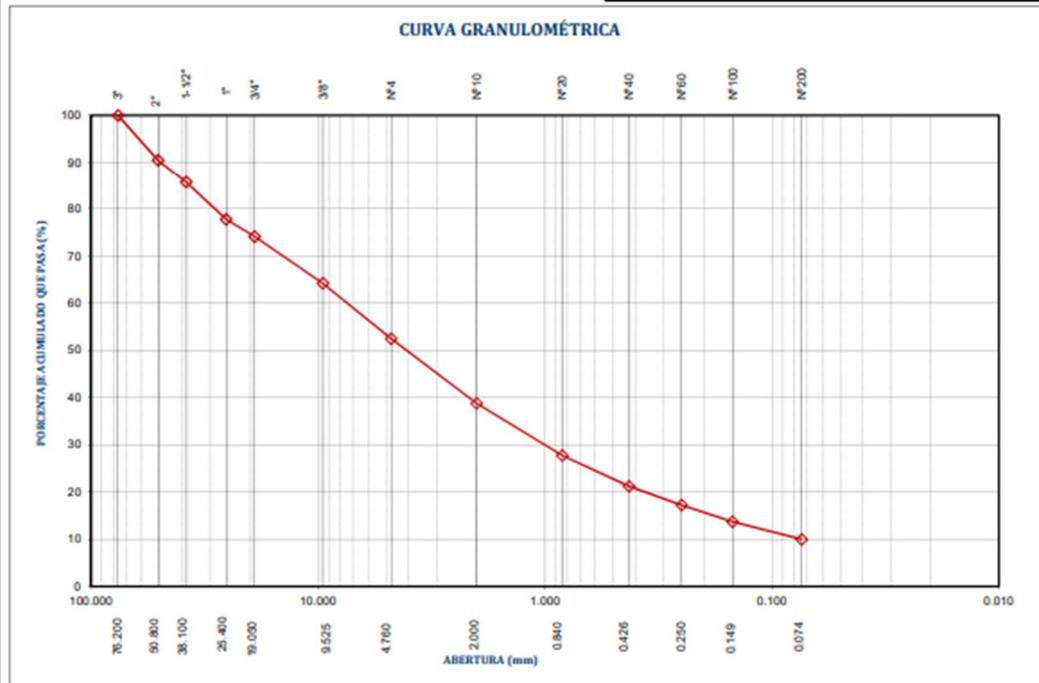


Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	TR-05 M-1 / 2.00	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Arranque (Suelo Natural)		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	3.6	D <sub>10</sub> :	0.07
<b>Grava (%) :</b>	47.5	D <sub>30</sub> :	1.00
<b>Arena (%) :</b>	42.5	D <sub>60</sub> :	7.44
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	10.0	Cu :	99.82
		Cc :	1.82
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : NP		
	LP (%) : NP		
	IP (%) : NP		
<b>Humedad (%) :</b>	0.5		
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>GW GM</b>		
	Grava bien gradada con limo con arena		

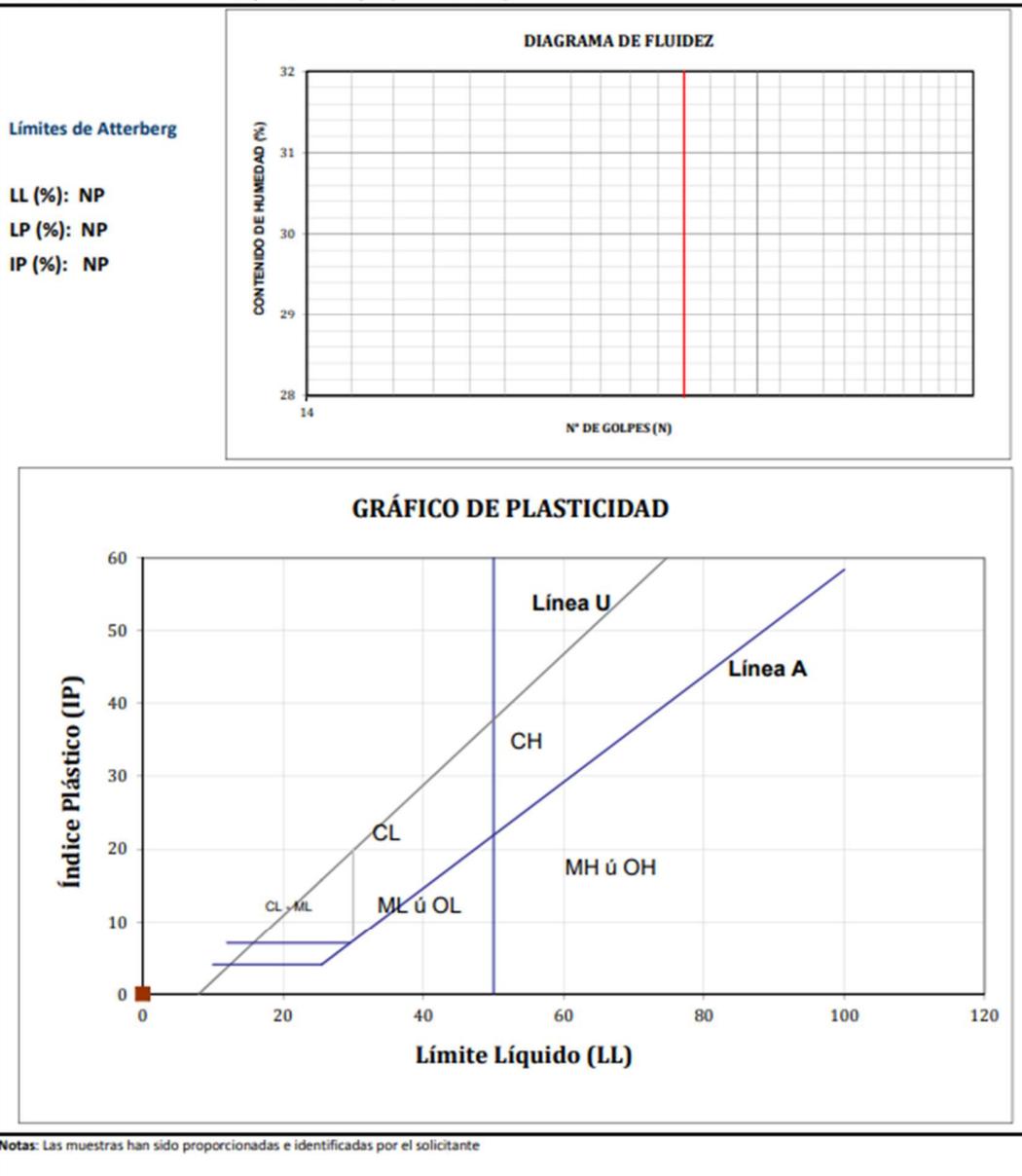
Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	90.5
1 1/2"	38.100	85.7
1"	25.400	77.7
3/4"	19.050	74.1
3/8"	9.525	64.2
Nº4	4.760	52.5
Nº10	2.000	38.8
Nº20	0.840	27.7
Nº40	0.426	21.2
Nº60	0.250	17.2
Nº100	0.149	13.7
Nº200	0.074	10.0



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasic
N° de muestra / Prof. (m):	TR-05 M-1 / 2.00	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Dique de Arranque (Suelo Natural)		



Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

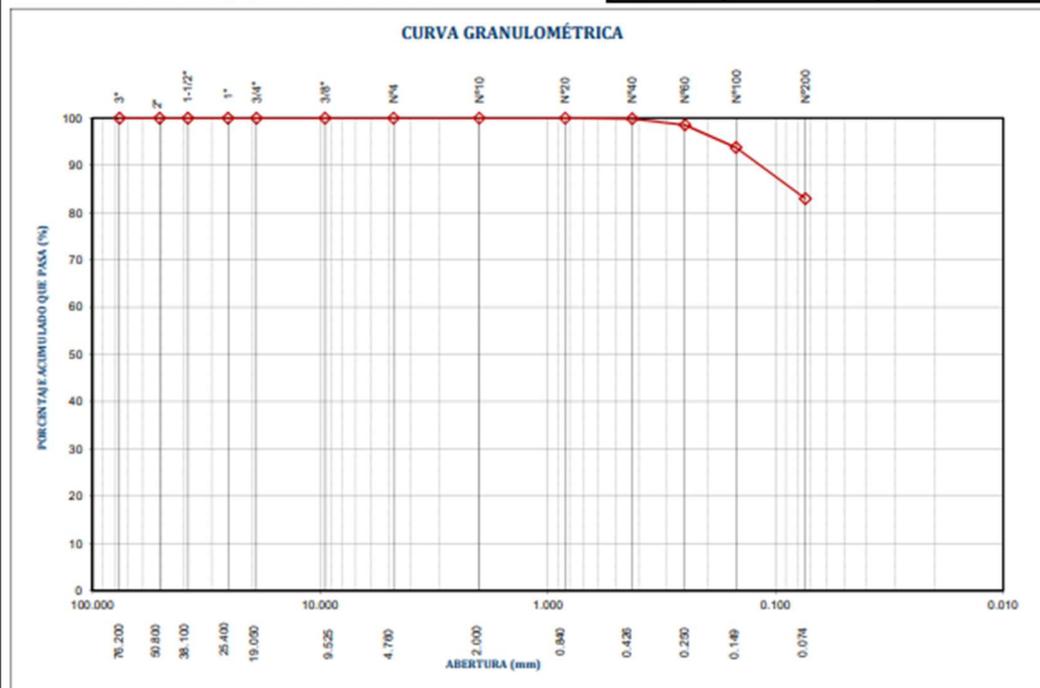
Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	STP-01 M-12 / 12.00	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Vaso de Relavera		

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº4	4.760	100.0
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	100.0
Nº40	0.426	99.9
Nº60	0.250	98.6
Nº100	0.149	93.8
Nº200	0.074	83.0

Partículas >3" (%): ---  
 Grava (%): -  
 Arena (%): 17.0  
 Limos y Arcillas (%): 83.0

Límites de Atterberg:  
 LL (%): 26.1  
 LP (%): 18.5  
 IP (%): 7.6

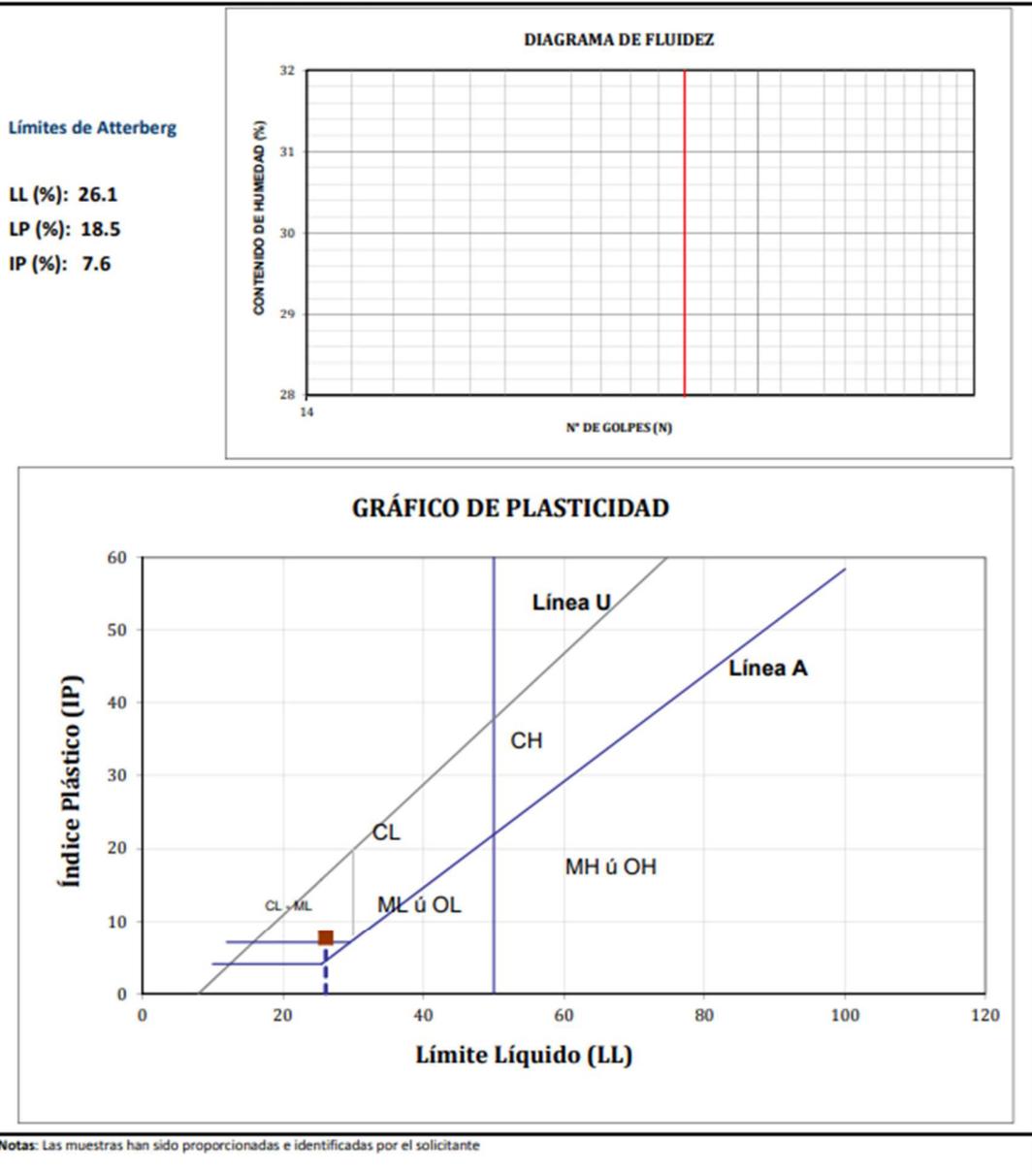
Humedad (%): 23.0  
 Clasificación SUCS: CL  
 Arcilla de baja plasticidad con arena



Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	LAB-023-040-13
Ubicación:	Acarí - Caravelí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlasica
N° de muestra / Prof. (m):	STP-01 M-12 / 12.00	Fecha:	20-sep-13
Descripción / Zona:	Vaso de Relavera		



Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	FGP	LAB-023-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Deposito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acari - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Global	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	---	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	-	D30:	
<b>Arena (%) :</b>	36.6	D60:	
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	63.4	Cu:	
		Cc:	

<b>Límites de Atterberg:</b>	
LL (%) :	NP
LP (%) :	NP
IP (%) :	NP

<b>Humedad (%) :</b>	30.7
<b>Clasificación SUCS :</b>	<b>ML</b>
	Limo de baja plasticidad arenoso

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº4	4.760	100.0
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	100.0
Nº40	0.426	98.7
Nº60	0.250	94.6
Nº100	0.149	83.0
Nº200	0.074	63.4

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

**Notas:** Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	IVC	<b>JMF-040-13</b>

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Deposito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acari - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Global	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		

**Límites de Atterberg**

LL (%): NP  
LP (%): NP  
IP (%): NP

**DIAGRAMA DE FLUIDEZ**

**GRÁFICO DE PLASTICIDAD**

**Notas:** Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	IVC	<b>JMF-040-13</b>

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acarí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Grueso	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	---	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	-	D30:	
<b>Arena (%) :</b>	60.6	D60:	0.14
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	39.4	Cu:	
		Cc:	

**Límites de Atterberg:**

LL (%): NP  
LP (%): NP  
IP (%): NP

**Humedad (%) :** 28.4

**Clasificación SUCS :** SM  
Arena limosa

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº4	4.760	100.0
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	100.0
Nº40	0.426	97.4
Nº60	0.250	84.5
Nº100	0.149	61.7
Nº200	0.074	39.4

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por: JVC      Ingresado por: MPJ      Revisado por: IVC      Laboratorio: JMF-040-13

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Deposito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acarí - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Grueso	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		

**Límites de Atterberg**

LL (%): NP  
LP (%): NP  
IP (%): NP

**DIAGRAMA DE FLUIDEZ**

**GRÁFICO DE PLASTICIDAD**

Notas: Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	IVC	<b>JMF-040-13</b>

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA		
Cliente	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acari - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Fino	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		

<b>Partículas &gt;3" (%) :</b>	---	D10 :	
<b>Grava (%) :</b>	-	D30:	
<b>Arena (%) :</b>	0.3	D60:	
<b>Limos y Arcillas (%) :</b>	99.7	Cu:	
		Cc:	
<b>Límites de Atterberg:</b>			
	LL (%) : 30.4		
	LP (%) : 20.6		
	IP (%) : 9.8		
<b>Humedad (%) :</b>	77.4		
<b>Clasificación SUCS :</b>	CL		
	Arcilla de baja plasticidad		

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº4	4.760	100.0
Nº10	2.000	100.0
Nº20	0.840	100.0
Nº40	0.426	100.0
Nº60	0.250	100.0
Nº100	0.149	100.0
Nº200	0.074	99.7

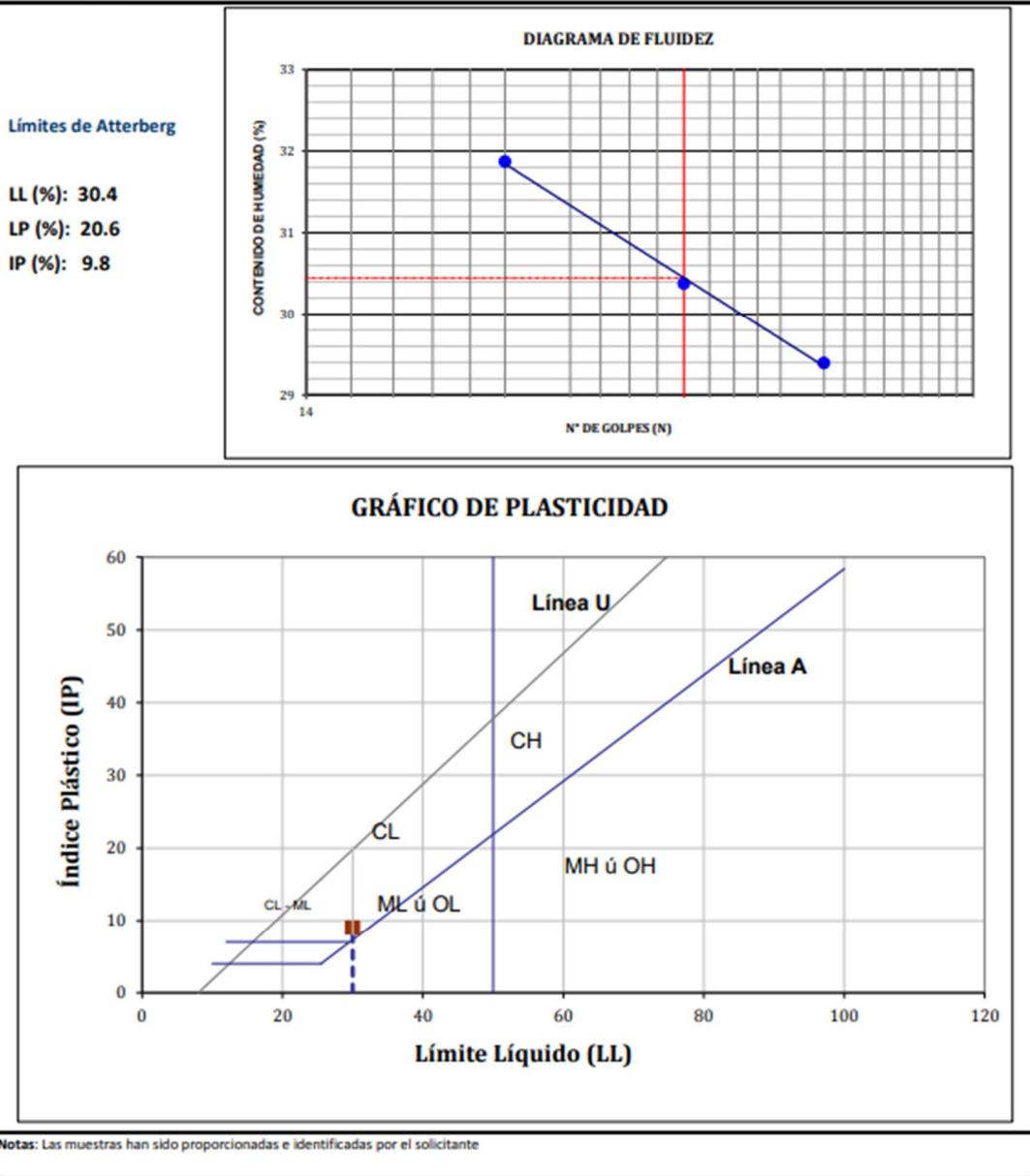
  

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

**Notas:** Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	JVC	Ingresado por:	MPJ	Revisado por:	IVC	Laboratorio:	JMF-040-13
----------------	-----	----------------	-----	---------------	-----	--------------	------------

Nombre del Proyecto:	Evaluación de la Estabilidad Física del Deposito de Relaves OTAPARA		
Cliente:	DyC		
N° de Proyecto:	P300-040-13-03	N° Informe Lab :	JMF-040-13
Ubicación:	Planta San Santiago de Acari - Arequipa	Solicitado por:	Ivo Vlásica
N° de muestra / Prof. (m):	Relave Fino	Fecha:	23-sep-13
Descripción / Zona:	-		



Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JRG	MPJ	IVC	JMF-040-13

Nombre del Proyecto:	<b>Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA</b>		
Cliente:	<b>DyC</b>		
N° de Proyecto:	<b>P300-040-13-03</b>	N° Informe Lab:	<b>LAB-040-09-13</b>
Ubicación:	<b>Planta San Santiago de Acari - Caravelí - Arequipa</b>	Solicitado por:	<b>Ivo Vlasica</b>
N° de muestra / Prof. (m):	-	Fecha:	<b>23-sep-13</b>
Descripción / Zona:	<b>Balde de relave Global</b>		

**METODO DE ENSAYO**

**A ○      B ●**

MUESTRA	M - 1	M - 2
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro + Peso del Agua (g)	751.0	753.1
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro (g)	281.5	291.2
Peso de Picnómetro (g)	181.5	191.2
Peso de Fino Seco (g)	100.0	100.0
Peso de Picnómetro + Agua (g)	680.6	682.7
Volumen de Agua (cm3)	29.7	29.6
Gravedad Especifica Seca	3.372	3.378
Promedio Gravedad Especifica Seca	3.375	

**OBSERVACIONES:**

---

---

---

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	DTM	<b>LAB-040-09-13</b>

Nombre del Proyecto:	<b>Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA</b>		
Ciente:	<b>DyC</b>		
N° de Proyecto:	<b>P300-040-13-03</b>	N° Informe Lab:	<b>LAB-040-09-13</b>
Ubicación:	<b>Planta San Santiago de Acari - Caraveli - Arequipa</b>	Solicitado por:	<b>Ivo Vlasica</b>
N° de muestra / Prof. (m):	-	Fecha:	<b>23-sep-13</b>
Descripción / Zona:	<b>Balde de relave Grueso</b>		

**METODO DE ENSAYO**

A ○      B ●

MUESTRA	M - 1	M - 2
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro + Peso del Agua (g)	747.4	750.0
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro (g)	280.3	279.3
Peso de Picnómetro (g)	180.3	179.3
Peso de Fino Seco (g)	100.0	100.0
Peso de Picnómetro + Agua (g)	679.1	681.7
Volumen de Agua (cm <sup>3</sup> )	31.7	31.7
Gravedad Específica Seca	3.155	3.154
Promedio Gravedad Especifica Seca	3.154	

OBSERVACIONES:

---

---

---

---

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Laboratorio:
JVC	MPJ	DTM	LAB-040-09-13

Nombre del Proyecto:	<b>Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves OTAPARA</b>		
Ciente:	<b>DyC</b>		
N° de Proyecto:	<b>P300-040-13-03</b>	N° Informe Lab:	<b>LAB-040-09-13</b>
Ubicación:	<b>Planta San Santiago de Acari - Caravelí - Arequipa</b>	Solicitado por:	<b>Ivo Vlasica</b>
N° de muestra / Prof. (m):	-	Fecha:	<b>23-sep-13</b>
Descripción / Zona:	<b>Balde de relave Fino</b>		

**METODO DE ENSAYO**

**A ○      B ●**

MUESTRA	M - 1	M - 2
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro + Peso del Agua (g)	727.7	730.8
Peso de Fino Seco + Peso de Picnómetro (g)	262.2	274.2
Peso de Picnómetro (g)	162.2	174.2
Peso de Fino Seco (g)	100.0	100.0
Peso de Picnómetro + Agua (g)	661.1	664.2
Volumen de Agua (cm <sup>3</sup> )	33.4	33.4
Gravedad Específica Seca	2.993	2.994
Promedio Gravedad Específica Seca	2.994	

OBSERVACIONES:

---

---

---

---

Realizado por: JVC      Ingresado por: MPJ      Revisado por: DTM      Laboratorio: **LAB-040-09-13**

ANEXO 2.2: ENSAYOS ESPECIALES

	<b>REGISTRO</b>	Código: LGC-P-01-G2-F3-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión: 02 Aprobado: CSGILGC Fecha: 30/05/2013 Página: 1 de 2

N° de informe : LGC-I3-226

Fecha de Emisión: 2013-09-20

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
NTP 339,171/ ASTM D 3080

Código del proyecto : 13207247

Fecha de Recepción : 2013-09-16

Solicitante : Ing. Freddy Guevara

Proyecto : Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara

Ubicación : Otapara, Acari - Arequipa, Perú

Sondeo : TR-02

Clasificación SUCS (muestra original): SM

Muestra: M-1

Estado de la muestra : Remoldeada

Zona: Talud Relave Grueso

Velocidad de ensayo : 0.4 mm/min.

DATOS		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal	(kg/cm <sup>2</sup> )	1.00		2.00		4.00	
Etapas		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura	(cm)	2.00	1.93	2.00	1.89	2.00	1.86
Lado	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Peso seco	(g)	126.20	126.20	126.10	126.10	126.20	126.20
Densidad Húmeda	(g/cm <sup>3</sup> )	1.83	2.25	1.83	2.26	1.83	2.28
Humedad	(%)	4.36	23.61	4.52	22.13	4.36	21.24
Densidad Seca	(g/cm <sup>3</sup> )	1.75	1.82	1.75	1.85	1.75	1.88

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte		Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte		Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte	
	Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.08	0.08	0.00	0.08	0.04	0.00	0.08	0.02
0.05	0.17	0.17	0.05	0.31	0.15	0.05	0.42	0.11
0.10	0.19	0.19	0.10	0.53	0.27	0.10	0.65	0.16
0.25	0.26	0.26	0.25	0.65	0.32	0.25	0.93	0.23
0.50	0.35	0.35	0.50	0.92	0.46	0.50	1.24	0.31
0.75	0.44	0.44	0.75	1.06	0.53	0.75	1.58	0.40
1.00	0.50	0.50	1.00	1.18	0.59	1.00	1.86	0.47
1.25	0.56	0.56	1.25	1.28	0.64	1.25	2.06	0.52
1.50	0.61	0.61	1.50	1.36	0.68	1.50	2.24	0.56
2.00	0.68	0.68	2.00	1.49	0.74	2.00	2.56	0.64
2.50	0.73	0.73	2.50	1.58	0.79	2.50	2.79	0.70
3.00	0.76	0.76	3.00	1.64	0.82	3.00	2.98	0.74
3.50	0.78	0.78	3.50	1.66	0.83	3.50	3.01	0.75
4.00	0.79	0.79	4.00	1.68	0.84	4.00	3.03	0.76
4.50	0.80	0.80	4.50	1.69	0.85	4.50	3.05	0.76
5.00	0.80	0.80	5.00	1.70	0.85	5.00	3.07	0.77
6.00	0.82	0.82	6.00	1.72	0.86	6.00	3.10	0.77
7.00	0.83	0.83	7.00	1.74	0.87	7.00	3.13	0.78
8.00	0.84	0.84	8.00	1.76	0.88	8.00	3.15	0.79
9.00	0.84	0.84	9.00	1.77	0.88	9.00	3.16	0.79
10.00	0.84	0.84	10.00	1.77	0.89	10.00	3.18	0.79
11.00	0.84	0.84	11.00	1.77	0.88	11.00	3.18	0.80
12.00	0.84	0.84	12.00	1.77	0.89	12.00	3.18	0.80
13.00	0.84	0.84	13.00	1.77	0.88	13.00	3.18	0.79
14.00	0.84	0.84	14.00	1.76	0.88	14.00	3.18	0.79
15.00	0.83	0.83	15.00	1.76	0.88	15.00	3.17	0.79

Observaciones : La muestra utilizada pasante Tamiz N°4, remoldeado a la densidad proporcionada por el cliente 1.83 g/cm<sup>3</sup>

	<b>REGISTRO</b>	Código: LGC-P-01-G2-F3-S
	<b>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS</b>	Revisión : 02 Aprobado : CSGILGC Fecha : 30/05/2013 Página : 2 de 2

N° de informe : LGC-13-226

Fecha de Emisión: 2013-09-20

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
NTP 339.171/ ASTM D 3080

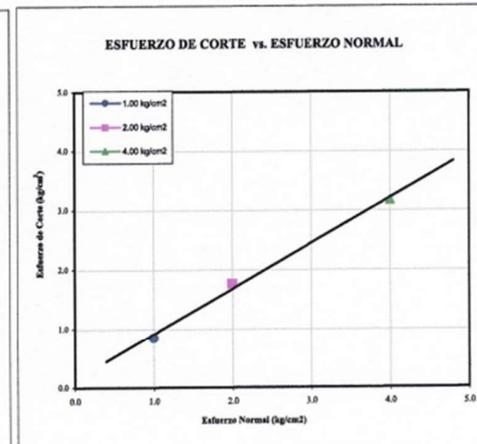
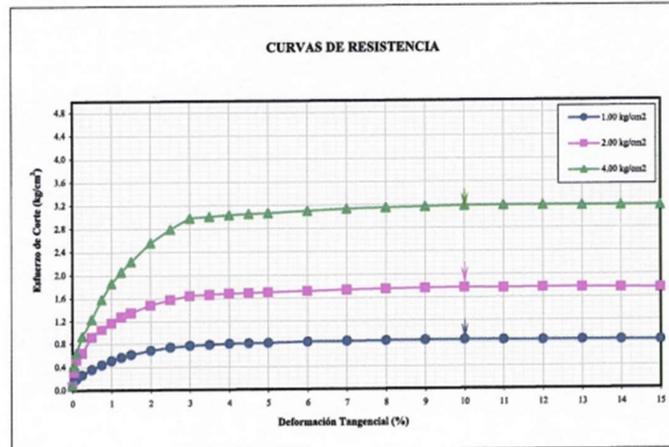
Código del proyecto : 13207247

Fecha de Recepción : 2013-09-16

Solicitante : Ing. Freddy Guevara  
Proyecto : Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara  
Ubicación : Otapara, Acarí - Arequipa, Perú

Sondeo : TR-02      Clasificación SUCS (muestra original): SM  
Muestra : M-1      Estado de la Muestra : Remoldeada  
Zona : Talud Relave Grueso

**RESULTADOS:**  
C' = 0.14 kg/cm<sup>2</sup>  
φ' = 37.5 °



**Observación** La muestra utilizada pasante Tamiz N°4, remoldeado a la densidad proporcionada por el cliente 1.83 g/cm<sup>3</sup>

La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.

Prohibida la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio Geotécnico y de Concreto CESEL S.A.

Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio Geotécnico y de Concreto.



ANEXO 2.3: ENSAYOS EN ROCA

Informe de Ensayo  
N° LGC-13-226

Código del proyecto: 13207247	Fecha de Emisión: 2013-09-20
Cliente: JMF INGENIERIA & CONSTRUCCION	Fecha de Recepción: 2013-09-16
Solicitante: Ing. Freddy Guevara	
Proyecto: Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara	
Ubicación: Otapara, Acari - Arequipa, Perú	

Ensayo	Método
Carga Puntual (Rocas)	ASTM D5731 - 08 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications

Código: LGC-13-226.002	Muestra: --	Progresiva: --
Sondeo: --	Profundidad (m): --	Condición de la muestra: Muestra Alterada
Zona: Otapara	Tipo de Roca: Granito	Tipo de Material: Roca

GEOMETRÍA DE LA MUESTRA

N°	Forma de la muestra	Carga aplicada	L (mm)	D (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)
1	I	I	40.50	57.73	67.99	68.32
2	I	I	38.10	56.26	67.89	68.40
3	I	I	44.50	56.94	67.85	68.25
4	I	I	42.65	56.84	67.99	68.24
5	I	I	40.08	56.12	67.94	68.28
6	I	I	41.12	56.10	67.95	68.26
7	I	I	40.40	56.08	67.87	68.24
8	I	I	40.11	56.14	67.88	68.39
9	I	I	40.90	56.90	67.90	68.31
10	I	I	40.25	56.71	67.97	68.23

**Leyenda**  
 \_I\_ : Carga aplicada de forma perpendicular a la muestra  
 // : Carga aplicada de forma paralela a la muestra

N°	Diámetro equivalente D <sub>e</sub> (mm)	Presión Hidráulica P <sub>hu</sub> (KN)	l <sub>c</sub> Calculado (MPa)	Factor de corrección F	l <sub>cp</sub> Corregido (MPa)	σ <sub>c</sub> Calculado (MPa)	Clasificación	Tipo de rotura
1	5009.67	40.97	8.2	1.17	9.6	230	R5	C
2	4881.39	35.95	7.4	1.16	8.6	205	R5	C
3	4933.51	35.65	7.2	1.17	8.4	202	R5	C
4	4929.55	34.10	6.9	1.17	8.1	193	R5	C
5	4866.75	35.65	7.3	1.16	8.5	204	R5	C
6	4864.65	30.99	6.4	1.16	7.4	178	R5	C
7	4859.35	33.65	6.9	1.16	8.0	193	R5	C
8	4870.27	35.90	7.4	1.16	8.6	206	R5	C
9	4934.03	35.14	7.1	1.17	8.3	199	R5	C
10	4917.19	35.10	7.1	1.16	8.3	199	R5	C



**Resultados del ensayo**  
 σ<sub>c,l</sub> (máx): 230 MPa (R5)  
 σ<sub>c,l</sub> (mín): 178 MPa (R5)  
 σ<sub>c,l</sub> (prom): 201 MPa (R5)  
 σ<sub>c,y</sub> (máx): --  
 σ<sub>c,y</sub> (mín): --  
 σ<sub>c,y</sub> (prom): --

**Nomenclatura:**  
 R1: Roca muy débil 1,0 - 5,0 Mpa  
 R2: Roca débil 5,0 - 25,0 Mpa  
 R3: Roca media 25,0 - 50,0 Mpa  
 R4: Roca dura 50,0 - 100,0 Mpa  
 R5: Roca muy dura 100,0 - 250,0 Mpa  
 R6: Roca extremadamente dura > 250 Mpa

**Observaciones:**  
 - Las muestras cumplen con las dimensiones exigidas por la norma



Tipos de rotura	
A (Diametrales)	
B (Axiales)	
C (Bloque)	
D (No válidos)	

**Informe de Ensayo**  
**N° LGC-13-226**

<b>Código del proyecto:</b> 13207247	<b>Fecha de Emisión :</b> 2013-09-20
<b>Cliente:</b> JMF INGENIERIA & CONSTRUCCION	<b>Fecha de recepción :</b> 2013-09-16
<b>Solicitante:</b> Ing. Freddy Guevara	
<b>Proyecto:</b> Evaluación de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves Otapara	
<b>Ubicación :</b> Otapara, Acari - Arequipa, Perú	

Ensayo	Método
Gravedad específica y absorción de la roca	ASTM D6473 - 10 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Rock For Erosion Control
Densidad de la roca	ASTM D2937 - 10 Standard Test Method for Density of Soil in Place by the Drive-Cylinder Method
	NTP 339.139:1999 SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo

<b>Código :</b> LGC-13-226.002	<b>Muestra :</b> ---	<b>Progresiva :</b> ---
<b>Sondeo :</b> ---	<b>Profundidad (m):</b> ---	<b>Condición de la muestra:</b> Muestra Alterada
<b>Zona :</b> Otapara	<b>Tipo de Roca:</b> Granito	<b>Tipo de Material:</b> Roca

**Propiedades físicas de las rocas**

**Resultados**

**Gravedad específica y absorción de la roca**  
ASTM D 6473

<i>Gravedad específica nominal:</i>	<b>2.71</b>
<i>Gravedad específica nominal (s.s.s.):</i>	<b>2.72</b>
<i>Gravedad específica aparente:</i>	<b>2.72</b>
<i>Absorción (%):</i>	<b>0.11</b>

**Densidad de la roca**  
NTP 339.139 / ASTM D 2937

<i>Densidad de la roca (gr/cm3):</i>	<b>2.69</b>
<i>Densidad de la roca seca (gr/cm3):</i>	<b>2.68</b>

**Observaciones:**



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.  
Prohibida la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio Geotécnico y de Concreto CESEL S.A.  
Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio Geotécnico y de Concreto.

ANEXO 03: ANÁLISIS DE LICUACIÓN

EVALUAÇÃO DO POTENCIAL DE LICUAÇÃO  
Bacia do depósito de rejeitos (SPT 1) a = 0.612g

Aceleração máxima: a= 0,612 g  
Pressão atmosférica: P<sub>atm</sub>= 101,362 kN/m<sup>2</sup>

Mw= 6,5 Kt= 1  
MSF= 1,301

Elevação (m)	N.F.	Prof. (m)	Material	γ(kN/m <sup>3</sup> )	γsat (kN/m <sup>3</sup> )	N	Vs (m/s) Hasaŋcebi (2007)	Finos (%)	ER (%)	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub> '	G <sub>d</sub>	PGA (g) Atico	PGA (g) Lima	PGA (g) Lomas	CSR Atico	CSR Lima	CSR Lomas	CN	CE	CB	CR	CS	N60	(N1)60	Δ(N1)60	(N1)60cs verificação Cn	(N1)60cs	CRR <sub>7,5</sub>	K <sub>σ</sub>	CRR Boulanger e Idriss (2014)
432,0		1,0	SM	17	19	2	113,29	40	60	17,00	17,00	1,00	0,996	0,405	0,418	0,396	0,262	0,270	0,256	1,700	1	1,15	0,75	1,0	1,73	2,93	5,58	8,51	8,51	0,108	1,100	0,154
431,5		1,5	SM	17	19	2	113,29	40	60	24,65	24,65	1,00	0,990	0,401	0,418	0,393	0,258	0,269	0,253	1,700	1	1,15	0,75	1,0	1,73	2,93	5,58	8,51	8,51	0,108	1,100	0,154
431,0	2	2,0	SM	17	19	2	113,29	40	60	34,00	34,00	1,00	0,982	0,398	0,418	0,390	0,254	0,267	0,249	1,700	1	1,15	0,75	1,0	1,73	2,93	5,58	8,51	8,51	0,108	1,095	0,154
430,5		2,5	SM	17	19	2	113,29	40	60	41,65	37,24	1,12	0,975	0,393	0,417	0,388	0,279	0,296	0,275	1,700	1	1,15	0,75	1,0	1,73	2,93	5,58	8,51	8,51	0,108	1,087	0,153
430,0		3,0	SM	17	19	2	113,29	40	60	51,00	41,19	1,24	0,967	0,388	0,415	0,385	0,302	0,323	0,300	1,654	1	1,15	0,80	1,0	1,84	3,04	5,58	8,62	8,62	0,109	1,079	0,152
429,5		3,5	SM	17	19	2	113,29	40	60	58,65	44,43	1,32	0,960	0,401	0,443	0,387	0,330	0,365	0,319	1,587	1	1,15	0,80	1,0	1,84	2,92	5,58	8,50	8,50	0,108	1,072	0,150
429,0		4,0	SM	17	19	6	160,85	40	60	68,00	48,38	1,41	0,950	0,414	0,472	0,389	0,360	0,410	0,338	1,443	1	1,15	0,85	1,0	5,87	8,47	5,58	14,04	14,04	0,148	1,079	0,208
428,5		4,5	SM	17	19	6	160,85	40	60	75,65	51,62	1,47	0,942	0,401	0,456	0,384	0,360	0,409	0,345	1,400	1	1,15	0,85	1,0	5,87	8,21	5,58	13,79	13,79	0,146	1,072	0,204
428,0		5,0	SM	17	19	3	128,94	40	60	85,00	55,57	1,53	0,932	0,387	0,441	0,380	0,359	0,408	0,352	1,388	1	1,15	0,85	1,0	2,93	4,07	5,58	9,65	9,65	0,116	1,055	0,159
427,5		5,5	SM	17	19	3	128,94	40	60	92,65	58,81	1,58	0,924	0,374	0,429	0,377	0,354	0,406	0,357	1,347	1	1,15	0,85	1,0	2,93	3,95	5,58	9,53	9,53	0,115	1,049	0,157
427,0		6,0	SM	17	19	3	128,94	40	60	102,00	62,76	1,63	0,913	0,361	0,418	0,374	0,349	0,403	0,361	1,297	1	1,15	0,95	1,0	3,28	4,25	5,58	9,83	9,83	0,117	1,044	0,159
426,5		6,5	SM	17	19	3	128,94	40	60	109,65	66,00	1,66	0,904	0,365	0,426	0,402	0,357	0,416	0,392	1,263	1	1,15	0,95	1,0	3,28	4,14	5,58	9,72	9,72	0,116	1,039	0,157
426,0		7,0	SM	18	19	6	160,85	40	60	119,55	70,50	1,70	0,893	0,369	0,434	0,429	0,364	0,428	0,422	1,200	1	1,15	0,95	1,0	6,56	7,87	5,58	13,44	13,44	0,143	1,038	0,194
425,5		7,5	SM	18	19	6	160,85	40	60	127,65	74,19	1,72	0,884	0,430	0,473	0,436	0,425	0,468	0,431	1,171	1	1,15	0,95	1,0	6,56	7,67	5,58	13,25	13,25	0,142	1,032	0,191
425,0		8,0	SM	18	19	8	176,31	60	60	137,55	78,69	1,75	0,873	0,491	0,512	0,443	0,487	0,508	0,439	1,130	1	1,15	0,95	1,0	8,74	9,87	5,60	15,48	15,48	0,160	1,029	0,214
424,5		8,5	SM	18	19	8	176,31	60	60	145,65	82,38	1,77	0,863	0,511	0,476	0,440	0,507	0,472	0,436	1,106	1	1,15	0,95	1,0	8,74	9,66	5,60	15,27	15,27	0,158	1,023	0,211
424,0		9,0	SM	18	19	9	183,06	60	60	155,55	86,88	1,79	0,852	0,531	0,440	0,436	0,526	0,436	0,432	1,076	1	1,15	0,95	1,0	9,83	10,58	5,60	16,18	16,18	0,166	1,018	0,220
423,5		9,5	SM	18	19	9	183,06	60	60	163,65	90,57	1,81	0,842	0,522	0,436	0,439	0,516	0,431	0,434	1,055	1	1,15	0,95	1,0	9,83	10,38	5,60	15,98	15,98	0,165	1,013	0,217
423,0		10,0	SM	18	19	13	205,84	60	60	173,55	95,07	1,83	0,830	0,512	0,432	0,441	0,505	0,425	0,435	1,028	1	1,15	1,00	1,0	14,95	15,37	5,60	20,97	20,97	0,218	1,009	0,286
422,5		10,5	SM	18	19	13	205,84	60	60	181,65	98,76	1,84	0,821	0,453	0,428	0,428	0,445	0,420	0,420	1,011	1	1,15	1,00	1,0	14,95	15,12	5,60	20,72	20,72	0,215	1,004	0,281
422,0		11,0	SM	18	19	9	183,06	60	60	191,55	103,26	1,86	0,809	0,394	0,425	0,414	0,384	0,414	0,404	0,991	1	1,15	1,00	1,0	10,35	10,26	5,60	15,86	15,86	0,164	0,998	0,212
421,5		11,5	SM	18	19	9	183,06	60	60	199,65	106,95	1,87	0,799	0,458	0,442	0,452	0,444	0,429	0,438	0,975	1	1,15	1,00	1,0	10,35	10,09	5,60	15,69	15,69	0,162	0,994	0,209
421,0		12,0	ML	18	19	21	239,87	60	60	209,55	111,45	1,88	0,787	0,522	0,460	0,489	0,502	0,442	0,471	0,965	1	1,15	1,00	1,0	24,15	23,31	5,60	28,92	28,92	0,425	0,982	0,542
420,5		12,5	CL	18	19	21	239,87	90	60	217,65	115,14	1,89	0,777	0,473	0,449	0,490	0,451	0,429	0,468	0,954	1	1,15	1,00	1,0	24,15	23,03	5,51	28,54	28,54	0,407	0,976	0,517
420,0		13,0	ML	18	19	22	243,45	60	60	227,55	119,64	1,90	0,766	0,423	0,438	0,490	0,400	0,415	0,464	0,941	1	1,15	1,00	1,0	25,30	23,80	5,60	29,41	29,41	0,450	0,967	0,566
419,5		13,5	ML	18	19	22	243,45	60	60	235,65	123,33	1,91	0,756	0,420	0,430	0,478	0,394	0,403	0,449	0,930	1	1,15	1,00	1,0	25,30	23,53	5,60	29,13	29,13	0,436	0,962	0,545
419,0		14,0	ML	18	19	29	265,88	60	60	245,55	127,83	1,92	0,744	0,417	0,421	0,465	0,388	0,392	0,433	0,929	1	1,15	1,00	1,0	33,35	30,97	5,60	36,57	36,57	1,574	0,933	1,911
418,5		14,5	ML	19	19	29	265,88	60	60	254,10	131,97	1,93	0,735	0,414	0,413	0,453	0,381	0,380	0,417	0,919	1	1,15	1,00	1,0	33,35	30,64	5,60	36,23	36,24	1,456	0,926	1,753
418,0		15,0	ML	19	19	19	232,33	60	60	264,55	137,02	1,93	0,724	0,411	0,405	0,441	0,373	0,367	0,400	0,886	1	1,15	1,00	1,0	21,85	19,37	5,60	24,97	24,97	0,289	0,951	0,358
417,5		15,5	ML	19	19	19	232,33	60	60	273,10	141,16	1,93	0,714	0,414	0,399	0,430	0,372	0,358	0,387	0,875	1	1,15	1,00	1,0	21,85	19,13	5,60	24,72	24,73	0,284	0,947	0,349
417,0		16,1	ML	19	19	21	239,87	60	60	285,45	147,13	1,94	0,701	0,418	0,394	0,420	0,370	0,348	0,371	0,865	1	1,15	1,00	1,0	24,15	20,89	5,60	26,49	26,50	0,330	0,935	0,402
416,5		16,5	ML	19	19	21	239,87	60	60	293,05	150,81	1,94	0,693	0,421	0,388	0,409	0,369	0,340	0,358	0,856	1	1,15	1,00	1,0	24,15	20,68	5,60	26,28	26,28	0,324	0,932	0,393
416,0		17,3	ML	19	19	25	253,59	90	60	308,25	158,16	1,95	0,678	0,425	0,383	0,399	0,365	0,328	0,342	0,851	1	1,15	1,00	1,0	28,75	24,46	5,51	29,96	29,97	0,483	0,910	0,572
415,5		17,6	ML	19	19	25	253,59	90	60	313,95	160,91	1,95	0,672	0,416	0,383	0,416	0,354	0,326	0,354	0,845	1	1,15	1,00	1,0	28,75	24,29	5,51	29,79	29,80	0,473	0,907	0,558
415,0		18,2	ML	19	19	26	256,78	90	60	325,35	166,43	1,95	0,661	0,406	0,383	0,433	0,341	0,322	0,364	0,837	1	1,15	1,00	1,0	29,90	25,02	5,51	30,52	30,53	0,520	0,897	0,607
414,5		18,5	ML	19	19	26	256,78	90	60	331,05	169,19	1,96	0,656	0,404	0,380	0,423	0,337	0,317	0,353	0,831	1	1,15	1,00	1,0	29,90	24,85	5,51	30,36	30,37	0,509	0,894	0,592
414,0		18,8	ML	19	19	26	256,78	90	60	336,75	171,94	1,96	0,650	0,402	0,377	0,413	0,333	0,312	0,342	0,826	1	1,15	1,00	1,0	29,90	24,69	5,51	30,20	30,21	0,498	0,892	0,578
413,5		19,1	ML	19	19	26	256,78	90	60	342,45	174,70	1,96	0,645	0,400	0,373	0,403	0,329	0,307	0,331	0,821	1	1,15	1,00	1,0	29,90	24,54	5,51	30,04	30,05	0,488	0,889	0,565

EVALUAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUAÇÃO  
Crista do dique de rejeitos grossos (SPT 2) a = 0.612g

Aceleración máxima: a= 0,612 g  
Presión atmosférica Patm= 101,362 kN/m<sup>2</sup>

Mw= 6,5 K<sub>cr</sub>= 1  
MSF= 1,301

Elevação (m)	N.F.	Prof. (m)	Material	γ(kN/m <sup>3</sup> )	γsat (kN/m <sup>3</sup> )	N	Vs (m/s) Hasançebi (2007)	Finos (%)	ER (%)	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	Dr (%)	σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub> '	r <sub>d</sub>	PGA (g) Atico	PGA (g) Lima	PGA (g) Lomas	CSR Atico	CSR Lima	CSR Lomas	T <sub>vertical</sub> (kPa)	CN	CE	CB	CR	CS	N60	(N1)60	Δ(N1)60	(N1)60cs	CRR <sub>v,s</sub>	K <sub>g</sub>	CRR Boulanger e Idriss 2014	T <sub>vertical</sub> (kPa)
436,0		1,0	SM	17	19	3	128,94	40	60	17,00	17,00	0,470	1,00	0,996	0,410	0,435	0,420	0,266	0,281	0,272	4,516	1,700	1	1,15	0,75	1,0	2,59	4,40	5,58	9,97	0,118	1,100	0,169	2,867
435,5		1,5	SM	17	19	3	128,94	40	60	24,65	24,65	0,451	1,00	0,990	0,407	0,435	0,412	0,262	0,280	0,265	6,452	1,700	1	1,15	0,75	1,0	2,59	4,40	5,58	9,97	0,118	1,100	0,169	4,158
435,0		2,0	SM	17	19	4	141,33	40	60	34,00	34,00	0,496	1,00	0,982	0,403	0,435	0,404	0,257	0,278	0,258	8,751	1,700	1	1,15	0,75	1,0	3,45	5,87	5,58	11,44	0,128	1,100	0,184	6,243
434,5		2,5	SM	17	19	4	141,33	40	60	41,65	41,65	0,464	1,00	0,975	0,409	0,430	0,411	0,259	0,272	0,261	10,793	1,600	1	1,15	0,75	1,0	3,45	5,52	5,58	11,09	0,126	1,085	0,178	7,399
434,0		3,0	SM	17	19	4	141,33	40	60	51,00	51,00	0,437	1,00	0,967	0,414	0,425	0,418	0,260	0,267	0,263	13,278	1,440	1	1,15	0,80	1,0	3,68	5,30	5,58	10,87	0,124	1,065	0,172	8,781
433,5		3,5	SM	17	19	4	141,33	40	60	58,65	58,65	0,409	1,00	0,960	0,397	0,419	0,405	0,248	0,262	0,253	14,533	1,340	1	1,15	0,80	1,0	3,68	4,93	5,58	10,51	0,122	1,051	0,166	9,756
433,0		4,0	SM	17	19	4	141,33	40	60	68,00	68,00	0,391	1,00	0,950	0,380	0,414	0,392	0,235	0,256	0,242	15,974	1,239	1	1,15	0,85	1,0	3,91	4,84	5,58	10,42	0,121	1,037	0,163	11,103
432,5		4,5	SM	17	19	4	141,33	40	60	75,65	75,65	0,370	1,00	0,942	0,419	0,463	0,405	0,257	0,284	0,248	19,419	1,171	1	1,15	0,85	1,0	3,91	4,58	5,58	10,15	0,119	1,027	0,159	12,041
432,0		5,0	SM	17	19	6	160,85	40	60	85,00	85,00	0,425	1,00	0,932	0,458	0,512	0,419	0,277	0,310	0,254	23,583	1,095	1	1,15	0,85	1,0	5,87	6,42	5,58	12,00	0,132	1,017	0,175	14,901
431,5		5,5	SM	17	19	6	160,85	40	60	92,65	92,65	0,406	1,00	0,924	0,451	0,483	0,457	0,271	0,290	0,275	25,101	1,048	1	1,15	0,85	1,0	5,87	6,15	5,58	11,72	0,130	1,009	0,171	15,853
431,0		6,0	SM	17	19	6	160,85	40	60	102,00	102,00	0,407	1,00	0,913	0,444	0,454	0,496	0,264	0,269	0,294	26,912	0,997	1	1,15	0,95	1,0	6,56	6,53	5,58	12,11	0,133	0,999	0,173	17,670
430,5		6,5	SM	17	19	6	160,85	40	60	109,65	109,65	0,391	1,00	0,904	0,437	0,456	0,472	0,257	0,268	0,278	28,169	0,960	1	1,15	0,95	1,0	6,56	6,29	5,58	11,87	0,131	0,992	0,170	18,606
430,0	7	7,0	SM	18	19	4	141,33	40	60	119,55	119,55	0,303	1,00	0,893	0,430	0,459	0,449	0,249	0,266	0,261	29,820	0,914	1	1,15	0,95	1,0	4,37	3,99	5,58	9,57	0,115	0,985	0,147	17,627
429,5		7,5	SM	18	19	4	141,33	40	60	127,65	123,24	0,298	1,04	0,884	0,430	0,460	0,508	0,256	0,274	0,302	31,568	0,899	1	1,15	0,95	1,0	4,37	3,93	5,58	9,50	0,115	0,982	0,146	18,049
429,0		8,0	SM	18	19	4	141,33	40	60	137,55	127,74	0,291	1,08	0,873	0,431	0,462	0,566	0,263	0,282	0,346	33,637	0,881	1	1,15	0,95	1,0	4,37	3,85	5,58	9,43	0,114	0,979	0,145	18,562
428,5		8,5	SM	18	19	4	141,33	40	60	145,65	131,43	0,286	1,11	0,863	0,457	0,481	0,539	0,284	0,299	0,335	37,382	0,867	1	1,15	0,95	1,0	4,37	3,79	5,58	9,37	0,114	0,977	0,144	18,980
428,0		9,0	SM	18	19	7	168,95	40	60	155,55	135,93	0,373	1,14	0,852	0,484	0,501	0,511	0,306	0,317	0,324	41,648	0,859	1	1,15	0,95	1,0	7,65	6,57	5,58	12,15	0,134	0,971	0,169	22,922
427,5		9,5	SM	18	19	7	168,95	40	60	163,65	139,62	0,367	1,17	0,842	0,591	0,525	0,491	0,380	0,337	0,315	52,984	0,847	1	1,15	0,95	1,0	7,65	6,48	5,58	12,06	0,133	0,968	0,167	23,360
427,0		10,0	SM	18	19	12	200,65	40	60	173,55	144,12	0,488	1,20	0,830	0,699	0,549	0,471	0,455	0,357	0,306	65,504	0,849	1	1,15	1,00	1,0	13,80	11,72	5,58	17,29	0,177	0,958	0,220	31,720
426,5		10,5	SM	18	19	12	200,65	40	60	181,65	147,81	0,481	1,23	0,821	0,588	0,525	0,485	0,386	0,344	0,318	56,981	0,839	1	1,15	1,00	1,0	13,80	11,58	5,58	17,15	0,175	0,955	0,218	32,186
426,0		11,0	SM	18	19	18	228,36	40	60	191,55	152,31	0,585	1,26	0,809	0,477	0,500	0,499	0,315	0,330	0,330	48,015	0,844	1	1,15	1,00	1,0	20,70	17,48	5,58	23,06	0,250	0,939	0,306	46,562
425,5		11,5	SM	18	19	18	228,36	40	60	199,65	156,00	0,577	1,28	0,799	0,528	0,490	0,524	0,351	0,326	0,348	54,715	0,836	1	1,15	1,00	1,0	20,70	17,30	5,58	22,87	0,247	0,936	0,301	46,924
425,0		12,0	SM	18	19	21	239,87	40	60	209,55	160,50	0,617	1,31	0,787	0,579	0,480	0,549	0,386	0,321	0,367	62,025	0,834	1	1,15	1,00	1,0	24,15	20,15	5,58	25,72	0,308	0,923	0,370	59,375
424,5		12,5	SM	18	19	21	239,87	40	60	217,65	164,19	0,609	1,33	0,777	0,531	0,485	0,537	0,355	0,325	0,360	58,361	0,826	1	1,15	1,00	1,0	24,15	19,95	5,58	25,53	0,303	0,920	0,363	59,531
424,0		13,0	SM	18	19	22	243,45	40	60	227,55	168,69	0,615	1,35	0,766	0,483	0,489	0,525	0,324	0,328	0,352	54,665	0,820	1	1,15	1,00	1,0	25,30	20,74	5,58	26,32	0,325	0,912	0,386	65,055
423,5		13,5	SM	18	19	22	243,45	40	60	235,65	172,38	0,608	1,37	0,756	0,473	0,481	0,512	0,318	0,323	0,344	54,779	0,812	1	1,15	1,00	1,0	25,30	20,55	5,58	26,13	0,319	0,909	0,378	65,131
423,0		14,0	SM	18	19	27	259,89	40	60	245,55	176,88	0,670	1,39	0,744	0,463	0,474	0,499	0,311	0,318	0,335	55,051	0,820	1	1,15	1,00	1,0	31,05	25,47	5,58	31,04	0,558	0,881	0,640	113,225
422,5		14,5	SM	19	19	27	259,89	40	60	254,10	181,02	0,662	1,40	0,735	0,454	0,467	0,487	0,304	0,313	0,326	55,070	0,813	1	1,15	1,00	1,0	31,05	25,23	5,58	30,81	0,540	0,878	0,617	111,696
422,0		15,0	SM	19	19	15	215,45	40	60	264,55	186,07	0,472	1,42	0,724	0,444	0,460	0,474	0,297	0,307	0,317	55,240	0,760	1	1,15	1,00	1,0	17,25	13,11	5,58	18,68	0,191	0,923	0,229	42,625
421,5		15,5	SM	19	19	15	215,45	60	60	273,10	190,21	0,466	1,44	0,714	0,433	0,452	0,472	0,289	0,301	0,315	54,953	0,752	1	1,15	1,00	1,0	17,25	12,97	5,60	18,57	0,190	0,920	0,227	43,186
421,0		16,1	SM	19	19	17	224,23	60	60	285,45	196,18	0,489	1,46	0,701	0,423	0,445	0,471	0,280	0,295	0,312	55,005	0,749	1	1,15	1,00	1,0	19,55	14,64	5,60	20,24	0,209	0,911	0,247	48,537
420,5		16,5	SM	19	19	17	224,23	60	60	293,05	199,86	0,484	1,47	0,693	0,412	0,438	0,469	0,272	0,289	0,310	54,429	0,742	1	1,15	1,00	1,0	19,55	14,51	5,60	20,11	0,207	0,909	0,245	48,957
420,0		17,3	SM	19	19	19	232,33	60	60	308,25	207,21	0,503	1,49	0,678	0,401	0,430	0,468	0,263	0,282	0,306	54,529	0,737	1	1,15	1,00	1,0	21,85	16,11	5,60	21,71	0,229	0,898	0,267	55,370
419,5		17,6	SM	19	19	19	232,33	60	60	313,95	209,96	0,499	1,50	0,672	0,402	0,420	0,455	0,263	0,274	0,297	55,154	0,733	1	1,15	1,00	1,0	21,85	16,01	5,60	21,61	0,227	0,897	0,265	55,655
419,0		18,2	SM	19	19	19	232,33	60	60	325,35	215,48	0,491	1,51	0,661	0,403	0,410	0,442	0,261	0,266	0,287	56,291	0,724	1	1,15	1,00	1,0	21,85	15,82	5,60	21,42	0,224	0,894	0,261	56,230
418,5		18,5	SM	19	19	19	232,33	60	60	331,05	218,24	0,487	1,52	0,656	0,403	0,400	0,429	0,261	0,258	0,277	56,888	0,719	1	1,15	1,00	1,0	21,85	15,72	5,60	21,32	0,223	0,892	0,259	56,518
418,0		18,8	SM	19	19																													

Evaluación del Potencial de Licuación en el Vaso del Depósito para 0.612g (SPT 1)

Aceleración máxima: a= 0,612 g  
Presión atmosférica Patm= 101,362 kN/m<sup>2</sup>

Mw= 6,5 Kα= 1  
MSF= 2,528

Elevación (m)	N.F.	Prof. (m)	Material	γ(kN/m <sup>3</sup> )	γsat (kN/m <sup>3</sup> )	N	%finos	α <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	α <sub>v</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub> '	Γ <sub>d</sub>	PGA (g) Atico	PGA (g) Lima	PGA (g) Lomas	CSR Atico	CSR Lima	CSR Lomas	CN	CE	CB	CR	CS	(N1) <sub>60</sub>	a	b	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR 7.5	K <sub>σ</sub>	CRR
432,0		1	SM	17	19	2	40	17,00	17,00	1,00	0,992	0,405	0,418	0,396	0,261	0,269	0,255	1,70	1	1,15	0,75	1,0	2,93	5,00	1,20	8,52	0,10	1,43	0,362
431,5		1,45	SM	17	19	2	40	24,65	24,65	1,00	0,989	0,401	0,418	0,393	0,258	0,269	0,253	1,70	1	1,15	0,75	1,0	2,93	5,00	1,20	8,52	0,10	1,33	0,336
431,0	2	2	SM	17	19	2	40	34,00	34,00	1,00	0,985	0,398	0,418	0,390	0,255	0,268	0,250	1,70	1	1,15	0,75	1,0	2,93	5,00	1,20	8,52	0,10	1,24	0,315
430,5		2,45	SM	17	19	2	40	41,65	37,24	1,12	0,981	0,393	0,417	0,388	0,280	0,297	0,277	1,65	1	1,15	0,75	1,0	2,85	5,00	1,20	8,42	0,10	1,22	0,307
430,0		3	SM	17	19	2	40	51,00	41,19	1,24	0,977	0,388	0,415	0,385	0,305	0,326	0,303	1,57	1	1,15	0,80	1,0	2,89	5,00	1,20	8,46	0,10	1,20	0,302
429,5		3,45	SM	17	19	2	40	58,65	44,43	1,32	0,974	0,401	0,443	0,387	0,335	0,370	0,323	1,51	1	1,15	0,80	1,0	2,78	5,00	1,20	8,34	0,10	1,18	0,294
429,0		4	SM	17	19	6	40	68,00	48,38	1,41	0,969	0,414	0,472	0,389	0,367	0,418	0,345	1,45	1	1,15	0,85	1,0	8,49	5,00	1,20	15,19	0,16	1,16	0,475
428,5		4,45	SM	17	19	6	40	75,65	51,62	1,47	0,966	0,401	0,456	0,384	0,369	0,420	0,354	1,40	1	1,15	0,85	1,0	8,22	5,00	1,20	14,86	0,16	1,14	0,459
428,0		5	SM	17	19	3	40	85,00	55,57	1,53	0,962	0,387	0,441	0,380	0,371	0,421	0,363	1,35	1	1,15	0,85	1,0	3,96	5,00	1,20	9,75	0,11	1,13	0,316
427,5		5,45	SM	17	19	3	40	92,65	58,81	1,58	0,958	0,374	0,429	0,377	0,367	0,421	0,370	1,31	1	1,15	0,85	1,0	3,85	5,00	1,20	9,62	0,11	1,12	0,309
427,0		6	SM	17	19	3	40	102,00	62,76	1,63	0,954	0,361	0,418	0,374	0,364	0,421	0,377	1,27	1	1,15	0,95	1,0	4,17	5,00	1,20	10,00	0,11	1,10	0,315
426,5		6,45	SM	17	19	3	40	109,65	66,00	1,66	0,951	0,365	0,426	0,402	0,375	0,438	0,412	1,24	1	1,15	0,95	1,0	4,06	5,00	1,20	9,87	0,11	1,09	0,309
426,0		7	SM	18	19	6	40	119,55	70,50	1,70	0,946	0,369	0,434	0,429	0,385	0,453	0,448	1,20	1	1,15	0,95	1,0	7,86	5,00	1,20	14,43	0,15	1,08	0,420
425,5		7,45	SM	18	19	6	40	127,65	74,19	1,72	0,943	0,430	0,473	0,436	0,454	0,499	0,460	1,17	1	1,15	0,95	1,0	7,66	5,00	1,20	14,19	0,15	1,06	0,409
425,0		8	SM	18	19	8	60	137,55	78,69	1,75	0,939	0,491	0,512	0,443	0,524	0,546	0,473	1,13	1	1,15	0,95	1,0	9,92	5,00	1,20	16,90	0,18	1,05	0,478
424,5		8,45	SM	18	19	8	60	145,65	82,38	1,77	0,935	0,511	0,476	0,440	0,549	0,511	0,473	1,11	1	1,15	0,95	1,0	9,70	5,00	1,20	16,63	0,18	1,04	0,466
424,0		9	SM	18	19	9	60	155,55	86,88	1,79	0,931	0,531	0,440	0,436	0,575	0,476	0,473	1,08	1	1,15	0,95	1,0	10,62	5,00	1,20	17,74	0,19	1,03	0,493
423,5		9,45	SM	18	19	9	60	163,65	90,57	1,81	0,922	0,522	0,436	0,439	0,565	0,472	0,475	1,06	1	1,15	0,95	1,0	10,40	5,00	1,20	17,48	0,19	1,02	0,481
423,0		10	SM	18	19	13	60	173,55	95,07	1,83	0,907	0,512	0,432	0,441	0,551	0,465	0,475	1,03	1	1,15	1,00	1,0	15,44	5,00	1,20	23,52	0,27	1,01	0,680
422,5		10,45	SM	18	19	13	60	181,65	98,76	1,84	0,895	0,453	0,428	0,428	0,485	0,458	0,458	1,01	1	1,15	1,00	1,0	15,15	5,00	1,20	23,18	0,26	1,01	0,660
422,0		11	SM	18	19	9	60	191,55	103,26	1,86	0,880	0,394	0,425	0,414	0,418	0,451	0,440	0,99	1	1,15	1,00	1,0	10,25	5,00	1,20	17,31	0,18	1,00	0,464
421,5		11,45	SM	18	19	9	60	199,65	106,95	1,87	0,868	0,458	0,442	0,452	0,483	0,466	0,476	0,97	1	1,15	1,00	1,0	10,08	5,00	1,20	17,09	0,18	0,99	0,455
421,0		12	ML	18	19	21	60	209,55	111,45	1,88	0,854	0,522	0,460	0,489	0,545	0,480	0,511	0,95	1	1,15	1,00	1,0	23,03	5,00	1,20	32,64	0,47	0,98	1,161
420,5		12,45	CL	18	19	21	90	217,65	115,14	1,89	0,842	0,473	0,449	0,490	0,489	0,464	0,506	0,94	1	1,15	1,00	1,0	22,66	5,00	1,20	32,19	0,47	0,97	1,153
420,0		13	ML	18	19	22	60	227,55	119,64	1,90	0,827	0,423	0,438	0,490	0,432	0,448	0,501	0,92	1	1,15	1,00	1,0	23,29	5,00	1,20	32,94	0,47	0,97	1,145
419,5		13,45	ML	18	19	22	60	235,65	123,33	1,91	0,815	0,420	0,430	0,478	0,425	0,435	0,484	0,91	1	1,15	1,00	1,0	22,94	5,00	1,20	32,52	0,47	0,96	1,138
419,0		14	ML	18	19	29	60	245,55	127,83	1,92	0,800	0,417	0,421	0,465	0,417	0,421	0,465	0,89	1	1,15	1,00	1,0	29,70	5,00	1,20	40,64	0,47	0,95	1,130
418,5		14,45	ML	19	19	29	60	254,10	131,97	1,93	0,788	0,414	0,413	0,453	0,408	0,407	0,447	0,88	1	1,15	1,00	1,0	29,23	5,00	1,20	40,07	0,47	0,95	1,122
418,0		15	ML	19	19	16	60	264,55	137,02	1,93	0,774	0,411	0,405	0,441	0,399	0,393	0,428	0,86	1	1,15	1,00	1,0	15,83	5,00	1,20	23,99	0,27	0,94	0,650
417,5		15,45	ML	19	19	16	60	273,10	141,16	1,93	0,761	0,414	0,399	0,430	0,397	0,382	0,412	0,85	1	1,15	1,00	1,0	15,59	5,00	1,20	23,71	0,27	0,94	0,635
417,0		16,1	ML	19	19	19	60	285,45	147,13	1,94	0,744	0,418	0,394	0,420	0,392	0,369	0,394	0,83	1	1,15	1,00	1,0	18,14	5,00	1,20	26,76	0,33	0,93	0,779
416,5		16,5	ML	19	19	19	60	293,05	150,81	1,94	0,733	0,421	0,388	0,409	0,390	0,359	0,379	0,82	1	1,15	1,00	1,0	17,91	5,00	1,20	26,50	0,33	0,92	0,759
416,0		17,3	ML	19	19	27	90	308,25	158,16	1,95	0,712	0,425	0,383	0,399	0,383	0,345	0,360	0,80	1	1,15	1,00	1,0	24,40	5,00	1,20	34,28	0,47	0,91	1,082
415,5		17,6	ML	19	19	27	90	313,95	160,91	1,95	0,704	0,416	0,383	0,416	0,371	0,342	0,371	0,79	1	1,15	1,00	1,0	24,19	5,00	1,20	34,02	0,47	0,91	1,079
415,0		18,2	ML	19	19	28	90	325,35	166,43	1,95	0,688	0,406	0,383	0,433	0,355	0,335	0,378	0,78	1	1,15	1,00	1,0	25,13	5,00	1,20	35,16	0,47	0,91	1,071
414,5		18,5	ML	19	19	28	90	331,05	169,19	1,96	0,680	0,404	0,380	0,423	0,350	0,329	0,366	0,77	1	1,15	1,00	1,0	24,92	5,00	1,20	34,91	0,47	0,90	1,068
414,0		18,8	ML	19	19	28	90	336,75	171,94	1,96	0,672	0,402	0,377	0,413	0,344	0,322	0,353	0,77	1	1,15	1,00	1,0	24,72	5,00	1,20	34,67	0,47	0,90	1,065
413,5		19,1	ML	19	19	28	90	342,45	174,70	1,96	0,664	0,400	0,373	0,403	0,338	0,316	0,341	0,76	1	1,15	1,00	1,0	24,53	5,00	1,20	34,43	0,47	0,90	1,061

Evaluación del Potencial de Licuación en la Corona del Dique de Relave Grueso para 0.612g (SPT 2)

Aceleración máxima: a= 0,612 g  
Presión atmosférica Patm= 101,362 kg/cm<sup>2</sup>

Mw= 6,5 K<sub>α</sub>= 1  
MSF= 2,528

Elevación (m)	N.F.	Prof. (m)	Material	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	N	%finos	ov (kg/cm <sup>2</sup> )	ov' (kg/cm <sup>2</sup> )	ov/ov'	G <sub>d</sub> (Liao y Whitman 1986)	PGA (g) Atico	PGA (g) Lima	PGA (g) Maule	CSR Atico	CSR Lima	CSR Maule	CN	CE	CB	CR	CS	(N1) <sub>60</sub>	a	b	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR 7.5	K <sub>σ</sub>	CRR
436,0		1	SM	17	19	3	40	17,000	17,000	1,00	0,99235	0,410	0,435	0,420	0,265	0,280	0,271	1,700	1	1,15	0,75	1,0	4,40	5,000	1,200	10,28	0,116	1,429	0,418
435,5		1,45	SM	17	19	3	40	24,650	24,650	1,00	0,98891	0,407	0,435	0,412	0,262	0,279	0,265	1,700	1	1,15	0,75	1,0	4,40	5,000	1,200	10,28	0,116	1,327	0,388
435,0		2	SM	17	19	4	40	34,000	34,000	1,00	0,98470	0,403	0,435	0,404	0,258	0,278	0,259	1,700	1	1,15	0,75	1,0	5,87	5,000	1,200	12,04	0,132	1,244	0,414
434,5		2,45	SM	17	19	4	40	41,650	41,650	1,00	0,98126	0,409	0,430	0,411	0,261	0,274	0,262	1,560	1	1,15	0,75	1,0	5,38	5,000	1,200	11,46	0,126	1,195	0,381
434,0		3	SM	17	19	4	40	51,000	51,000	1,00	0,97705	0,414	0,425	0,418	0,263	0,270	0,265	1,410	1	1,15	0,80	1,0	5,19	5,000	1,200	11,23	0,124	1,147	0,360
433,5		3,45	SM	17	19	4	40	58,650	58,650	1,00	0,97361	0,397	0,419	0,405	0,251	0,265	0,256	1,315	1	1,15	0,80	1,0	4,84	5,000	1,200	10,81	0,120	1,116	0,339
433,0		4	SM	17	19	4	40	68,000	68,000	1,00	0,96940	0,380	0,414	0,392	0,240	0,261	0,247	1,221	1	1,15	0,80	1,0	4,49	5,000	1,200	10,39	0,117	1,083	0,319
432,5		4,45	SM	17	19	4	40	75,650	75,650	1,00	0,96596	0,419	0,463	0,405	0,263	0,291	0,255	1,158	1	1,15	0,85	1,0	4,53	5,000	1,200	10,43	0,117	1,060	0,313
432,0		5	SM	17	19	6	40	85,000	85,000	1,00	0,96175	0,458	0,512	0,419	0,286	0,320	0,262	1,092	1	1,15	0,85	1,0	6,40	5,000	1,200	12,69	0,138	1,036	0,360
431,5		5,45	SM	17	19	6	40	92,650	92,650	1,00	0,95831	0,451	0,483	0,457	0,281	0,301	0,285	1,046	1	1,15	0,85	1,0	6,13	5,000	1,200	12,36	0,135	1,018	0,346
431,0		6	SM	17	19	6	40	102,000	102,000	1,00	0,95410	0,444	0,454	0,496	0,276	0,281	0,307	0,997	1	1,15	0,85	1,0	5,85	5,000	1,200	12,02	0,131	0,999	0,332
430,5		6,45	SM	17	19	6	40	109,650	109,650	1,00	0,95066	0,437	0,456	0,472	0,270	0,282	0,292	0,961	1	1,15	0,95	1,0	6,30	5,000	1,200	12,56	0,136	0,984	0,340
430,0	7	7	SM	18	19	4	40	119,550	119,550	1,00	0,94645	0,430	0,459	0,449	0,264	0,282	0,276	0,921	1	1,15	0,95	1,0	4,02	5,000	1,200	9,83	0,112	0,968	0,273
429,5		7,45	SM	18	19	4	40	127,650	123,236	1,04	0,94301	0,430	0,460	0,508	0,273	0,292	0,322	0,907	1	1,15	0,95	1,0	3,96	5,000	1,200	9,76	0,111	0,962	0,270
429,0		8	SM	18	19	4	40	137,550	127,740	1,08	0,93880	0,431	0,462	0,566	0,283	0,303	0,372	0,891	1	1,15	0,95	1,0	3,89	5,000	1,200	9,67	0,110	0,955	0,266
428,5		8,45	SM	18	19	4	40	145,650	131,426	1,11	0,93536	0,457	0,481	0,539	0,308	0,324	0,363	0,878	1	1,15	0,95	1,0	3,84	5,000	1,200	9,61	0,110	0,949	0,263
428,0		9	SM	18	19	7	40	155,550	135,930	1,14	0,93115	0,484	0,501	0,511	0,335	0,347	0,354	0,864	1	1,15	0,95	1,0	6,60	5,000	1,200	12,92	0,140	0,943	0,333
427,5		9,45	SM	18	19	7	40	163,650	139,616	1,17	0,92169	0,591	0,525	0,491	0,415	0,369	0,345	0,852	1	1,15	0,95	1,0	6,52	5,000	1,200	12,82	0,139	0,938	0,329
427,0		10	SM	18	19	12	40	173,550	144,120	1,20	0,90700	0,699	0,549	0,471	0,496	0,390	0,334	0,839	1	1,15	0,95	1,0	10,99	5,000	1,200	18,19	0,194	0,932	0,457
426,5		10,45	SM	18	19	12	40	181,650	147,806	1,23	0,89499	0,588	0,525	0,485	0,420	0,375	0,347	0,828	1	1,15	1,00	1,0	11,43	5,000	1,200	18,71	0,200	0,927	0,469
426,0		11	SM	18	19	18	40	191,550	152,310	1,26	0,88030	0,477	0,500	0,499	0,343	0,360	0,359	0,816	1	1,15	1,00	1,0	16,89	5,000	1,200	25,26	0,297	0,922	0,693
425,5		11,45	SM	18	19	18	40	199,650	155,996	1,28	0,86829	0,528	0,490	0,524	0,381	0,354	0,379	0,806	1	1,15	1,00	1,0	16,69	5,000	1,200	25,02	0,292	0,917	0,678
425,0		12	SM	18	19	21	40	209,550	160,500	1,31	0,85360	0,579	0,480	0,549	0,419	0,348	0,398	0,795	1	1,15	1,00	1,0	19,19	5,000	1,200	28,03	0,371	0,912	0,855
424,5		12,45	SM	18	19	21	40	217,650	164,186	1,33	0,84159	0,531	0,485	0,537	0,385	0,351	0,390	0,786	1	1,15	1,00	1,0	18,98	5,000	1,200	27,77	0,362	0,908	0,830
424,0		13	SM	18	19	22	40	227,550	168,690	1,35	0,82690	0,483	0,489	0,525	0,350	0,354	0,381	0,775	1	1,15	1,00	1,0	19,61	5,000	1,200	28,53	0,390	0,903	0,890
423,5		13,45	SM	18	19	22	40	235,650	172,376	1,37	0,81489	0,473	0,481	0,512	0,343	0,349	0,371	0,767	1	1,15	1,00	1,0	19,40	5,000	1,200	28,28	0,380	0,899	0,863
423,0		14	SM	18	19	27	40	245,550	176,880	1,39	0,80020	0,463	0,474	0,499	0,335	0,342	0,361	0,757	1	1,15	1,00	1,0	23,50	5,000	1,200	33,21	0,468	0,895	1,059
422,5		14,45	SM	19	19	27	40	254,100	181,016	1,40	0,78819	0,454	0,467	0,487	0,326	0,336	0,350	0,748	1	1,15	1,00	1,0	23,23	5,000	1,200	32,88	0,468	0,890	1,054
422,0		15	SM	19	19	15	40	264,550	186,070	1,42	0,77350	0,444	0,460	0,474	0,317	0,328	0,339	0,738	1	1,15	1,00	1,0	12,73	5,000	1,200	20,28	0,219	0,886	0,490
421,5		15,45	SM	19	19	15	60	273,100	190,206	1,44	0,76149	0,433	0,452	0,472	0,308	0,321	0,336	0,730	1	1,15	1,00	1,0	12,59	5,000	1,200	20,11	0,217	0,882	0,483
421,0		16,1	SM	19	19	17	60	285,450	196,179	1,46	0,74413	0,423	0,445	0,471	0,298	0,313	0,331	0,719	1	1,15	1,00	1,0	14,05	5,000	1,200	21,86	0,240	0,876	0,532
420,5		16,5	SM	19	19	17	60	293,050	199,855	1,47	0,73345	0,412	0,438	0,469	0,288	0,306	0,328	0,712	1	1,15	1,00	1,0	13,92	5,000	1,200	21,71	0,238	0,873	0,525
420,0		17,3	SM	19	19	19	60	308,250	207,207	1,49	0,71209	0,401	0,430	0,468	0,276	0,296	0,322	0,699	1	1,15	1,00	1,0	15,28	5,000	1,200	23,34	0,262	0,867	0,575
419,5		17,6	SM	19	19	19	60	313,950	209,964	1,50	0,70408	0,402	0,420	0,455	0,275	0,287	0,311	0,695	1	1,15	1,00	1,0	15,18	5,000	1,200	23,22	0,260	0,864	0,569
419,0		18,2	SM	19	19	19	60	325,350	215,478	1,51	0,68806	0,403	0,410	0,442	0,272	0,277	0,298	0,686	1	1,15	1,00	1,0	14,99	5,000	1,200	22,98	0,257	0,860	0,558
418,5		18,5	SM	19	19	19	60	331,050	218,235	1,52	0,68005	0,403	0,400	0,429	0,270	0,268	0,288	0,682	1	1,15	1,00	1,0	14,89	5,000	1,200	22,87	0,255	0,858	0,553
418,0		18,8	SM	19	19	23	60	336,750	220,992	1,52	0,67204	0,404	0,390	0,416	0,269	0,259	0,277	0,677	1	1,15	1,00	1,0	17,91	5,000	1,200	26,50	0,325	0,856	0,703
417,5		19,1	SM	19	19	23	60	342,450	223,749	1,53	0,66403	0,401	0,385	0,418	0,265	0,254	0,276	0,673	1	1,15	1,00	1,0	17,80	5,000	1,200	26,36	0,322	0,854	0,694



