

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SISMICO PARA EL  
DISEÑO DE UNA PRESA DE ENROCADO EN HUANCABELICA**

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**AUTOR:**

DIEGO ALFONSO BARRETO JIMENEZ

**ASESOR:**

SANDRA CECILIA SANTA CRUZ HIDALGO

Lima, abril, 2019

## Resumen

Actualmente el Perú es uno de los países que busca planificar y mitigar los desastres que puedan ocurrir debido a los fenómenos sísmicos ocasionados por la alta sismicidad de la zona en donde se encuentra. Por consiguiente, se elaboran normas de diseño sísmico resistente en donde se detallan las cargas sísmicas a usar en los diseños de edificios; si bien en la norma se detalla para edificaciones comunes, cuando se trata de estructuras esenciales como presas, túneles o centrales nucleares, estas no están especificadas. Por esta razón se realizan estudios de peligro sísmico que permitan obtener valores de demanda sísmica que puedan ser usados en el diseño de este tipo de infraestructuras.

En esta tesis se busca determinar los valores de la demanda sísmica mediante un análisis probabilístico de peligro sísmico para una presa de enrocado ubicada en la provincia de Tayacaja, Huancavelica. El desarrollo del análisis probabilístico se realizó con la metodología de Cornell 1968 teniendo como herramienta el programa CRISIS 2015, la elaboración del espectro de diseño bajo la metodología FEMA 356, el cálculo de los valores de los coeficientes de diseño sísmico bajo el enfoque de los artículos RUIZ et al 2011 y MARTINEZ et al 2011 y, por último, los acelerogramas sintéticos se generaron con la herramienta SEISMOSOFT.

Los resultados obtenidos demostraron que el análisis probabilístico de peligro sísmico se pudo realizar de manera satisfactoria a pesar que la presa se ubicaba en un sitio distante a una falla sísmica importante y además de carecer de registros sísmicos relevantes; permitiendo obtener demandas sísmicas para la presa de enrocado en forma de espectros de diseño, coeficientes sísmicos y acelerogramas artificiales para tiempos de retorno de 475 y 2475 años muy similares.

## Tabla de contenidos

|   |            |
|---|------------|
| <b>Índice de Figuras</b> .....  | <b>iii</b> |
| <b>Índice de Tablas</b> .....   | <b>vi</b>  |
| 1.1. Objetivo general .....   | 1          |
| 1.2. Objetivos específicos.....   | 1          |
| 1.3. Alcance.....   | 1          |
| 1.4. Justificación.....   | 2          |
| 1.5. Metodología .....  | 2          |
| <b>Marco Teórico</b> .....  | <b>4</b>   |
| 2.1. Peligro sísmico .....  | 4          |
| 2.1.1. Caracterización de las fuentes sísmicas .....                                    | 6          |
| 2.1.1.1. Geometría de las fuentes .....   | 6          |
| 2.1.1.2. Recurrencia de los sismos en la fuente.....                                    | 9          |
| 2.1.1.3. Ecuación de predicción del movimiento del suelo (GMPE) .....                   | 12         |
| 2.1.2. Calculo de peligro sísmico.....  | 13         |
| 2.2. Espectro de diseño sísmico.....  | 15         |
| 2.2.1. Espectro de peligro uniforme.....  | 16         |
| 2.2.2. Espectro de diseño .....   | 16         |
| 2.2.3. Espectro de diseño FEMA – 356 .....  | 17         |
| 2.3. Coeficientes sísmicos para método pseudoestático.....                              | 20         |
| 2.3.1. Método Pseudo – Estático.....  | 21         |
| 2.4. Acelerograma sintético.....  | 27         |
| 2.4.1. Generación de acelerograma artificial .....                                      | 31         |
| <b>Peligro sísmico para presa de enrocado en Tayacaja</b> .....                         | <b>39</b>  |
| 3.1. Presa de estudio .....   | 39         |
| 3.2. Análisis probabilístico de peligro sísmico.....                                    | 42         |
| 3.3. Espectro de diseño siguiendo metodología FEMA-356.....                             | 52         |
| 3.4. Determinación de los coeficientes sísmicos para los métodos pseudo-estáticos ..... | 56         |
| 3.5. Elaboración de acelerograma sintético .....  | 58         |
| <b>Comentarios y conclusiones</b> .....   | <b>71</b>  |

|                           |                                      |
|---------------------------|--------------------------------------|
| 4.1. Comentarios .....    | 71                                   |
| 4.2. Conclusiones .....   | 75                                   |
| <b>Bibliografía .....</b> | <b>¡Error! Marcador no definido.</b> |

## Índice de Figuras

|   |    |
|---|----|
| Figura 1 Esquema del desarrollo general que tiene la evaluación y cálculo del peligro sísmico con la metodología de Cornell (1968). .....   | 5  |
| Figura 2 Diferentes geometrías de las fuentes sísmicas. (a) Falla corta que puede ser modelada como una fuente puntual, (b) falla superficial que puede ser modelada como fuente lineal, (c) fuente tridimensional (Kramer 1996). ..... | 7  |
| Figura 3 Ejemplos de la variación de la distancia fuente-sitio para diferentes tipos de geometrías. (Kramer, 1996) .....  | 9  |
| Figura 4 Influencia de los parámetros del modelo Gutenberg-Ritcher. (a) Variación del parámetro $a$ , (b) variación del parámetro $b$ (Quinde & Reinoso, 2016).....   | 10 |
| Figura 5 Aceleraciones de sismos de subducción atenuadas, Casaverde y Vargas, 1980 (Muñoz, 2016).....   | 13 |
| Figura 6 Interfaz del programa CRISIS 2015 el cual presenta una interfaz amigable para el usuario y permite ingresar datos de manera eficaz. ....   | 14 |
| Figura 7 Ejemplo de construcción de un espectro de peligro uniforme a partir de las curvas de peligro sísmico .....   | 16 |
| Figura 8 Espectro de diseño según FEMA-356 .....  | 18 |
| Figura 9 Mapa de zonificación para selección del coeficiente sísmico .....  | 21 |
| Figura 10 Registro del terremoto de Lima de octubre 1974 usado para el diseño sismo resistente de edificios en Lima, Perú. ....   | 28 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 11 Esquema en donde se aprecia como la fuente ha sido dividida en un numero finito de elemento, y como se registra secuencialmente asignando una función de Green a cada elemento para al final obtener una función de Green resultado de la sumatoria de cada elemento (Quiñonez, 2002)..... | 29 |
| Figura 12 Función de intensidad constante con duración $d$ y un nivel de intensidad igual a 1 .....  | 34 |
| Figura 13 Función intensidad trapezoidal, con rama inicial ascendente en un tiempo $T_1$ , rama constante y una rama descendente final a partir de $T_2$ .....   | 34 |
| Figura 14 Función de intensidad regida por el crecimiento y decrecimiento exponencial en una función de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ .....  | 34 |
| Figura 15 Función de intensidad trapezoidal de funciones compuestas en la etapa ascendente y descendente .....   | 35 |
| Figura 16 Función trigonométrica con un tiempo de inicio de la etapa ascendente y un tiempo de inicio de la etapa descendente .....  | 35 |
| Figura 17 Función de Saragoni y Hart 1974 en donde se necesita de tres parámetros para definir por completo a la envolvente. ....  | 35 |
| Figura 18 Mapa geológico de los afloramientos en el sector de la obra de la presa.....   | 41 |
| Figura 19 Vista aérea del lugar en donde se construirá la presa de enrocado (Google Earth, consultado: 28 agosto 2017) .....   | 42 |
| Figura 20 Geometria de las fuentes sismogenicas de interface y corticales .....  | 44 |
| Figura 21 Geometría de las fuentes sismogénicas intraface .....  | 44 |
| Figura 22 Mapa de peligro sísmico para $T=0.005s$ con un periodo de retorno de 475 años. Resultados de CRISIS 2015 .....   | 48 |
| Figura 23 Mapa de peligro sísmico para $T=0.005s$ con un periodo de retorno de 2475 años. Resultados de CRISIS 2015 .....  | 49 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 24 Tasas de excedencias de aceleraciones máximas (PGA) para provincia de Tayacaja con un periodo de retorno de 475 años .....  | 50 |
| Figura 25 Tasas de excedencias de aceleraciones máximas (PGA) para provincia de Tayacaja con un periodo de retorno de 2475 años ..... | 50 |
| Figura 26 Espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años.....  | 51 |
| Figura 27 Espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 2475 años.....   | 52 |
| Figura 28 Espectro de diseño para un $Tr = 475$ años.....   | 54 |
| Figura 29 Espectro de diseño para un $Tr = 2475$ años.....  | 55 |
| Figura 30 Interfaz en donde se introdujeron los parámetros de entrada la generación del acelerograma con un $Tr = 475$ años.....      | 62 |
| Figura 31 Acelerograma 1 para un tiempo de retorno de 475 años .....  | 64 |
| Figura 32 Espectros de respuesta para el acelerograma 1-475 .....   | 64 |
| Figura 33 Acelerograma sintético 2 para un tiempo de retorno de 475 años .....  | 65 |
| Figura 34 Espectros de respuesta para el acelerograma 2-475 .....   | 65 |
| Figura 35 Acelerograma sintético 3 para un tiempo de retorno de 475 años .....  | 66 |
| Figura 36 Espectros de respuesta para el acelerograma 3-475 .....   | 66 |
| Figura 37 acelerograma sintético 1 para un tiempo de retorno de 2475 años.....  | 67 |
| Figura 38 Espectro de respuesta para el acelerograma 1-2475.....  | 67 |
| Figura 39 acelerograma sintético 2 para un tiempo de retorno de 2475 años.....  | 68 |
| Figura 40 Espectro de respuesta para el acelerograma 2-2475.....  | 68 |
| Figura 41 acelerograma sintético 3 para un tiempo de retorno de 2475 años.....  | 69 |
| Figura 42 Espectro de respuesta para el acelerograma 3-2475.....  | 69 |

## Índice de Tablas

|  |    |
|--|----|
| Tabla 1 Valores de los coeficientes de amortiguamiento $B_s$ y $B_1$ como función del amortiguamiento efectivo $\beta$ (FEMA-356) .....    | 19 |
| Tabla 2. Valores de $F_a$ como función del tipo de suelo y la aceleración espectral de respuesta para periodo corto ( $S_s$ ).....         | 19 |
| Tabla 3 Valores de $F_v$ como función del tipo de suelo y la aceleración espectral de respuesta para periodo de un segundo ( $S_1$ ) ..... | 19 |
| Tabla 4. Valores del coeficiente que expresa la máxima aceleración efectiva.....   | 26 |
| Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo (NTE 0.30, 2016) .....  | 40 |
| Tabla 6 Clasificación de los perfiles de suelo (NTE 0.30, 2016) .....  | 41 |
| Tabla 7 Fuentes sismogénicas de interface u corticales.....  | 43 |
| Tabla 8 Fuentes sismogénicas de intraplaca .....   | 43 |
| Tabla 9 Parámetros sísmicos obtenidos del estudio de evaluación de peligro sísmico de Hernán Tavera (2014).....                            | 45 |
| Tabla 10 Relación entre las fuentes incluidas con la ley de atenuación .....   | 47 |
| Tabla 11 Datos usados para la construcción del espectro de FEMA 356.....   | 53 |
| Tabla 12 Datos y resultados de la expresión de Saragoni.....   | 56 |
| Tabla 13 Datos y resultados obtenidos con el manual chileno de carreteras.....   | 57 |
| Tabla 14 Datos y resultados obtenidos con la fórmula propuesta por el artículo de Martínez 2011.....                                       | 57 |
| Tabla 15 Resultados usados para el método empírico .....   | 58 |
| Tabla 16 Resultados con el método de análisis de respuesta de cuerpo rígido.....   | 58 |
| Tabla 17 Magnitudes de terremotos usados en el cálculo de la duración efectiva .....   | 61 |
| Tabla 18 Duración según magnitudes propuestas.....   | 62 |
| Tabla 19 Resumen de los acelerogramas sintéticos para un $T_r=475$ años.....   | 70 |

|   |    |
|---|----|
| Tabla 20 Resumen de los acelerogramas sintéticos para un $T_r=2475$ años..... | 70 |
| Tabla 21 Comparación de valores varios para el coeficiente sísmico .....      | 72 |
| Tabla 22 Resultados obtenidos .....   | 74 |





# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Objetivo general

El objetivo general es determinar los valores de la demanda sísmica mediante un análisis probabilístico de peligro sísmico para una presa de enrocado ubicada en la provincia de Tayacaja, Huancavelica.

### 1.2. Objetivos específicos

- Elaborar un espectro de diseño para periodos de retorno de 475 y 2475 años con el software CRISIS 2015 y siguiendo la metodología FEMA 356 para la presa de enrocado
- Calcular valores de coeficientes de diseño sísmico para análisis pseudo-estático con metodologías y criterios existentes presentados en Ruiz et al, 2011 y Martínez et al, 2011.
- Obtener tres acelerogramas sintéticos usando un espectro estándar de duración de movimiento con el programa SeismoArtif.

### 1.3. Alcance

El estudio de peligro sísmico permitirá obtener:

- Gráficos de tasa de excedencia de aceleraciones para el sitio de estudio
- Mapas del Perú de distribución de aceleraciones máximas del suelo (PGA)
- Espectros de diseño para periodos de 475 y 2475 años con una probabilidad de ocurrencia de 10% cada 50 Y 2% 50 respectivamente siguiendo la metodología de FEMA 356 para la presa de enrocado
- Diferentes valores de coeficientes sísmicos (K)
- Tres acelerogramas sintéticos para cada tiempo de retorno

#### **1.4. Justificación**

El Perú es uno de los países que se encuentra ubicado en una de las zonas con más alta actividad sísmica del planeta; es por esta razón que es necesario conocer el comportamiento más probable que tendrán los fenómenos sísmicos para poder planificar y mitigar desastres.

Si bien la norma de diseño sismo resistente peruana detalla las cargas sísmicas a usar en edificaciones comunes, cuando se trata de estructuras esenciales como presas, túneles y centrales nucleares, estas no están especificadas. Por este motivo se debe de realizar estudios de peligro sísmico que permitan obtener valores de demanda sísmica que puedan ser usados en el diseño de este tipo de infraestructuras.

#### **1.5. Metodología**

Para el desarrollo de este estudio de peligro sísmico se seguirá el siguiente procedimiento

- Metodología probabilística siguiendo el esquema propuesto por Cornell 1968
  - Caracterización de las fuentes sísmicas
  - Definición de la tasa media a la cual ocurre sismos que superan una magnitud mínima determinada por medio del modelo de recurrencia lineal de Gutenberg-Richter
  - Definición de la función GMPE (Ground Motion Prediction Equation) que permitirá estimar el valor medio de una medida de intensidad como la aceleración máxima a nivel del basamento rocoso.
  - Obtención de curvas de tasas de excedencia para aceleraciones con el programa CRISIS, considerando la información de las fuentes sismogénicas obtenida del estudio realizado por el IGP (2014)

- Obtención de espectros de respuesta uniforme en lecho rocoso con el programa CRISIS
- Elaboración de espectros de diseño para la presa de enrocado
  - Elaboración de espectros de diseño para un periodo de retorno de 475 y 2475 años según la metodología de FEMA-356
- Determinación de los coeficientes sísmicos para los métodos pseudo estáticos de equilibrio límite
  - Definición de las fórmulas a usar desarrolladas en el artículo Martínez et. al, 2011 para el cálculo de los valores de coeficientes sísmicos.
  - Obtención de diferentes valores de los coeficientes sísmicos
- Elaboración de acelerograma sintético
  - Definición de los espectros de diseño a usar
  - Selección de función de modulación de intensidad  $I(t)$
  - Definición de la duración del acelerograma usando magnitudes que estén asociadas a los tiempos de retorno de 475 y 2475 años
  - Uso del programa SeismoArtif para la generación de 3 acelerogramas sintéticos para 475 y 2475 años
- Comparación de los valores que se obtienen como demanda sísmica
- Comentarios sobre el proceso usado

## Capítulo 2

### Marco Teórico

#### 2.1. Peligro sísmico

El análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA por sus siglas en inglés) está directamente relacionado con la evaluación de la probabilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad fuerte en un emplazamiento determinado, el cual podría causar la destrucción de edificaciones e infraestructuras, así como también la interrupción de la economía y actividades sociales. (Tefamariam & Goda, 2013).

Hay dos maneras de cuantificar el peligro sísmico, el determinístico y el probabilístico. El determinista es el tipo de enfoque en donde se estima el valor máximo que podría alcanzar un determinado parámetro de daño como la intensidad, aceleración, velocidad o desplazamiento del suelo, teniendo como base únicamente los registros obtenidos en la zona a lo largo del tiempo. Es decir que este método se centra en el estudio de un solo valor “máximo” en la predicción de los niveles de intensidad y magnitud. (Quinde & Reinoso, 2016).

Por otro lado, el enfoque de análisis probabilístico asigna una probabilidad de ocurrencia a los diferentes sismos posibles, incluyendo los sismos ya registrados, que pueden ocurrir en el lugar de estudio (Muñoz, 2016). Este enfoque involucra parámetros como la distancia, magnitud, aceleración, entre otros, que permiten obtener información sobre la posibilidad de desarrollarse un sismo durante el tiempo de vida de una obra (50, 100 o 200 años).

Los resultados que se pueden obtener con un análisis probabilístico de peligro sísmico son las curvas de peligro sísmico (gráficas de los niveles esperados del movimiento del suelo como función de probabilidad) y espectros de peligro uniforme, las cuales son herramientas

esenciales para el desarrollo de los mapas nacionales de peligro sísmico y para las disposiciones modernas de diseño sísmico en los códigos nacionales de edificios. (Tesfamariam & Goda, 2013).

El análisis probabilístico de peligro sísmico ha ido evolucionando en las últimas décadas incorporando componentes detallados y elaborados como la disgregación del peligro sísmico (McGuire, 1995), análisis de respuesta de un sitio no lineal (Bazurro y Cornell, 2004), valor del vector en el PSHA (Baker y Cornell, 2005), efectos de falla cercana (Tothong et al., 2007), peligro de réplicas (Yeo y Cornell, 2009).

Para esta tesis se usará el enfoque probabilístico ya que considera la variabilidad y aleatoriedad de los sismos durante un intervalo de tiempo que muchas veces está relacionado con el tiempo de vida de una obra. Esto involucra tener conocimiento del lugar y su actividad sísmica, así como también de leyes de atenuación de las ondas sísmicas para la zona.

La metodología a usar para el desarrollo del análisis probabilístico será la de Cornell (1968). El esquema que sigue esta metodología para la evaluación y cálculo del peligro sísmico es presentado en la figura 1.

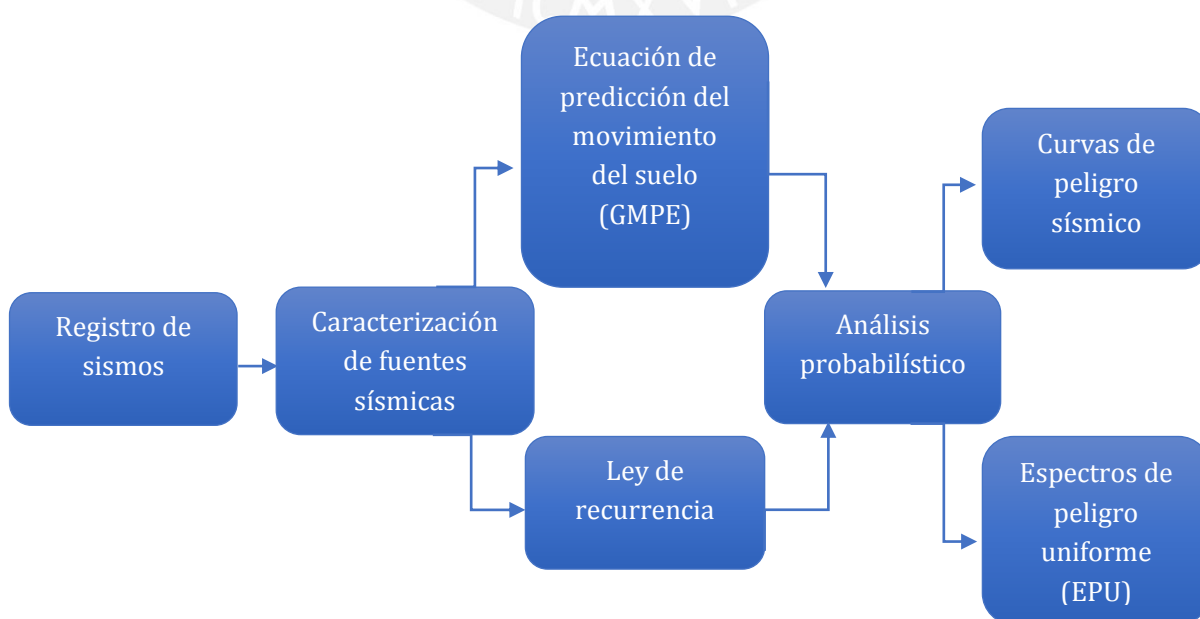


Figura 1. Esquema del desarrollo general que tiene la evaluación y cálculo del peligro sísmico con la metodología de Cornell (1968).

### **2.1.1. Caracterización de las fuentes sísmicas**

La caracterización de una fuente sismogénica consiste en determinar características necesarias para poder obtener parámetros de cada fuente referentes a la geometría, referentes a la distribución de los terremotos por su tamaño y a la distribución de los terremotos con el tiempo. Cada una de estas características puede presentar un cierto grado de incertidumbre que debe de tomarse en cuenta al momento de realizar el análisis de peligro sísmico.

#### **2.1.1.1. Geometría de las fuentes**

Es importante tener en cuenta la geometría de las fuentes para poder determinar el parámetro de la distancia entre fuente y sitio. Es por esta razón que la geometría dependerá en gran parte del proceso tectónico involucrado en su formulación.

Por ejemplo, los sismos asociados con la actividad volcánica por lo general se originan en zonas cercanas a volcanes que son suficientemente pequeñas como para ser consideradas como una fuente puntual. Fallas planas bien definidas, en donde los sismos pueden ocurrir en diferentes partes de la falla pueden ser consideradas como fuente de área bi-dimensional. Por último, áreas en donde los mecanismos de los sismos esta poco definido o donde la falla es muy extensa que impide la distinción entre fallas individuales, pueden tratarse como fuentes volumétricas tridimensionales (Kramer, 1996).

Para un análisis de peligro sísmico, las fuentes de origen pueden ser similares o algo diferentes de las fuentes reales; esto dependerá de la geometría relativa de la fuente, el sitio de interés y de la calidad de la información sobre las fuentes. Por ejemplo, una falla relativamente corta como en la figura 2.a se puede modelar como una fuente puntual ya que la distancia entre cualquier punto a lo largo de su longitud y el sitio es casi constante. De manera similar la profundidad que presenta el plano de falla que se muestra en la figura 2.b es suficientemente pequeña como para que las variaciones en la profundidad hipocentral tengan

influencia en la distancia hacia el hipocentro. En tal caso se puede simplificar con una pérdida insignificante de precisión al aproximar la fuente plana como una fuente lineal. Por último, en la figura 2.c, los datos disponibles pueden llegar a ser insuficientes para determinar con precisión la geometría real de la fuente, por lo que se representa como una fuente volumétrica.

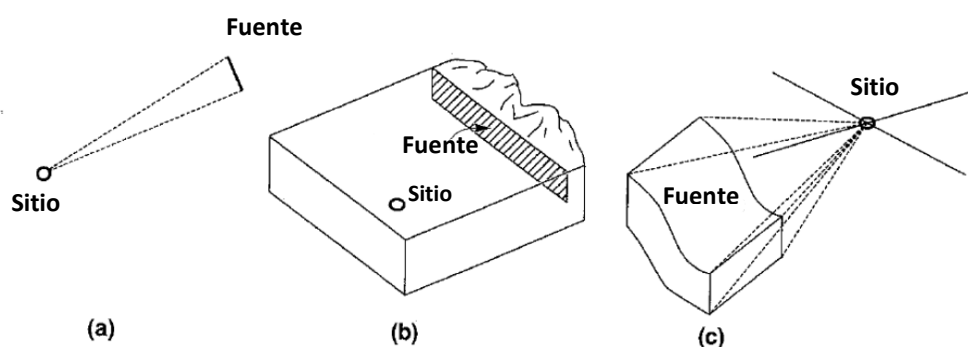


Figura 2. Diferentes geometrías de las fuentes sísmicas. (a) Falla corta que puede ser modelada como una fuente puntual, (b) falla superficial que puede ser modelada como fuente lineal, (c) fuente tridimensional (Kramer 1996).

Una vez definida la geometría de la fuente, para efectos del análisis del peligro sísmico se asume que la probabilidad de ocurrencia de un sismo es igual en toda la fuente. Sin embargo, la distancia de la fuente al punto de estudio puede variar según donde ocurra el sismo.

La incertidumbre de qué valor va a tomar la distancia entre la fuente sísmica y el lugar de estudio se puede tomar como una función de densidad de probabilidad  $f_R(R)$ , la cual está en función de la distancia de la fuente sísmica al lugar de estudio, la magnitud del sismo considerado y la geometría de la fuente (kramer, 1996).

Para la fuente puntual el valor de la distancia  $R$  tendrá un solo valor igual a  $r_s$ . Como se muestra en la figura 3 (a) la probabilidad de que  $R$  tome un valor  $r_s$  es de 1, y la probabilidad de que  $R \neq r_s$  es cero.

Para la fuente lineal se supone que probabilidad de ocurrencia de un sismo en un segmento pequeño de la falla, entre  $L=l$  y  $L=l+dl$  y entre  $R=r$  y  $R=r+dr$  es la misma, figura 3 (b), esto es:

$$f_L(l)dl = f_R(r)dr \dots \text{ecuación 1}$$

Donde  $f_R(r)$  y  $f_L(l)$  son las probabilidades de densidad de R y L respectivamente.

Entonces

$$f_R(r) = f_L(l) \frac{dl}{dr} \dots \text{ecuación 2}$$

Si los sismos se asumen como una distribución uniforme sobre la longitud de la fuente,

$f_L(l) = \frac{1}{L_f}$  teniendo en cuenta que  $l^2 = r^2 - r_{\min}^2$ . La función de densidad de

probabilidad de R es

$$f_R(r) = \frac{r}{L_f \sqrt{r^2 - r_{\min}^2}} \dots \text{ecuación 3}$$

$L_f$ : Longitud de la falla

$r$ : Distancia de un punto de la fuente al sitio de estudio

$r_{\min}$ : Distancia mínima del sitio de estudio a la fuente sísmica

Para la fuente de área, usualmente este tipo de fuentes sísmicas presentan una geometría más compleja, por lo que usar un método numérico es más eficiente. Por ejemplo, se puede dividir el área en elementos finitos de iguales dimensiones figura 3 (c), luego se tabula valores para  $r_s$  (i) que es la distancia del sitio de estudio al centro de uno de los elementos de la fuente sísmica, y se empieza a construir un histograma que aproxime  $f_R(r)$  con los valores que asuma  $r_s$  (i) con el área de cada elemento que se tome. (Kramer, 1996).



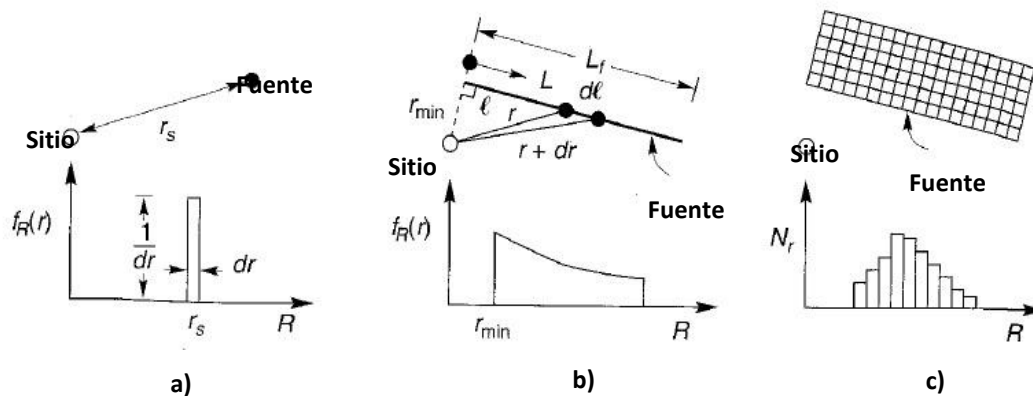


Figura 3. Ejemplos de la variación de la distancia fuente-sitio para diferentes tipos de geometrías. (Kramer, 1996)

### 2.1.1.2. Recurrencia de los sismos en la fuente

El siguiente paso de la caracterización de las fuentes sísmicas es evaluar la magnitud de los sismos que se puedan producir en cada fuente. Para este tipo de análisis se toma en consideración que todas las fuentes tienen una magnitud mínima a partir de la cual se considera que produce una liberación de energía de deformación.

Es así que la distribución de las magnitudes de los sismos que superan la magnitud mínima en un periodo de tiempo establecido es descrita por una ley de recurrencia.

Para los propósitos de este análisis probabilístico de peligro sísmico, es apropiado usar una ley de recurrencia obtenida con registros sísmicos pasados para poder realizar predicciones de la sismicidad futura. El modelo más usado según Kramer (1996) para la ley de recurrencia sísmica de una fuente es el modelo lineal de Gutenberg-Richter.

La ley de Gutenberg-Richter se expresa de la siguiente manera:

$$\ln(N) = a - b * M \dots \text{ecuación 4}$$

En donde  $N$  es la tasa anual de excedencia de la magnitud  $M$ ,  $a$  es el nivel de actividad sísmica, por lo general adopta una forma logarítmica, y  $b$  es la proporción de terremotos pequeños con respecto a los grandes y viceversa.

En la figura 4 se puede ver cómo afecta a la pendiente de  $N$  el valor de  $b$  y como es afectada la tasa de excedencia cuando se aumenta o disminuye el valor de  $a$

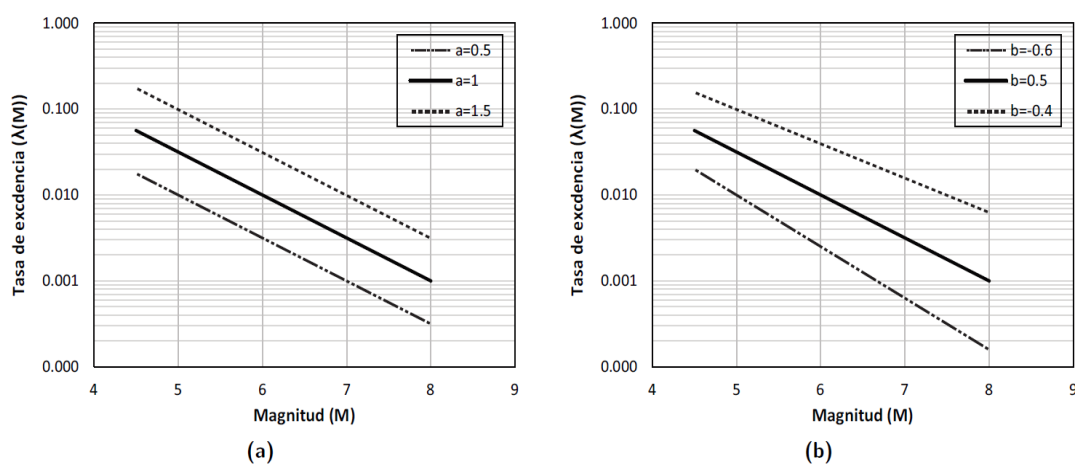


Figura 4. Influencia de los parámetros del modelo Gutenberg-Richter. (a) Variación del parámetro  $a$ , (b) variación del parámetro  $b$  (Quinde & Reinoso, 2016).

La ley de Gutenberg-Richter además de suponer una distribución exponencial en las magnitudes de los terremotos, cubre una infinidad de valores de magnitudes desde  $-\infty$  hasta  $+\infty$ . Esto para la ingeniería significa que se obtendrían valores de magnitudes de sismos muy pequeñas o muy grandes.

Por un lado, los terremotos muy pequeños son de poco interés y es común ignorar aquellos que no son capaces de causar un daño significativo. Por esta razón es que se establece un límite inferior de magnitud  $m_0$ , cuyos valores van entre 4 y 5 ya que magnitudes más pequeñas rara vez causarían un daño significativo.

Por otro lado, en el otro extremo de la escala de magnitud, la ley de Gutenberg-Richter estándar predice tasas medias de excedencia distintas de cero para magnitudes hasta infinito.

Esto implica, por ejemplo, que en el Cinturón de Fuego del Pacífico se producirían terremotos de magnitud 10 a una tasa de excedencia anual media de aproximadamente 0,02 por año (para un periodo de retorno de 50 años) a pesar de que nunca se hayan observado terremotos de ese tamaño (McGuire & Arabasz, 1990).

Es así que la ley es truncada en una magnitud máxima obteniendo una nueva ley de Gutenberg-Richter modificada que tiene la forma siguiente:

$$\lambda_m = v \frac{\exp[-\beta(m-m_o)] - \exp[-\beta(m_{max}-m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_{max}-m_o)]} \quad m_o < m < m_{max} \quad \dots \text{ecuación 5}$$

En donde:

$$v = \exp(\alpha - \beta m_o)$$

$$\beta = b * \ln 10$$

$$\alpha = a * \ln 10$$

$m_o$ : Magnitud mínima

$m_{max}$ : Magnitud máxima

$m$ : Magnitud relevante

Todos estos parámetros son estimados con base en los catálogos sismológicos, información sismo tectónica y empleo de herramientas estadísticas (Bocanegra & Martínez, 2011)

Por otro lado, con referencia al sismo característico, se suele usar las expresiones obtenidas por diferentes autores, entre los cuales se encuentra la de Singh et al. (1983), resultado de una distribución gaussiana de magnitudes observadas en la zona de subducción de México durante varios años para los sismos característicos (Ordaz et al., 1999).

La tasa de excedencia para estos sismos se calcula de la siguiente manera:

$$\lambda(M) = \lambda(7) \frac{1 - \phi(M - EM)}{\sigma_M}, \text{ SI } M > 7 \dots \text{ecuación 6}$$

$\lambda(M)$ : Tasa de excedencia para magnitudes mayores a 7

EM: Valor medio de la magnitud

$\sigma_M$ : Desviación estándar de la magnitud

$\phi$ : Función de distribución normal estándar acumulativa

### 2.1.1.3. Ecuación de predicción del movimiento del suelo (GMPE)

Los efectos de los sismos en el lugar de estudio se pueden evaluar teniendo como información la aceleración máxima que ocurriría en la roca. Por ello es necesario saber que al producirse un sismo se libera energía, esta energía se desplaza por el suelo en forma de ondas sísmicas, las cuales van sufriendo un decaimiento causado por el distanciamiento a la fuente generadora y por la magnitud del sismo.

Para conocer este decaimiento en la energía es necesario usar ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (Ground Motion Prediction Equations en inglés) que relacionan magnitud, intensidad y posición relativa fuente – sitio. Obtenida la actividad sísmica en cada fuente, se procede a calcular la intensidad producida en el sitio de interés.

Actualmente se conocen varias ecuaciones desarrolladas por diferentes autores de distintas partes del mundo basadas en aceleraciones máximas del terreno y en ordenadas espectrales (Bocanegra & Martínez, 2011). Si bien en el Perú no se cuenta con los instrumentos requeridos para poder desarrollar este tipo de leyes con estas bases, se ha logrado obtener una ley de atenuación para sismos de subducción propuesta por Casaverde y

Vargas en 1980, basada en registros de acelerógrafos de componentes horizontales de 10 sismos peruanos registrados en Lima y alrededores.

A continuación, se presenta la ecuación de Casaverde y Vargas 1980:

$$a = 68.7e^{0.8M}(R + 25)^{-1} \dots \text{ecuación 7}$$

a: Aceleración del suelo en  $\text{cm}/\text{seg}^2$

Ms: Magnitud de ondas de superficie

R: Distancia focal en km

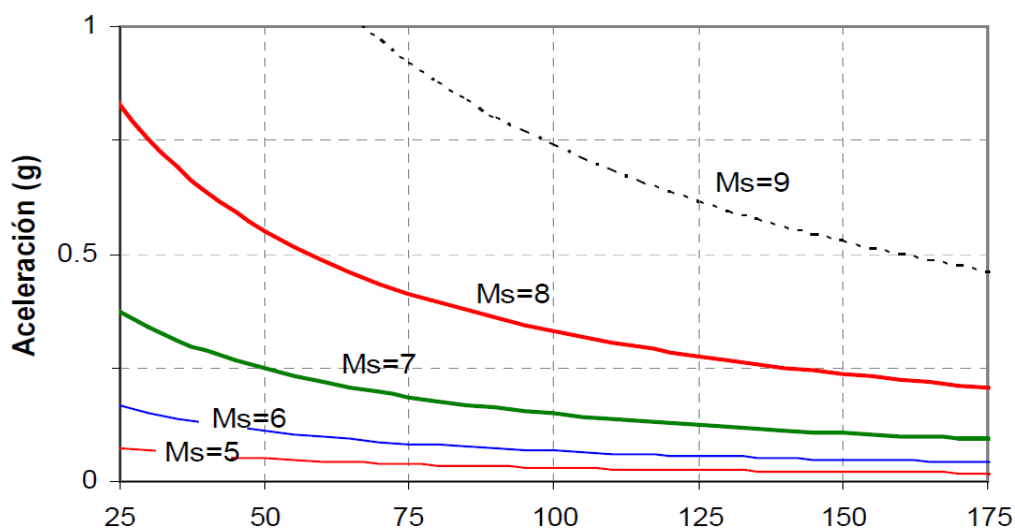


Figura 5. Aceleraciones de sismos de subducción atenuadas, Casaverde y Vargas, 1980 (Muñoz, 2016).

### 2.1.2. Cálculo de peligro sísmico

Para el cálculo del peligro sísmico se usará el programa CRISIS en su versión más reciente desarrollado por Mario Ordaz. Este programa tiene una base estadística con una interfaz fácil de entender y de leer resultados. Adicionalmente a este programa se usará Microsoft Excel como programa adicional para ordenar los datos en tablas.

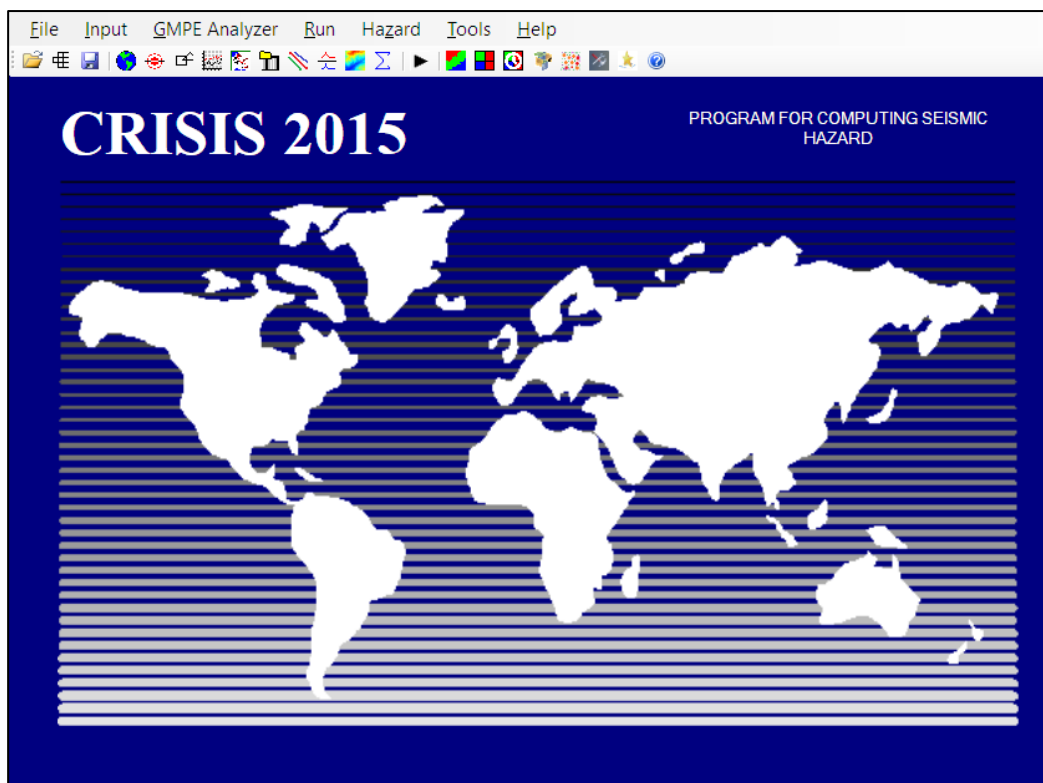


Figura 6. Interfaz del programa CRISIS 2015 el cual presenta una interfaz amigable para el usuario y permite ingresar datos de manera eficaz.

Este programa nos permitirá obtener un gráfico que relacione aceleración con el periodo de retorno, espectros de peligro uniforme (EPU) y aceleraciones vs probabilidad de excedencia, todos estos resultados para las coordenadas que se requieran, en este caso, para la provincia de Tayacaja, Huancavelica.

La probabilidad de excedencia para una aceleración determinada teniendo como parámetro el tiempo de retorno viene dado por la siguiente expresión la cual se maneja en el programa CRISIS internamente:

$$v(a|R_o, p) = \sum_{n=1}^{n=N} \int_{M_o}^{M_u} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(A > a|M, R_o) dM \dots \text{ecuación } 8$$

N: Número total de fuentes sísmicas

$\Pr(A > a|M, R_o)$  : Probabilidad de que se exceda una intensidad teniendo como dato una magnitud M y la distancia de la fuente i al sitio R

$\lambda_i(M)$ : Tasa de actividad sísmica de la fuente i

Mu: Magnitud máxima de cada fuente

Mo: Magnitud mínima de cada fuente

$$\Pr(A > a|M, R_0) = \Phi\left(\frac{1}{\sigma_{Lna}} \ln\left(\frac{E(A|M, R_i)}{a}\right)\right) \dots \text{ecuación 9}$$

$\Phi(\ )$  : Distribución normal estándar

$E(A|M, R_i)$  : Valor medio del logaritmo

$\sigma_{Lna}$  : Desviación estándar de la distribución

Es necesario mencionar que se tomarán en cuenta solo las magnitudes que estén en el rango de [4; 8] para cada fuente.

Así mismo a pesar que las fuentes sísmicas son volúmenes, con la ecuación 8, correspondiente solo a fuentes puntuales, nos puede brindar un mejor resultado realizando una subdivisión de cada una puesto que se considerará la distribución de probabilidad igual en todos los puntos.

## 2.2. Espectro de diseño sísmico

Los espectros de diseño son bastante usados en el diseño sismoresistente. Es a partir de estos que se obtiene aceleraciones máximas, pseudo velocidades, máximos desplazamientos, etc.

Para esta tesis se ha planteado construir espectros de diseño partiendo de espectros de peligros uniforme que son el resultado del análisis probabilístico de peligro sísmico para el lugar en donde se ubicará la presa de enrocado.

### 2.2.1. Espectro de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme (EPU) es aquel cuyos valores espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todos los periodos estructurales durante un determinado tiempo de exposición. Estos espectros se pueden obtener de las curvas de peligro sísmico obtenidas con el programa CRISIS.

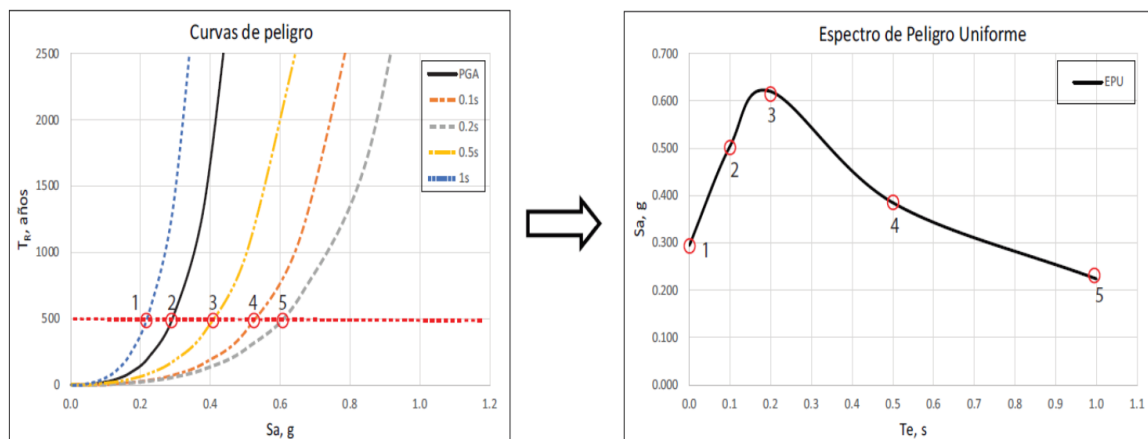


Figura 7. Ejemplo de construcción de un espectro de peligro uniforme a partir de las curvas de peligro sísmico

### 2.2.2. Espectro de diseño

Mientras que los espectros de respuesta se calculan para un movimiento en específico del suelo, para el diseño sísmico es más apropiado utilizar un espectro de diseño. Un espectro de diseño se basa en un análisis estadístico de una colección de numerosos espectros de diferentes movimientos de suelo para diferentes sismos, con posibles modificaciones basadas en la experiencia.

En la historia de la ingeniería antisísmica, se han propuesto espectros de diseño por varios ingenieros como por Housner (1970b), Seed et al. (1976), Newmark et al. (1973) y Newmark y Hall (1982). También, varias ediciones de los códigos de construcción y de diseño sísmico han recomendado espectros de diseño. A continuación, se presentará el diseño del espectro propuesto por FEMA-356 (2000).



### 2.2.3. Espectro de diseño FEMA – 356

Según la agencia federal para el manejo de emergencias, agencia del gobierno de los Estados Unidos, en un documento pre-estándar para la rehabilitación sísmica de edificios, se utilizan dos niveles básicos de terremoto de seguridad para lograr diferentes niveles de rendimiento, BSE-1 y BSE-2, donde el nivel de BSE-2 es un nivel de movimiento del suelo más severo que el BSE-1. (Bozorgnia & Bertero, 2004).

Asimismo, el terremoto de máxima capacidad o MCE, es la mayor magnitud de un terremoto que podría ocurrir a lo largo de una falla reconocida o dentro de una provincia o fuente sísmica tectónica en particular. El movimiento del suelo ocasionado por el MCE puede ser cuantificado con la ayuda de mapas de peligro sísmico para diferentes ordenadas espectrales y periodos de retorno.

El procedimiento para la construcción de los espectros elásticos para los movimientos del suelo de BSE-1 y BSE-2 se muestra a continuación:

1. Para el nivel de movimiento en tierra BSE-2, las aceleraciones espectrales  $SS$  (en el período de 0,2 seg) y  $S1$  (en el período de 1,0 seg) se obtienen usando los mapas de contorno aprobados para el terremoto de máxima capacidad (MCE).
2.  $SS$  y  $S1$  para el nivel de movimiento de tierra BSE-2 se ajustan para las condiciones locales del sitio. Estas aceleraciones espectrales ajustadas se denominan  $SXS$  y  $SX1$ .
3. Para el nivel de movimiento del suelo BSE-1, las aceleraciones espectrales  $SXS$  y  $SX1$  se toman como el menor de los siguientes:
  - Los valores de  $SS$  y  $S1$  tomados de mapas de contorno aprobados de aceleraciones espectrales para 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, ajustada para las condiciones locales
  - $2/3$  de los valores de las ordenadas espectrales determinados para el nivel de movimiento del suelo BSE-2

4. Dadas las aceleraciones espectrales  $S_{XS}$  y  $S_{X1}$ , los espectros elásticos horizontales para el BSE-2 y los niveles de movimiento del suelo BSE-1 se construyen de acuerdo a la Figura 8.0. En esta figura,  $B_S$  y  $B_1$  son factores de modificación del amortiguamiento (o coeficientes de amortiguación según FEMA-356) para modificar  $S_{XS}$  y  $S_{X1}$ , respectivamente, para valores de amortiguación distinto del 5%. Los valores recomendados de  $B_S$  y  $B_1$  se dan en la tabla 1.

En resumen, dado  $S_{XS}$ ,  $S_{X1}$ ,  $B_S$  y  $B_1$ , uno puede determinar los períodos  $T_s$  y  $T_0$  (véase la figura 8.), y el espectro de diseño puede construirse como se indica en la figura. Para un 5% de amortiguamiento,  $B_S$  y  $B_1$  son unidad, y la proporción de la aceleración en el pico del gráfico sobre la aceleración para un periodo cero es 2.5. (Bozorgnia & Bertero, 2004).

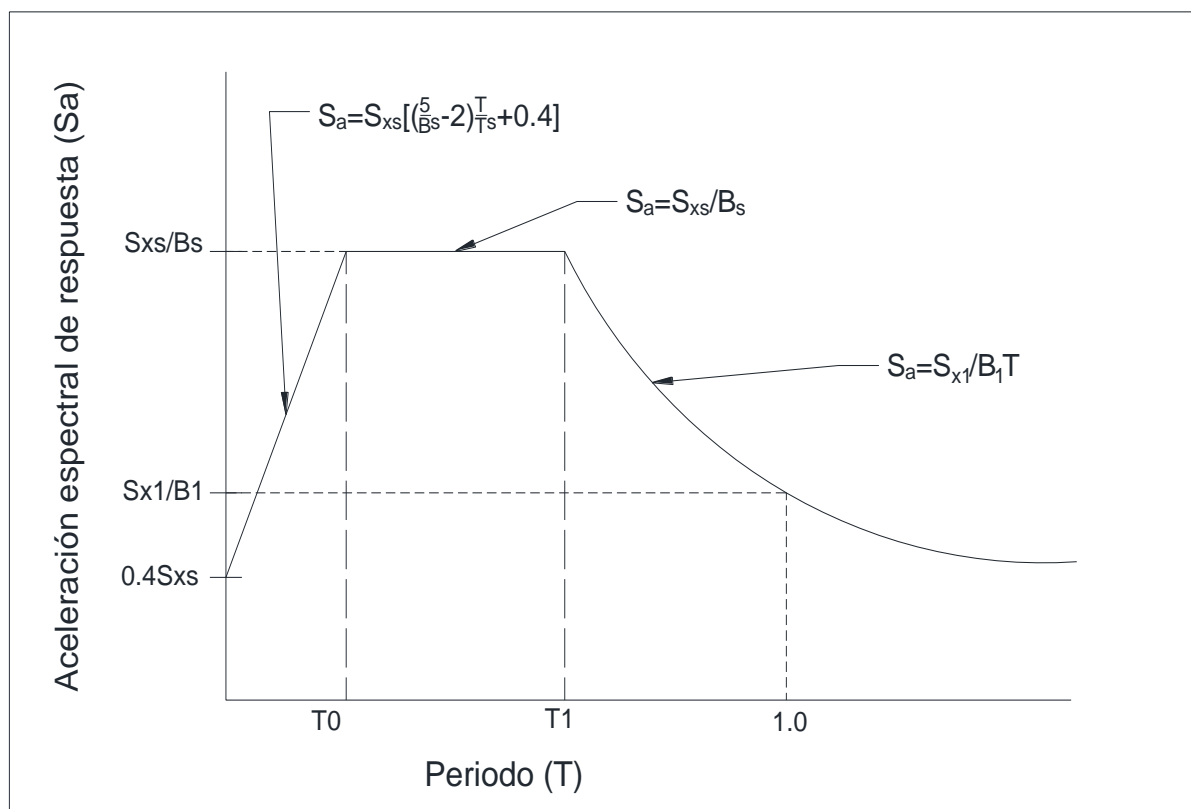


Figura 8. Espectro de diseño según FEMA-356

Tabla 1. Valores de los coeficientes de amortiguamiento  $B_s$  y  $B_1$  como función del amortiguamiento efectivo  $\beta$  (FEMA-356)

| Amortiguación viscosa efectiva $\beta$ (Porcentaje de amortiguamiento crítico) | $B_s$ | $B_1$ |
|--|-------|-------|
| $\leq 2$   | 0.8   | 0.8   |
| 5  | 1     | 1     |
| 10   | 1.3   | 1.2   |
| 20   | 1.8   | 1.5   |
| 30   | 2.3   | 1.7   |
| 40   | 2.7   | 1.9   |
| $\geq 50$  | 3     | 2     |

\*Los coeficientes de amortiguamiento se basarán en la interpolación lineal para valores de amortiguamiento viscoso

Tabla 2. Valores de  $F_a$  como función del tipo de suelo y la aceleración espectral de respuesta para periodo corto ( $S_s$ )

| Clase de sitio | $S_s \leq 0.25$ | $S_s = 0.5$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1$ | $S_s \geq 1.25$ |
|----------------|-----------------|-------------|--------------|-----------|-----------------|
| A              | 0.8             | 0.8         | 0.8          | 0.8       | 0.8             |
| B              | 1.0             | 1.0         | 1.0          | 1.0       | 1.0             |
| C              | 1.2             | 1.2         | 1.1          | 1.0       | 1.0             |
| D              | 1.6             | 1.4         | 1.2          | 1.1       | 1.0             |
| E              | 2.5             | 1.7         | 1.2          | 0.9       | 0.9             |
| F              | *               | *           | *            | *         | *               |

NOTA: Interpolación en línea recta deberá ser usada para valores intermedios de  $S_s$

\* Se realizará una investigación geotécnica específica del sitio y un análisis dinámico de la respuesta al sitio

Tabla 3. Valores de  $F_v$  como función del tipo de suelo y la aceleración espectral de respuesta para periodo de un segundo ( $S_1$ )

| Clase de sitio | $S_1 \leq 0.1$ | $S_1 = 0.2$ | $S_1 = 0.3$ | $S_s = 0.4$ | $S_s \geq 0.5$ |
|----------------|----------------|-------------|-------------|-------------|----------------|
| A              | 0.8            | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8            |
| B              | 1.0            | 1.0         | 1.0         | 1.0         | 1.0            |
| C              | 1.7            | 1.6         | 1.5         | 1.4         | 1.3            |
| D              | 2.4            | 2           | 1.8         | 1.6         | 1.5            |
| E              | 3.5            | 3.2         | 2.8         | 2.4         | 2.4            |
| F              | *              | *           | *           | *           | *              |

NOTA: Interpolación en línea recta deberá ser usada para valores intermedios de  $S_s$

\* Se realizará una investigación geotécnica específica del sitio y un análisis dinámico de la respuesta al sitio

Las ecuaciones para poder elaborar el espectro de diseño se presentan a continuación para los diferentes tramos:

$$S_a = S_{XS} \left[ \left( \frac{5}{B_S} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] \dots \text{ecuación 10}$$

$$0 < T < T_0$$

$$S_a = \frac{S_{XS}}{B_S} \dots \text{ecuación 11}$$

$$T < T_S$$

$$S_a = \left( \frac{S_{X1}}{B_1 T} \right) \dots \text{ecuación 12}$$

$$T > T_S$$

Los periodos  $T_S$  y  $T_0$  se calculan con las siguientes ecuaciones

$$T_S = \frac{S_{X1} B_S}{S_{XS} B_1} \dots \text{ecuación 13}$$

$$T_0 = 0.2 T_S \dots \text{ecuación 14}$$

### 2.3. Coeficientes sísmicos para método pseudoestático

Contrario a las edificaciones, las presas presentan un comportamiento más complejo que ha tenido poco desarrollo en el Perú. Sin embargo, a lo largo de los años se han desarrollado distintos métodos que permiten determinar el comportamiento de la estructura bajo cargas dinámicas y estáticas, así como también métodos que permiten evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación que puede llegar a tener una presa durante un sismo (Seed et al, 1978).

### 2.3.1. Método Pseudo – Estático

Hoy en día el método de equilibrio límite (MEL) es una herramienta muy usada para la evaluación de estabilidad en taludes y presas; su fácil uso y disponibilidad ha permitido que en muchas regulaciones se incluya este método dentro de sus criterios de seguridad.

Este método incluye la selección de un coeficiente sísmico a utilizar en el análisis, el cual muchas veces representa uno de los principales problemas debido a que depende de varios parámetros como las condiciones de cimentación, importancia del proyecto, posibles daños que se puedan presentar aguas debajo de la presa, así como también de la experiencia del diseñador.

Algunos valores que puede tomar este coeficiente fueron propuestos para presas de enrocado de tierra en el Perú por (Ruesta, P., Diaz, J. y Alva, J., 1988).

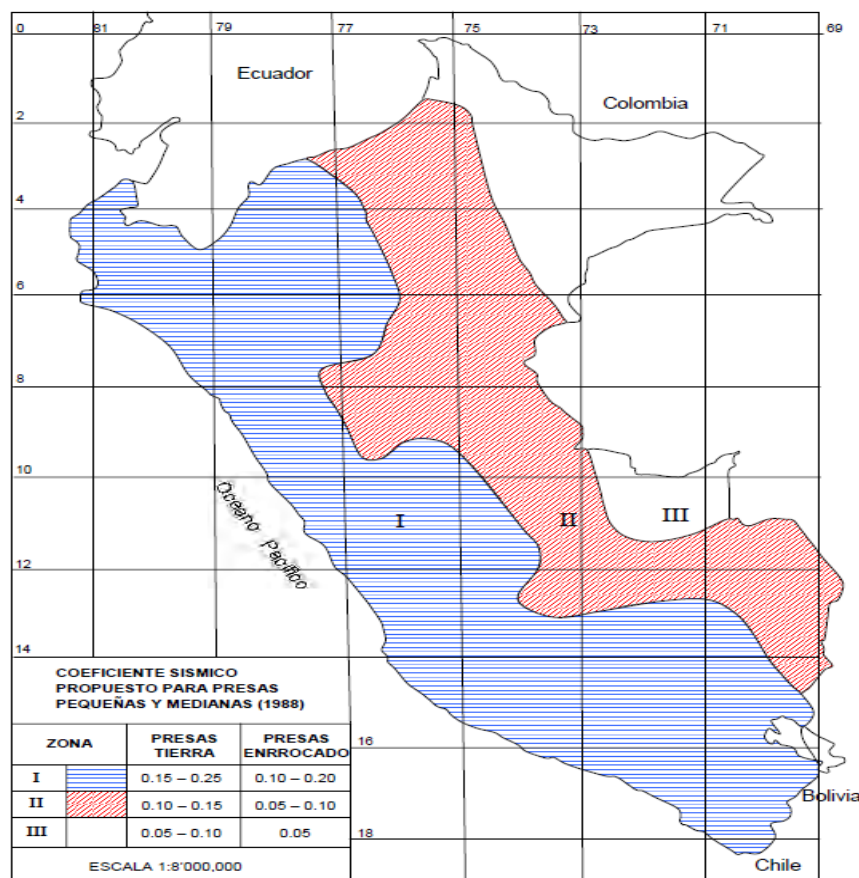


Figura 9. Mapa de zonificación para selección del coeficiente sísmico (Ruiz et al, 2011)

Así también, varios autores han desarrollado fórmulas que permiten obtener este coeficiente basados en las condiciones que presenta la estructura, así como también del material del cual está compuesta. A continuación, se mostrarán algunas de estas metodologías y criterios existentes propuestas por diferentes autores según los artículos de Ruiz et. al, 2011 y Martínez et. al, 2011.

#### **a) Método empírico**

En este método se adopta valores uniformes en toda la altura de la presa de entre 0.05 y 0.25 para la dirección horizontal, y entre 0 y 0.5 en la dirección vertical del coeficiente sísmico. De igual forma algunos diseñadores han adoptado valores diferentes para países como Japón, México, Chile y Estados Unidos.

Se podría decir que basado en proyectos ya realizados en los países antes mencionados, un valor empírico para este coeficiente sísmico entre 0.10 y 0.20 puede conducir a diseños seguros, aunque con cierta incertidumbre sobre el comportamiento real de la presa ante un evento sísmico.

#### **b) Análisis de respuesta de cuerpo rígido**

Este método se asume cuando una presa actúa como cuerpo rígido y las aceleraciones son uniformes en toda su altura. Esto suele suceder en presas con baja altura y encerradas en quebradas angostas.

Se podría considerar que el valor del coeficiente sísmico sería el mismo que la máxima aceleración del terreno, pero esto sería una consideración muy severa. Debido a esto es que en Japón se sugiere tomar valores iguales al 50 o 70 % de la aceleración máxima del terreno (Sasaki, Koga y Taniguchi, 1987).

### c) Análisis de respuesta elástica (Ambrasey 1960)

Investigadores han asumido una respuesta elástica, en donde se asume una estructura homogénea y linealmente elástica. Además, se desprecia las deformaciones por flexiones al asumir que a relación ancho-altura de la presa es suficientemente grande, por lo que solo se considera deformaciones por corte. (Ambraseys, 1960 y Krishna, 1962).

Ambrasey propone que las fuerzas laterales que ocurren durante un sismo pueden ser representadas por fuerzas estáticas en donde su coeficiente sísmico viene dado por las expresiones siguientes:

$$K(y) = \sum_{n=1}^{n=4} [(K_n(y))^2]^{\frac{1}{2}} \dots \text{ecuación 15}$$

$$K(y) = [K_n(y)]^{-1} \dots \text{ecuación 16}$$

Se puede argumentar que la manera de obtener los coeficientes sísmicos con esta forma es muy conservadora debido a que solo se considera deformaciones causadas por fuerzas cortantes, cuando se debería considerar también las deformaciones causadas por las fuerzas de flexión y el comportamiento inelástico (Seed y Martin, 1966).

### d) Código Soviético

El código soviético considera que el coeficiente varía desde cero hasta un valor máximo en la corona de la presa, similar al método elástico, pero de forma parabólica (Krishna, 1974) dado por:

$$K = 1.6 \frac{n}{2\lambda} \left[ 1 - \left( \frac{y}{H} \right)^2 \right] \dots \text{ecuación 17}$$

Donde  $0.15 \leq n \leq 0.30$

n: Aceleración del terreno

$\lambda$ : Fracción del amortiguamiento crítico

**e) Sano**

Otro método para calcular el coeficiente sísmico fue propuesto por Sano, en el cual considera que el ángulo de fricción interno disminuye durante el sismo de acuerdo a la siguiente relación:

$$\phi_k = \phi - \frac{tg^{-1}k}{\sqrt{2}} \dots \text{ecuación 18}$$

Donde:

$\phi_k$ : Ángulo de fricción interna durante el sismo

$\phi$ : Ángulo de fricción interna en condiciones normales

k: Coeficiente sísmico (Okamoto, 1973)

**f) Newmark (1965)**

Newmark es uno de los pocos autores que propone un procedimiento que permite evaluar las deformaciones potenciales de una presa de tierra o enrocado durante un sismo. Este método consiste en determinar mediante la resistencia al corte en la superficie de falla potencial, la máxima aceleración posible,  $K_y g$ , que se puede transmitir sin que se produzca deformaciones permanentes. Cuando se tenga valores de K mayores a  $K_y$ , se estarían produciendo deformaciones plásticas debido a que  $KW$  excedería a  $K_y W$ . Si el desplazamiento es de pocos centímetros se considera que el talud de la presa es seguro, pero si presenta desplazamientos de varios metros, el talud no posee estabilidad (Ruiz et. al, 2011).

Para estas condiciones el factor de seguridad viene dado por:



$$Fs = \frac{tg\phi}{tg\theta} (1 - Ru \sec^2\theta) \dots \text{ecuación 19}$$

Y el coeficiente de fluencia es expresado por:

$$Ky = (FS - 1) \text{sen}\theta \dots \text{ecuación 20}$$

Donde:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna

$\theta$ : Ángulo del talud

Ru: Factor de presión de poros

**g) Martínez, R., Barrera, S. y Gómez, P. (2011)**

En un estudio realizado para una presa de Chile, en donde se aplicó el método pseudo-estático y dinámico y se comparó resultados. Se obtuvieron dos expresiones que involucraban respuestas de ambos métodos y que expresaban una nueva manera de obtener el coeficiente sísmico.

$$\frac{K_h}{PGA} = -7 \times 10^{-7} H^2 - 0.0007H + 0.2911 \text{ para } f > 4.0 \text{ Hz} \dots \text{ecuación 21}$$

$$\frac{K_h}{PGA} = 9 \times 10^{-7} H^2 - 0.0012H + 0.4086 \text{ para } f \leq 4.0 \text{ Hz} \dots \text{ecuación 22}$$

H: Altura de la presa

f: Frecuencia dominante del registro de aceleración – tiempo

**h) Expresión de Saragoni (1993)**

Saragoni desarrolló en su estudio de “Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del puerto Valparaíso”, una expresión basada en los conceptos del artículo de Noda y Uwave (1976) que relaciona la aceleración del suelo y el coeficiente sísmico para muros gravitacionales, esta expresión viene dada de la siguiente manera:

$$K_h = 0.3 \frac{a_{max}}{g} \quad a_{max} \leq 0.67g \dots \text{ecuación 23}$$

$$K_h = 0.2 \left( \frac{a_{max}}{g} \right)^{0.2} \quad a_{max} > 0.67g \dots \text{ecuación 24}$$

### i) Manual chileno de carreteras

Según el artículo de Martínez (2011) , el manual chileno de carreteras establece una expresión que relaciona el coeficiente sísmico y la aceleración máxima efectiva ( $A'_o$ ) la cual depende de la zona sísmica del país.

$$K_h = 0.5A'_o \dots \text{ecuación 25}$$

Para el desarrollo de esta tesis se usarán las cuatro zonas sísmicas propuestas en la NTE-0.30-2016 para el Perú, las cuales presentan un valor asignado de  $A'_o$  para cada zona debido a su distribución espacial de la sismicidad observada, características generales de los sismos, información geotectónica, así como también la atenuación que pueda sufrir un sismo.

Tabla 4. Valores del coeficiente que expresa la máxima aceleración efectiva

| Zona Sísmica | $A'_o$ |
|--------------|--------|
| 1            | 0.1    |
| 2            | 0.25   |
| 3            | 0.35   |
| 4            | 0.45   |

## 2.4. Acelerograma sintético

Actualmente el número de registros sísmicos de eventos moderados y fuerte es muy escaso en el Perú; la poca información que se tiene ha sido obtenida en la ciudad de Lima. El esfuerzo por querer obtener más información sobre este tipo de fenómeno ha llevado a que se tenga hoy en día una red acelerográfica nacional conformada por el CISMID y el colegio de ingenieros del Perú (CIP).

Es así que el silencio sísmico de 271 años que presenta el país, sumado el interés por querer entender las características de estos grandes sismos ha motivado a estimar acelerogramas de grandes terremotos que podrían ocurrir (acelerogramas sintéticos) usando procedimientos diversos de diferentes países.

Existen diferentes métodos para poder obtener acelerogramas sintéticos, los cuales se describirán a continuación:

- a) **Usando registros sísmicos obtenidos en el lugar de estudio para el nivel sísmico de diseño deseado:** Este método se puede usar cuando se tiene registros de sismos ocurridos en el lugar de estudio, ya que este sismo reflejará de manera más apropiada los efectos de la fuente en el sitio de estudio.

En el caso de Lima, Perú el sismo de octubre 1974 se suele usar para el diseño sismo-resistente, cuya aceleración máxima alcanzo un valor de 0.38 g (Aguilar, 2002)

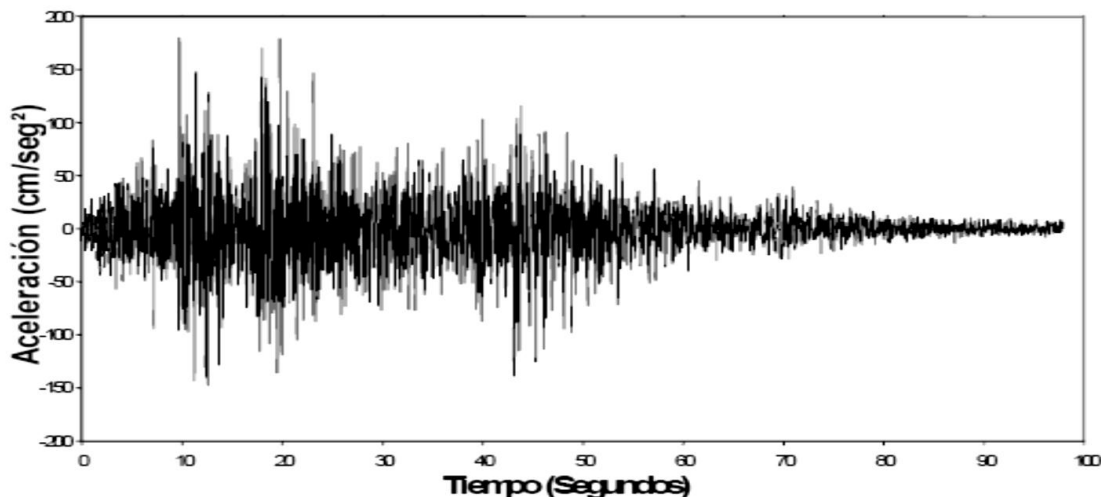


Figura 10 Registro del terremoto de Lima de octubre 1974 usado para el diseño sismo resistente de edificios en Lima, Perú.

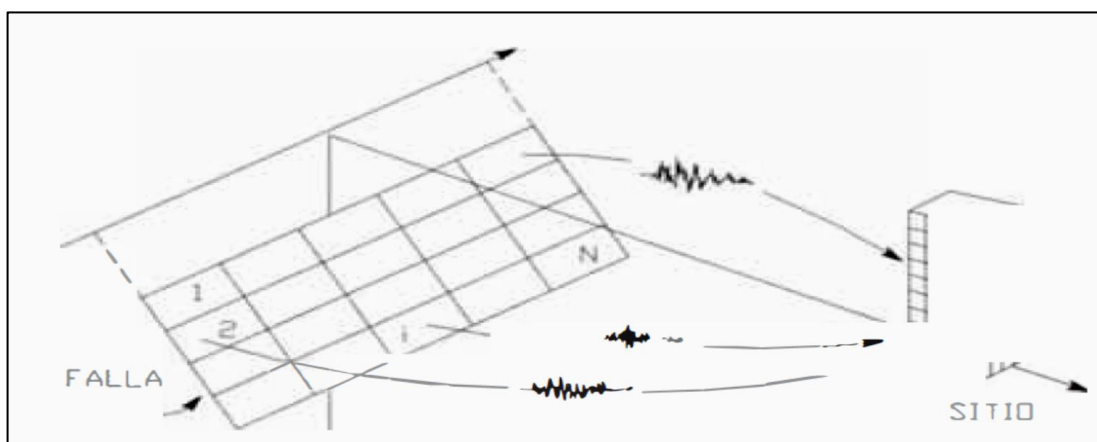
- b) **Método teórico basado en el modelo de falla:** Se usa cuando no se tiene registros de sismo ocurridos en el sitio, pero se puede detallar los parámetros de la falla y de la estructura de las velocidades de propagación de las ondas entre la fuente y el lugar de estudio.

Para este método existen dos modelos, el modelo cinemático y el modelo dinámico. El modelo cinemático está basado en la teoría elástica de dislocación, en donde las condiciones de frontera son la distribución temporal y espacial de la dislocación a ambos lados de la fractura que es dada desde el inicio. Por otro lado, el modelo dinámico se basa en la mecánica de la fractura, en donde se resuelve el proceso de aparición, crecimiento y parada de la fractura, teniendo información de la distribución espacial y temporal de la dislocación de la falla. (Aguilar, 2002).

El modelo dinámico es más difícil de manipular y las soluciones exactas están relacionadas con problemas simples, por lo que el modelo cinemático es el más usado. Entre los modelos cinemáticos más usados encontramos el de Haskell (1964) el cual describe la falla con cinco parámetros:

- 1) Longitud de falla (L)
- 2) Ancho de falla (W)
- 3) Dislocación promedio (D)
- 4) Tiempo de levante de la dislocación (t)
- 5) Velocidad de ruptura (v)

Y el segundo modelo más usado es el de funciones de Green, usando el método de los



*Figura 11.* Esquema en donde se aprecia como la fuente ha sido dividida en un número finito de elementos, y como se registra secuencialmente asignando una función de Green a cada elemento para al final obtener una función de Green resultado de la sumatoria de cada elemento (Quiñonez, 2002)

- c) **Método semi-empírico basado en el modelo de falla:** Cuando solo se tiene los parámetros de la falla y se cuenta con registros de sismos pequeños ocurridos en el lugar. Este método fue desarrollado por Hartzell (1978) en el cual se reemplaza el cálculo teórico de las funciones de Green por registros de eventos pequeños que son usados como funciones de Green empíricas. Es muy útil para el cálculo de movimientos de periodo corto debido a que se considera los movimientos complejos que presenta un mecanismo de ruptura.

Este método es uno de los más prácticos para representar el sismo basado en el modelo de falla, pero requiere de la disponibilidad de un registro de un sismo pequeño, valor del momento sísmico de este evento y el modelo de la falla del evento grande. La clave para obtener un buen acelerograma sintético está en verificar que el registro del sismo pequeño incluya suficientes características que representen a los periodos naturales de la estructura que va a ser diseñada (Aguilar, 2002).

- d) **Usando espectros estándar de duración de movimiento:** Este método se usa cuando se conoce la magnitud del sismo a ser usado en el diseño y la distancia de la fuente al lugar. Este método se basa en crear un registro superponiendo ondas sinusoidales con el fin de obtener un espectro que se ajuste a uno ya definido. Los valores que permiten elaborar el espectro definido son obtenidos mediante análisis de regresión basado en muchos registros de eventos sísmicos, es por esta razón que la calidad y cantidad de registros sísmicos que se tengan disponibles serán un factor importante para el rango de aplicabilidad.
- e) **Usando registros de movimiento sísmicos alternativos:** Se usa cuando no se tiene información acerca del lugar y de sismos ocurridos en el sitio o cerca de este, para ser usado en el diseño.

En Estados Unidos, Japón, Canadá, se suele usar registros de sismos alternativos tal como el obtenido en Centro California, en el terremoto de Imperial Valley de 1940, para luego ser normalizados sus aceleraciones máximas a los niveles de diseño, mediante valores obtenidos de acuerdo a la sismicidad del área.

Estos métodos pueden ser agrupados en tres grupos de metodologías:

- Metodología usando registros de movimiento sísmico (a y e)

- Metodología basada en el modelo de falla (b y c)
- Metodología del uso de espectro estándar (d)

Para esta tesis se usará la metodología basada en el uso de un espectro de diseño como referencia, usando como herramienta el programa SeismoArtif.

#### **2.4.1. Generación de acelerograma artificial**

Los acelerogramas que son compatibles con el espectro de respuesta de diseño pueden ser generados con la ayuda de programas como SeismoArtif. Este programa realiza el cálculo de una función de densidad espectral de potencia partiendo de un espectro de respuesta suave especificado como referencia, y utiliza esta función para derivar las amplitudes de señales sinusoidales que tienen ángulos de fase aleatorios distribuidos uniformemente entre 0 y  $2\pi$ . Los movimientos sinusoidales se suman y un procedimiento iterativo puede ser invocado para mejorar el ajuste del espectro de respuesta objetivo, calculando la relación entre el objetivo y las ordenadas de respuesta reales en frecuencias seleccionadas.

La función de densidad espectral de potencia se ajusta mediante el cuadrado de la relación de ordenadas y se genera un nuevo movimiento. Para obtener otras características del registro compatible con el espectro artificial, como la duración, es necesario obtener información suplementaria acerca del movimiento sísmico esperado aparte del espectro de respuesta. Aquí el esquema iterativo se aplica en el dominio de frecuencia donde los ángulos de fase del movimiento deseado son generados aleatoriamente.

#### **Formulación**

Este método de cálculo se basa en el hecho de que cada función periódica puede expresarse como una serie de ondas sinusoidales tal como se da en la siguiente fórmula:

$$X(t) = \sum_n A_n * \sin(\omega_n t + \Phi_n) \dots \text{ecuación 26}$$

Donde  $A_n$  es la amplitud y  $\Phi_n$  es el ángulo de fase de la  $n$ -ésima onda sinusoidal. Definiendo un vector de amplitudes y simulando diferentes matrices de ángulos de fase, es posible obtener diferentes procesos con el mismo aspecto general, pero con características diferentes. Tales procesos son estacionarios (o estado estacionario) y sus características no cambian con el tiempo.

Para simular la naturaleza transitoria de los terremotos, los movimientos de estado estacionario se multiplican por una forma de envolvente determinista (o función de intensidad)  $I(t)$ . La función intensidad  $I(t)$  puede ser uniforme, trapezoidal, exponencial o una envolvente de intensidad compuesta. Definida la función intensidad  $I(t)$ , el movimiento artificial del suelo queda expresado como:

$$Z(t) = I(t) * \sum_n A_n * \sin(\omega_n t + \Phi_n) \dots \text{ecuación 27}$$

Estas amplitudes se calculan utilizando el PSDF. En este método de cálculo, los ángulos de fase se generan en el intervalo  $[0, 2\pi]$ , siguiendo una distribución de probabilidad uniforme. Las amplitudes (es decir,  $A_n$ ) están relacionadas con el PSDF (unilateral)  $G(\omega)$  como sigue:

$$G(\omega)\Delta\omega = \frac{A_n^2}{2} \dots \text{ecuación 28}$$

$G(\omega)\Delta\omega$  representa la contribución a la potencia total del movimiento desde la senoide con frecuencia  $\omega_n$ . Si el número de ondas sinusoidales considerado en el movimiento es muy grande, la potencia total se convertirá en el área bajo la curva continua  $G(\omega)$ , como se da en la siguiente fórmula:



$$\sum \frac{A_n^2}{2} = \sum G(\omega)\Delta\omega \approx \int G(\omega)d\omega \dots \text{ecuación 29}$$

El movimiento resultante es estacionario en el contenido de la frecuencia, con una aceleración máxima cercana al objetivo. Los espectros de respuesta, en relación con el movimiento generado, se calculan y el programa intentará emparejarlos con el espectro objetivo seleccionado.

Este método de generación de acelerograma artificial es iterativo. Para cada ciclo (i), el espectro de respuesta generado para el movimiento simulado del suelo, se compara con el objetivo (en un conjunto de frecuencias de control). La relación entre la respuesta deseada y la respuesta calculada se define en cada ciclo y la función de densidad espectral de potencia (PSDF) correspondiente se recalcula en función del cuadrado de la relación anteriormente mencionada, como se indica en la siguiente fórmula:

$$G(\omega)_{i+1} = G(\omega)_i \left( \frac{S_v^{\omega}}{S_v^{(i)}(\omega)} \right)^2 \dots \text{ecuación 30}$$

En donde  $S_v$  es el valor del espectro (es decir, los valores de respuesta deseados) y  $S_v^{(i)}$  (es decir, valores de respuesta calculados). Utilizando el PSDF modificado, se simula un nuevo movimiento y se calcula un nuevo espectro de respuesta o, de lo contrario, el procedimiento se puede repetir automáticamente con nuevos procesos aleatorios hasta la convergencia.

### **Función envolvente**

La función envolvente es necesaria en el proceso de simulación del movimiento del suelo. El programa SeismoArtif considera las siguientes funciones  $I(t)$ :

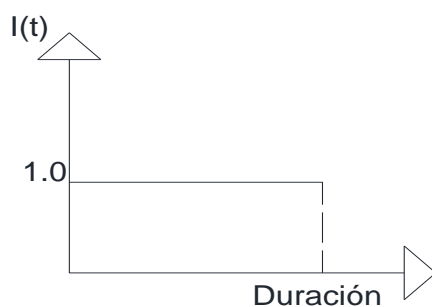


Figura 12. Función de intensidad constante con duración  $d$  y un nivel de intensidad igual a 1

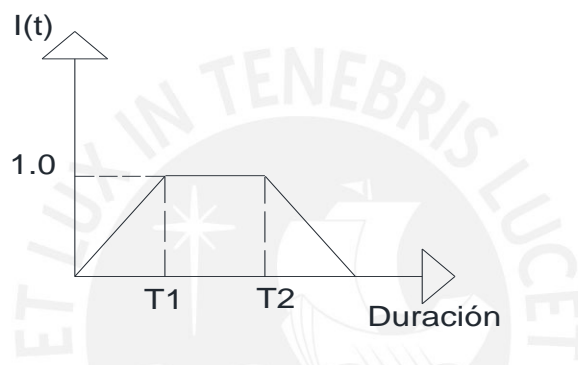


Figura 13. Función intensidad trapezoidal, con rama inicial ascendente en un tiempo  $T1$ , rama constante y una rama descendente final a partir de  $T2$

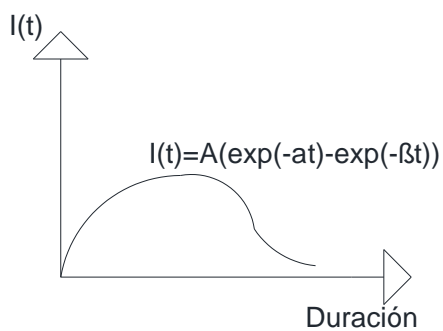
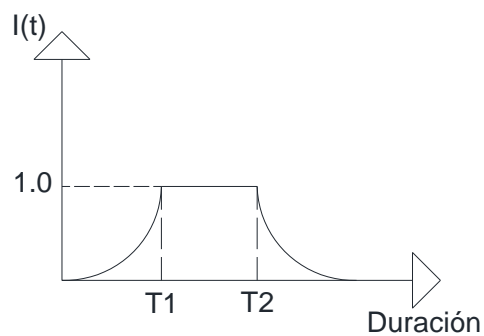
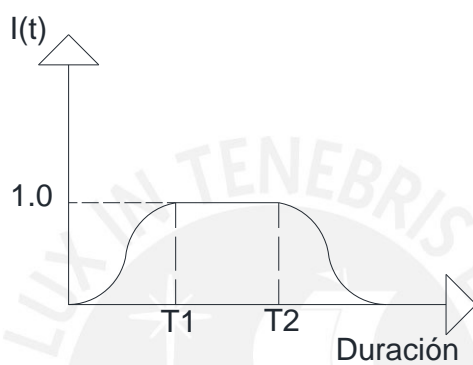


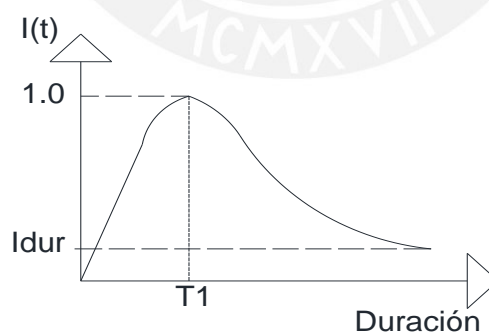
Figura 14. Función de intensidad regida por el crecimiento y decrecimiento exponencial en una función de los parámetros  $a$  y  $\beta$



*Figura 15.* Función de intensidad trapezoidal de funciones compuestas en la etapa ascendente y descendente



*Figura 16.* Función trigonométrica con un tiempo de inicio de la etapa ascendente y un tiempo de inicio de la etapa descendente



*Figura 17.* Función de Saragoni y Hart 1974 en donde se necesita de tres parámetros para definir por completo a la envolvente.

Otro de los parámetros necesarios para poder generar acelerogramas es el tiempo de duración. Estudios de campo han permitido demostrar que la duración de un movimiento fuerte del suelo es casi siempre un factor crítico en la manera en que los materiales de la cimentación y los elementos estructurales responden (Novikova y Trifunac, 1994).

La respuesta que el suelo pueda tener depende mucho de los aumentos que se den en la presión del agua intersticial con entrada cíclica (Seed e Idriss, 1982). Asimismo, la degradación no lineal de las estructuras dañadas podría provocar el colapso.

Bommer y Martínez-Pereira (1999) realizaron una revisión de 30 definiciones diferentes de la duración del movimiento fuerte del suelo y analizaron las características que tiene la persistencia de la sacudida del suelo en la profundidad. Ellos clasificaron este parámetro en tres clases genéricas:

- Duración entre corchetes
- Duración uniforme
- Duración significativa

Los primeros tipos fueron nombrados por Bolt (1973) y el último fue desarrollado por Arias (1970). El primer enfoque enfatiza la importancia de la dependencia de la frecuencia y el nivel de umbral. Por el contrario, las estimaciones de la duración significativa se calculan a partir de la evolución de la energía sísmica representada por la integral simple del cuadrado de la aceleración del suelo, la velocidad o los tiempos de desplazamiento.

Para un sitio en donde predomina un basamento rocoso, la duración del movimiento fuerte o sismo se puede relacionar con la duración de la ruptura de la falla. Si se asume una velocidad constante de ruptura de 2.5 km/s, entonces usando la relación de Wells y

Coopersmith [1994] entra la longitud de la ruptura de la falla y la magnitud momento, se obtiene la siguiente ecuación para la duración de la ruptura  $D_r$  :

$$\log(D_r) = 0.69M_w - 3.62 \quad \dots \text{ecuación 31}$$

Para terremotos de magnitud muy grande, se esperaría que la duración de la sacudida del terreno dejaría de aumentar con una magnitud creciente, simplemente porque las dimensiones de ruptura son tan largas que la energía liberada de porciones distantes de la falla se atenuará antes de llegar a los sitios decenas o cientos de kilómetros a lo largo de la ruptura. (Bommer y Martínez-Pereira 1999).

Por otro lado, la ecuación (31) asume que la ruptura de falla se propaga solo en una dirección. Claramente, para rupturas de fallas bilaterales la duración de la ruptura sería la mitad de lo predicho por la ecuación (31). Para tener en cuenta este efecto, se definió un factor basado en las distancias  $L_1$  y  $L_2$  que son simplemente las distancias más largas y más cortas (medidas paralelas a la ruptura de la superficie) que indican el epicentro de los extremos de la ruptura de la falla, respectivamente. Para la rotura unilateral pura,  $L_1$  sería igual a la longitud de ruptura total,  $L$  y  $L_2$  sería cero; para la ruptura bilateral pura,  $L_1$  y  $L_2$  serían ambos iguales a  $L / 2$ .

El factor de corrección,  $F$ , para la duración efectiva calculada a partir de un acelerograma se define simplemente como:

$$F = \frac{L_1 + L_2}{L_1} \quad \dots \text{ecuación 32}$$

Ajustando los datos de la ecuación (31) con el factor de corrección, se obtiene una nueva ecuación dada por:

$$\log(D_r) = 0.69M_w - 3.70 \quad \dots \text{ecuación 33}$$

Cabe mencionar que para réplicas no es posible determinar los valores del factor de corrección F, así como también para sismos con magnitud menor a  $M_w=5$

### **Intensidad de Arias**

Una de las formas más usadas para representar la energía sísmica es la intensidad de Arias. La intensidad de Arias (IA) es un parámetro de movimiento del suelo relacionado con el espectro de la energía demandada por un registro de movimiento fuerte, lo que permite ser usado en el análisis del daño potencial. IA está estrechamente relacionada con una definición ampliamente utilizada de duración de movimiento fuerte.

La versión comúnmente utilizada de la intensidad de Arias (Arias, 1970) es la suma de la energía total por unidad de peso en un conjunto de sistemas SDF elásticos no amortiguados que tienen frecuencias uniformemente distribuidas en el rango de cero a infinito, evaluadas al final del registro de movimiento del suelo. Se puede demostrar (Trifunac y Brady, 1975) que la definición anterior se puede traducir a la siguiente expresión para la Intensidad de Arias:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt \dots \text{ecuación 34}$$

En donde  $a(t)$  es la aceleración del suelo,  $t$  es la duración total de la historia de aceleraciones y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

## Capítulo 3

### Peligro sísmico para presa de enrocado en Tayacaja

#### 3.1. Presa de estudio

##### Presas de enrocado

Las presas de enrocado están entre unas de las más antiguas estructuras construidas por el hombre. Su fácil adaptabilidad de la cimentación a las distintas topografías y su buen comportamiento han permitido que este tipo de presa sea construida con frecuencia.

Este tipo de presa tiene una cortina formada con fragmentos de rocas de varios tamaños la cual sirve como elemento de retención del agua. Esta cortina soporta en el lado del embalse una capa de hormigón la cual actúa como elemento impermeable.

Para esta tesis se ha propuesto plantear un caso en donde se necesita realizar un estudio de peligro sísmico para una presa de enrocado la cual se ubicaría en el río Mantaro, en el distrito de Colcabamba, en la provincia de Tayacaja, en el departamento de Huancavelica.

La represa de estudio tiene una altura de 10 metros, está conformada por un núcleo impermeable de arcilla, capas de elementos permeables y capas de transición (filtros) que servirán como elementos drenantes en su estructura. Sus coordenadas de ubicación son:

- longitud:  $-74.684^{\circ}$
- latitud:  $-12.283^{\circ}$

El estudio geológico de la zona en donde se ubica la represa presenta un contenido importante de rocas intrusivas con composición de granitos y granodioritas. También presenta gravas poligénicas y heterométricas, con cantos, bloques subordinados y cantos angulares en matriz fina compuesta por arena y limo.

Para poder clasificar el tipo de suelo es necesario conocer las características de los estratos del lugar. Estas características se obtuvieron de un estudio de suelo, en donde la profundidad del estrato, descripción, velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y otros parámetros se muestran a continuación en la tabla 5.

Tabla 5. Estratificación del lugar de la presa

| Estrato | Profundidad de fondo de estrato (m) | Descripción                 | Poisson | $V_p$ (m/s) | $V_s$ (m/s) | Prof./ $V_s$ |
|---------|-------------------------------------|-----------------------------|---------|-------------|-------------|--------------|
| 1       | 1.8                                 | Depósito aluvial            | 0.23    | 621         | 368         | 0.00489      |
| 2       | 12.6                                | Depósitos aluvial compactos | 0.36    | 1637        | 766         | 0.01644      |
| 3       | 20.7                                | Esquisto fragmentado        | 0.42    | 2787        | 1,035       | 0.02         |
| 4       | 36.4                                | Esquisto poco fracturado    | 0.45    | 3603        | 1,086       | 0.03351      |
|         | 71.5                                |                             |         |             |             | 0.07485      |

Luego siguiendo la metodología planteada por el FEMA, se procedió a obtener el valor promedio de la velocidad de onda de corte con la fórmula que se presenta a continuación:

$$V_{s\text{prom}} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}}\right)} \dots \text{ecuación 35}$$

Aplicando los datos de la tabla 5 en la ecuación 35, se obtuvo como resultado una velocidad de onda de 955.244 m/s, cantidad promedio que se evalúa en la tabla 6 para asignarle una clasificación del suelo, que servirá como dato para elaborar el espectro de diseño propuesto por FEMA – 356.



Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo (NTE 0.30, 2016)

| Tipo | Perfil                    | Vs prom.                       |
|------|---------------------------|--------------------------------|
| A    | Roca Dura                 | > 1500 m/s                     |
| B    | Roca o suelos muy rígidos | 500 m/s a 1500 m/s             |
| C    | Suelos intermedios        | 180 m/s a 500 m/s              |
| D    | Suelos blandos            | < 180 m/s                      |
| E    | Condiciones excepcionales | Clasificación basada en el EMS |

Se observó que la velocidad de 955.244 m/s se encuentra en el intervalo de 500 m/s a 1500 m/s, característico de los suelos rocosos. Por lo tanto, según la tabla 6, se clasifica el suelo como tipo B.

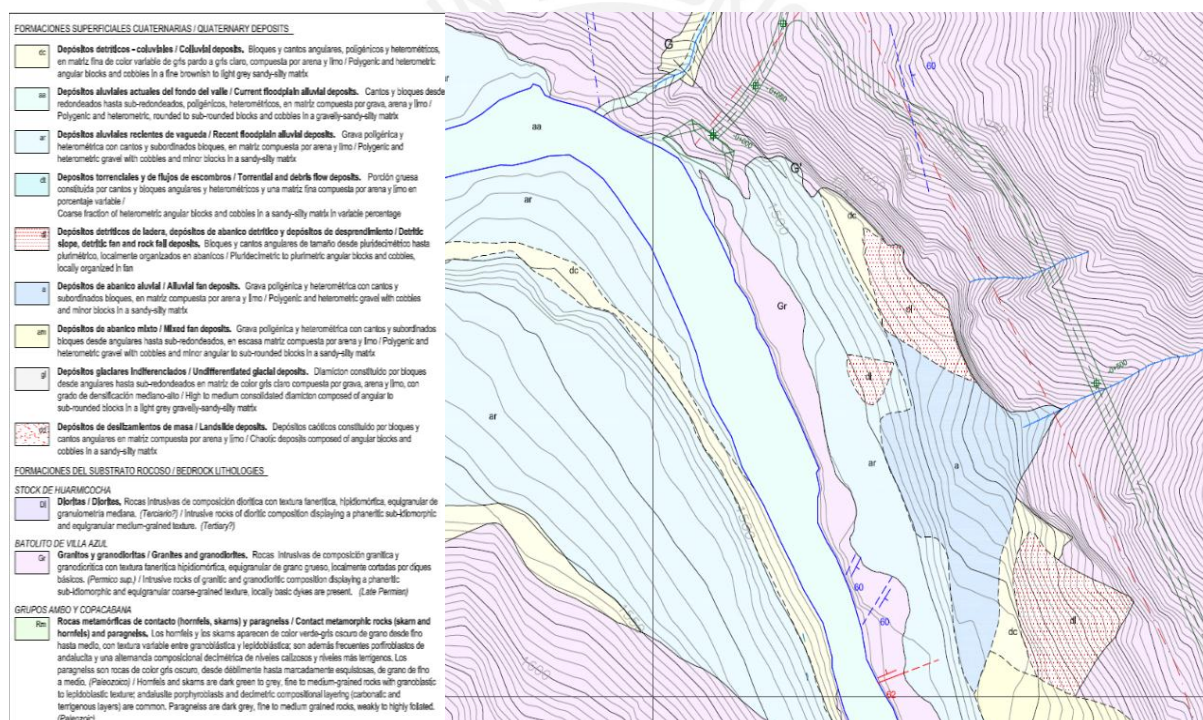


Figura 18. Mapa geológico de los afloramientos en el sector de la obra de la presa



Figura 19. Vista aérea del lugar en donde se construirá la presa de enrocado (Google Earth, consultado: 28 agosto 2017)

### 3.2. Análisis probabilístico de peligro sísmico

Para realizar el análisis probabilístico de peligro sísmico se usa la herramienta CRISIS 2015, cuyos datos de entrada serán obtenidos de estudios recientes que permitan obtener resultados más actualizados.

En primer lugar, se usa las 33 fuentes presentadas en la evaluación de peligro sísmico probabilístico para el Perú realizada por el ministerio del ambiente, instituto geofísico del Perú (IGP) y la subdirección de ciencias de la tierra sólida – SCTS (2014). Estas fuentes están relacionadas con el proceso de subducción (interface), sistemas de fallas (corticales) y a la geometría de la placa de Nazca por debajo del continente (intraplaca).

A continuación, se muestran los números de cada fuente, así como también el tipo a ser usadas como datos de ingreso en esta tesis. Toda esta información fue obtenida del informe del IGP mencionado líneas arriba para poder realizar el estudio.

*Tabla 7.* Fuentes sismogenicas de interface u corticales

| Fuente | Tipo de fuente         |
|--------|------------------------|
| F-1    | Subducción - Interface |
| F-2    | Subducción - Interface |
| F-3    | Subducción - Interface |
| F-4    | Subducción - Interface |
| F-5    | Subducción - Interface |
| F-6    | Subducción - Interface |
| F-7    | Subducción - Interface |
| F-8    | Subducción - Interface |
| F-9    | Cortical               |
| F-10   | Cortical               |
| F-11   | Cortical               |
| F-12   | Cortical               |
| F-13   | Cortical               |
| F-14   | Cortical               |
| F-15   | Cortical               |
| F-16   | Cortical               |
| F-17   | Cortical               |
| F-18   | Cortical               |
| F-19   | Cortical               |

*Tabla 8.* Fuentes sismogenicas de intraplaca

| Fuente | Tipo de fuente          |
|--------|-------------------------|
| F-20   | Subducción - Intraplaca |
| F-21   | Subducción - Intraplaca |
| F-22   | Subducción - Intraplaca |
| F-23   | Subducción - Intraplaca |
| F-24   | Subducción - Intraplaca |
| F-25   | Subducción - Intraplaca |
| F-26   | Subducción - Intraplaca |
| F-27   | Subducción - Intraplaca |
| F-28   | Subducción - Intraplaca |
| F-29   | Subducción - Intraplaca |
| F-30   | Subducción - Intraplaca |
| F-31   | Subducción - Intraplaca |
| F-32   | Subducción - Intraplaca |
| F-33   | Subducción - Intraplaca |

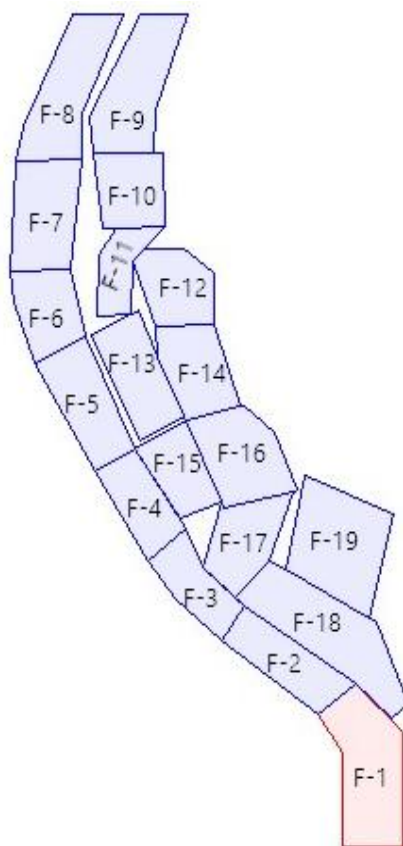


Figura 20. Geometría de las fuentes sismogénicas de interface y corticales

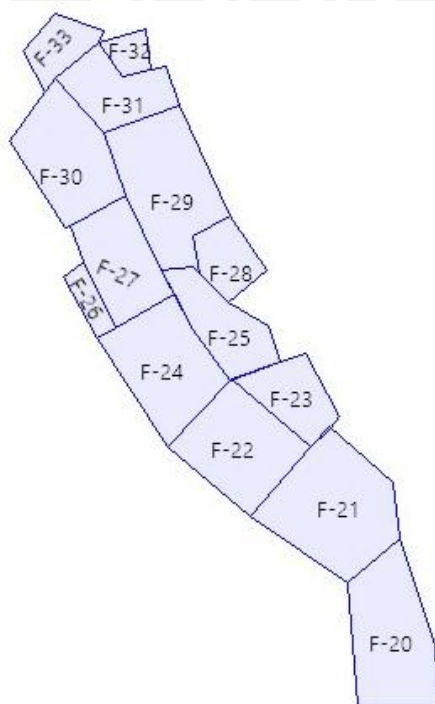


Figura 21. Geometría de las fuentes sismogénicas de intraplaca

En segundo lugar, para las leyes de recurrencia, se usó el modelo de Gutenberg – Richter, para lo cual se requirió de la siguiente información:

- **Mmin:** Magnitud mínima significativa para cada fuente; magnitudes menores a esta no serán tomadas en cuenta.
- **$\lambda$ :** Tasa de excedencia de la magnitud mínima  $M_0$
- Valor de  **$\beta$**  para cada fuente, dado en términos de logaritmo natural
- **Mmax:** Valor esperado que se de en la fuente

Al considerar cero la desviación estándar de la magnitud máxima para la fuente, se tiene que el límite inferior de la magnitud máxima para la fuente ( $M_1$ ) y el límite superior de la magnitud máxima posible de la fuente son el mismo valor de la magnitud máxima ( $M_{max}$ ) que se espera en la fuente.

Tabla 9. Parámetros sísmicos obtenidos del estudio de evaluación de peligro sísmico de Hernán Tavera (2014)

| FUENTES | $M_w$ |      |         |      |
|---------|-------|------|---------|------|
|         | Mmin  | Mmax | $\beta$ | Tasa |
| F-1     | 5.2   | 8.8  | 1.8     | 2.0  |
| F-2     | 4.3   | 8.2  | 1.7     | 11.5 |
| F-3     | 4.3   | 8.0  | 1.8     | 12.8 |
| F-4     | 4.3   | 8.6  | 1.7     | 4.2  |
| F-5     | 4.3   | 7.7  | 1.6     | 9.1  |
| F-6     | 4.3   | 7.0  | 2.1     | 4.5  |
| F-7     | 4.3   | 7.0  | 2.4     | 9.2  |
| F-8     | 4.3   | 8.0  | 1.5     | 4.2  |
| F-9     | 4.8   | 6.8  | 1.7     | 1.1  |
| F-10    | 5.2   | 6.8  | 2.5     | 0.8  |
| F-11    | 4.3   | 5.8  | 2.9     | 1.7  |
| F-12    | 5.2   | 6.5  | 2.8     | 1.7  |
| F-13    | 4.3   | 7.2  | 1.9     | 0.8  |
| F-14    | 4.8   | 5.5  | 2.4     | 0.8  |
| F-15    | 4.4   | 5.5  | 4.7     | 0.4  |
| F-16    | 5.2   | 5.5  | 2.7     | 1.6  |
| F-17    | 5.2   | 5.5  | 4.0     | 0.4  |
| F-18    | 4.8   | 5.5  | 2.8     | 1.5  |

|      |     |     |     |      |
|------|-----|-----|-----|------|
| F-19 | 5.0 | 6.0 | 2.3 | 0.3  |
| F-20 | 4.4 | 7.0 | 1.9 | 22.1 |
| F-21 | 5.2 | 6.8 | 2.6 | 4.3  |
| F-22 | 5.1 | 6.0 | 2.0 | 2.0  |
| F-23 | 4.6 | 6.0 | 1.0 | 0.2  |
| F-24 | 5.2 | 6.8 | 2.4 | 1.1  |
| F-25 | 5.0 | 6.0 | 2.8 | 1.4  |
| F-26 | 5.3 | 6.0 | 3.4 | 0.7  |
| F-27 | 4.3 | 6.0 | 2.1 | 0.9  |
| F-28 | 5.1 | 7.0 | 2.7 | 3.0  |
| F-29 | 4.3 | 7.2 | 1.7 | 6.8  |
| F-30 | 5.1 | 7.5 | 3.4 | 1.3  |
| F-31 | 5.3 | 7.0 | 2.6 | 1.1  |
| F-32 | 4.3 | 6.0 | 2.3 | 1.0  |
| F-33 | 4.8 | 6.0 | 1.9 | 1.6  |

En tercer lugar, se usó la ley de Young et. al (1997) como ley de atenuación, teniendo en consideración 5% de amortiguamiento para sismos de subducción, intraplaca e interface. La información que maneja esta ley de atenuación ha sido obtenida de registros de aceleración de sismos ocurridos en Alaska, Chile, Cascadia, Japón, México, Perú e Islas Salomón.

$$\ln(Sa) = C1 + C2 * M + C3 * (10 - M)^3 + C4 * \ln(R + c6 * \exp(C7 * M)) + C5 * H + C7 * Zt \quad \dots \text{ecuación 36}$$

Donde:

**Sa:** Seudo aceleración espectral

**M:** Magnitud momento Mw

**R:** Distancia m {as cercana a la ruptura, en Km

**H:** Profundidad en Km

**Zt:** Cero para interface y 1 para intraplaca

Por otro lado, para las fuentes corticales se usó la ley de atenuación de Sadigh et. al (1997) considerando 5% de amortiguamiento. Esta ley de atenuación usa data obtenida de sismos ocurridos en California (costa oeste de Estados Unidos), Gazli (Rusia, 1976), Tabas (Irán, 1978), URSS e Irán.

$$\ln(Sa) = C1 + C2 * M + C3 * (8.5 - M)^{2.5} + C4 * \ln(R + \exp(C5 + C6 * M)) + C7 * \ln(R + 2) \quad \dots \text{ecuación 37}$$

Donde:

**Sa:** Seudo aceleración espectral en (g)

**M:** Magnitud momento Mw

**R:** Distancia más cercana a la ruptura, en Km

Tabla 10. Relación entre las fuentes incluidas con la ley de atenuación

| Fuentes  | Ley             |
|--|-----------------|
| F-1, F-2, F-3, F-4, F-5, F-6, F-7, F-8   | Young-Interface |
| F-9, F-10, F-11, F-12, F-13, F-14, F-15, F-16, F-17, F-18, F-19                    | Sadigh          |
| F-20, F-21, F-22, F-23, F-24, F-25, F-26, F-27, F-28, F-29, F-30, F-31, F-32, F-33 | Young-Interface |

En cuarto lugar, para el modelamiento se ingresó 11 ordenadas espectrales: 0.005, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2 y 3 s. que permitirán obtener una mejor gráfica de resultados.

Por último, para los parámetros globales se estableció una distancia máxima de integración de 200 Km respecto al sitio de estudio para los parámetros y se definió los periodos de retorno de 475 y 2475 años para un tiempo de exposición de 50 años.

## Resultados

Para los datos de salida, se configuró el software para que muestre tasas de probabilidades de excedencia de aceleraciones máximas del suelo (PGA) para cada lugar de la malla en base a las fuentes sísmicas ingresadas, mapa de peligro sísmico y espectros de peligro uniforme para determinados niveles de peligro

Los primeros resultados que se obtuvieron fueron los mapas de peligro sísmico para tiempos de retorno de 475 y 2475 años. Las figuras 20 y 21 se muestran los mapas obtenidos con el programa Crisis 2015 para un periodo de 0.005 segundos, valor para el cual la aceleración espectral se asemeja a la aceleración máxima del suelo (PGA).

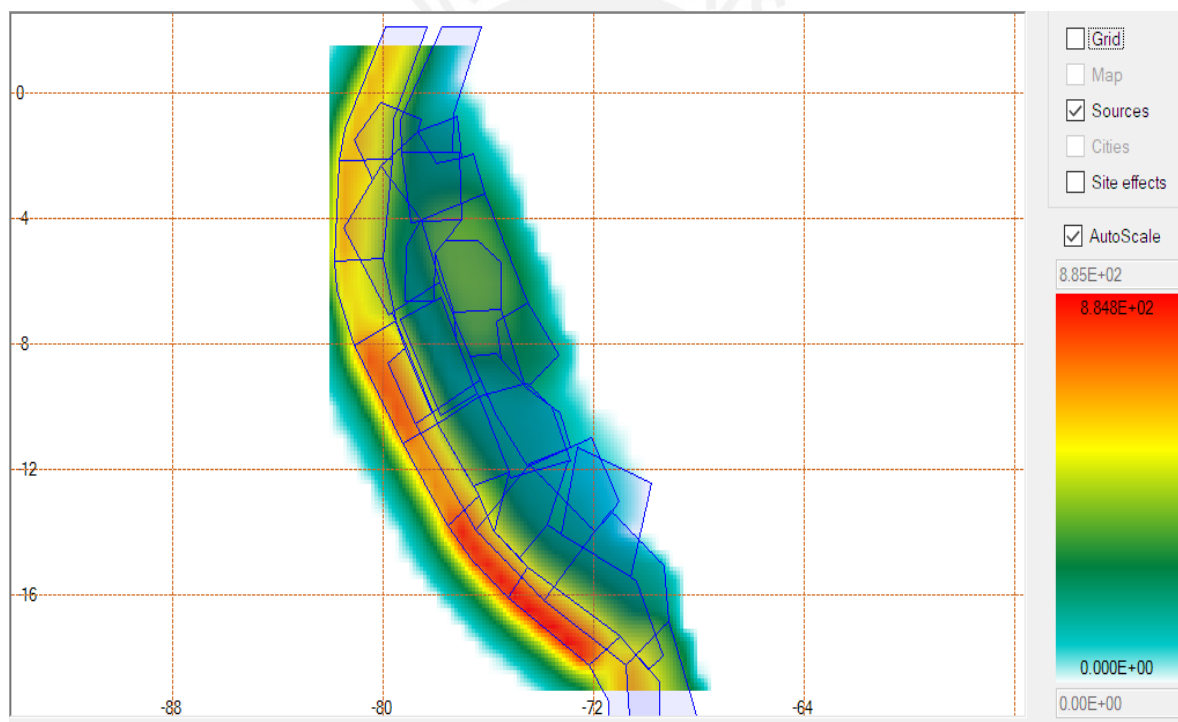
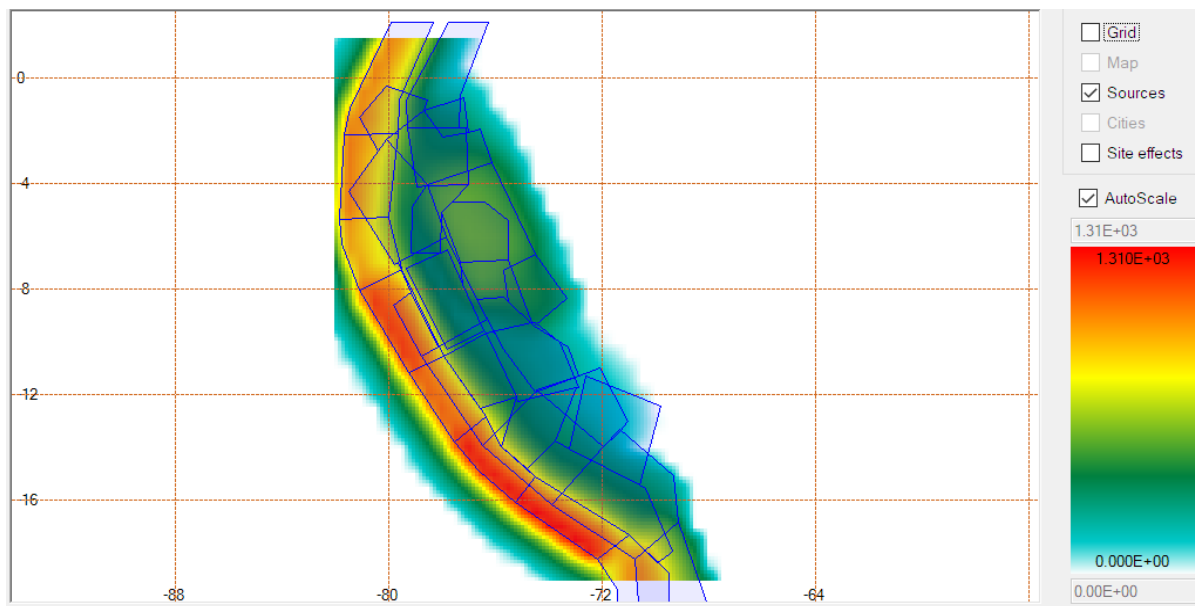


Figura 22. Mapa de peligro sísmico para  $T=0.005s$  con un periodo de retorno de 475 años. Resultados de CRISIS 2015





*Figura 23.* Mapa de peligro sísmico para  $T=0.005s$  con un periodo de retorno de 2475 años. Resultados de CRISIS 2015

En los mapas de peligro sísmico se muestra las aceleraciones en todas las fuentes en una escala de colores, en donde el color rojo representa la mayor aceleración, y el color celeste la menor aceleración.

Otro de los resultados obtenidos con el programa CRISIS son las curvas de tasa de excedencia o curvas de peligro sísmico. En las figuras 22 y 23 se pueden observar las tasas de excedencias de PGA para los tiempos de retorno de 475 y 2475 años respectivamente para el lugar en donde se ubica la presa de enrocado.

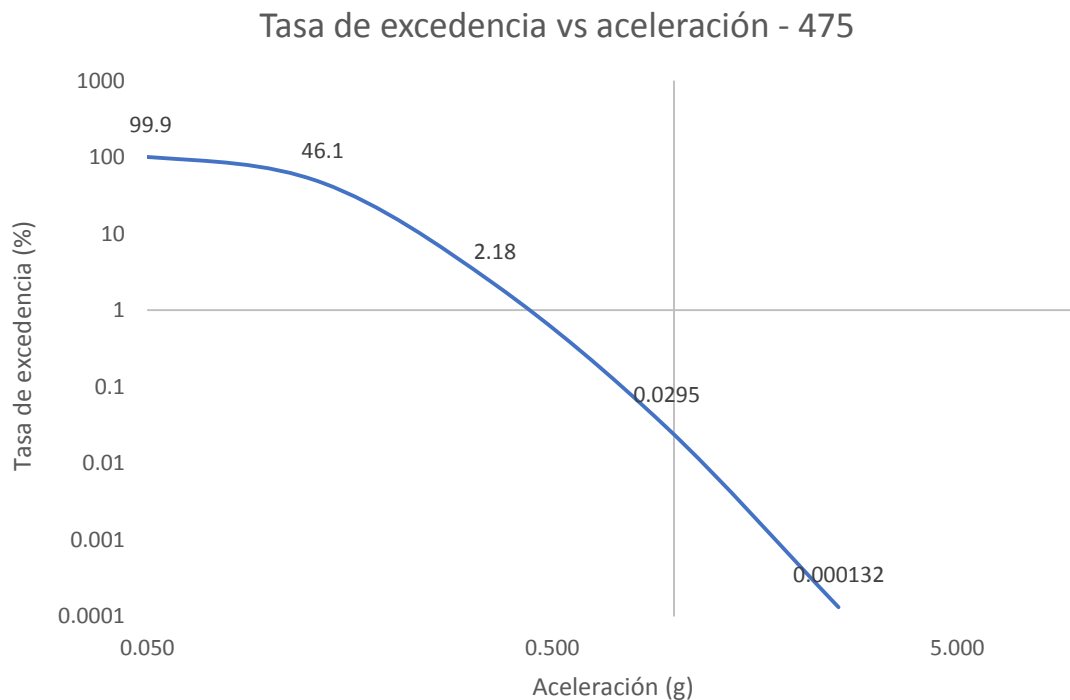


Figura 24. Tasas de excedencias de aceleraciones máximas (PGA) para provincia de Tayacaja con un periodo de retorno de 475 años

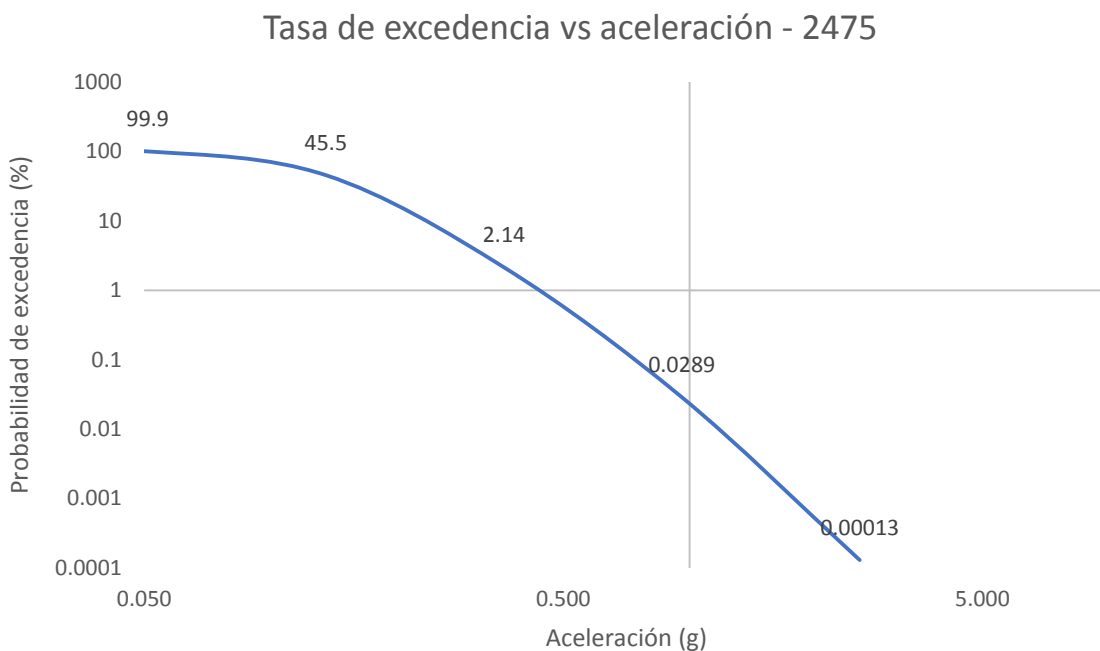


Figura 25. Tasas de excedencias de aceleraciones máximas (PGA) para provincia de Tayacaja con un periodo de retorno de 2475 años

De las curvas de excedencia se pueden obtener las aceleraciones para estructuras de diferentes periodos con una misma probabilidad de excedencia con el fin de poder construir un espectro de peligro uniforme. Se usaron las probabilidades de excedencia de 10% y 2% para un tiempo de retorno de 475 y 2475 años respectivamente.

Los espectros de peligro uniforme que se obtuvieron con el programa CRISIS para el lugar de estudio se muestran en las figuras 26 y 27

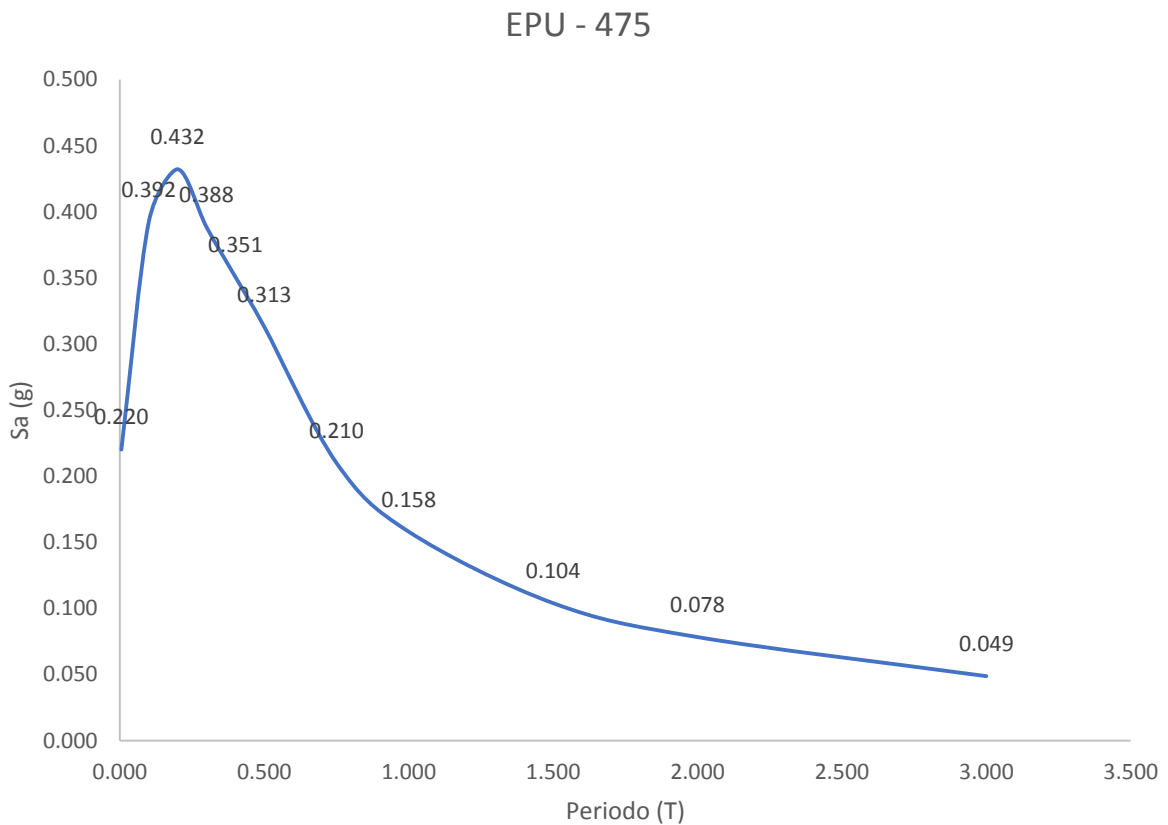


Figura 26. Espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años

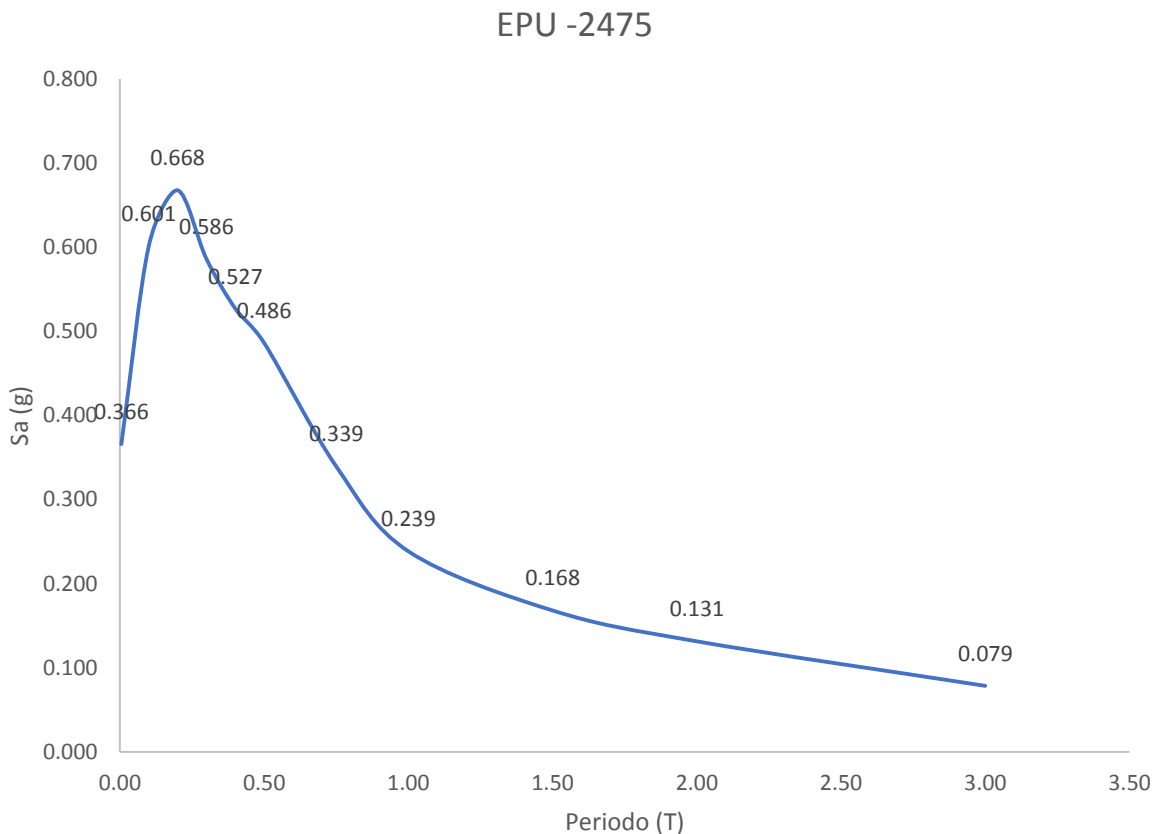


Figura 27. Espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 2475 años

Se puede observar que para un tiempo de retorno de 475 años, se obtiene un PGA de 0.22g y una aceleración máxima de 0.432g ( $S_s$ ) para una estructura de periodo 0.2 segundos. Por otro lado, para un tiempo de retorno de 2475 años se alcanza un PGA de 0.366g y una aceleración máxima de 0.668g para una estructura de periodo 0.2 segundos.

### 3.3. Espectro de diseño siguiendo metodología FEMA-356

Partiendo de los espectros de peligro uniforme se generó los espectros de diseño siguiendo la metodología de FEMA-356. La corrección de las aceleraciones espectrales  $S_s$  y  $S_1$  es realizada de acuerdo a las condiciones locales del lugar, por medio de los coeficientes mostrados en la tabla 2 y tabla 3 en las siguientes ecuaciones:

$$S_{xs} = F_a S_s \dots \text{ecuación 38}$$

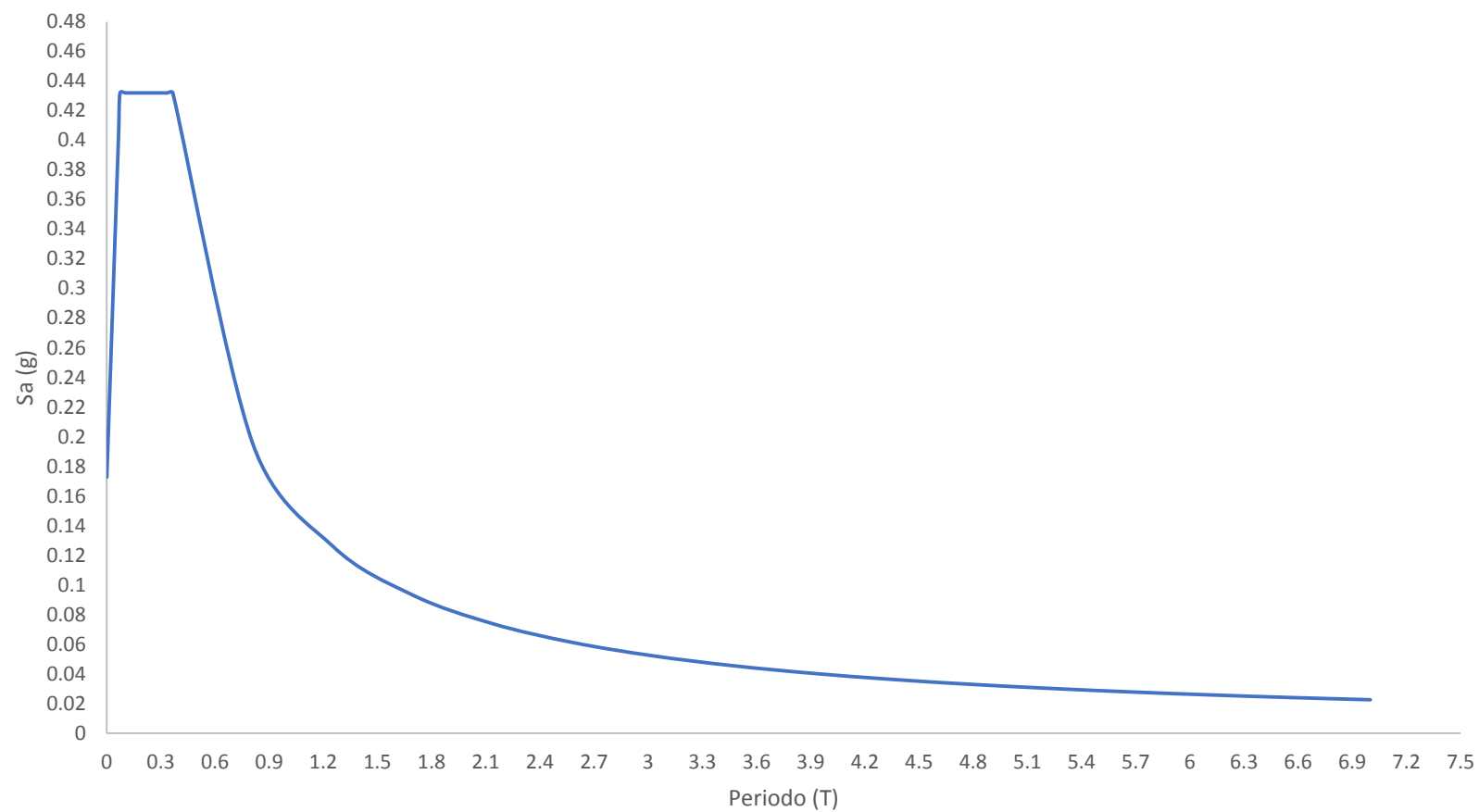
$$S_{x1} = F_v S_1 \dots \text{ecuación 39}$$

Para los periodos de retorno de 475 y 2475 años se usaron los siguientes datos considerando un suelo rocoso tipo B previamente identificado y considerando las aceleraciones de entrada del espectro de peligro uniforme.

Tabla 11. Datos usados para la construcción del espectro de FEMA 356

|   | Tr=475<br>años | Tr=2475<br>años |
|---|----------------|-----------------|
| Aceleración espectral para periodo de 0.2 seg.<br>Ss(g)                   | 0.432          | 0.668           |
| Aceleración espectral para periodo de 1.0 seg.<br>S1 (g)                  | 0.158          | 0.239           |
| Factor de corrección de condiciones locales para periodo de 0.2 seg<br>Fa | 1.000          | 1.000           |
| Factor de corrección de condiciones locales para periodo de 1.0 seg<br>Fv | 1.000          | 1.000           |
| Aceleración espectral para periodo de 0.2 seg. corregida<br>Sxs           | 0.432          | 0.668           |
| Aceleración espectral para periodo de 1.0 seg. corregida<br>Sx1           | 0.158          | 0.239           |
| Amortiguamiento<br>$\xi$ (%)  | 5.000          | 5.000           |
| Factor de modificación del amortiguamiento para periodo de 0.2 seg<br>Bs  | 1.000          | 1.000           |
| Factor de modificación de amortiguamiento para periodo de 1.0 seg<br>B1   | 1.000          | 1.000           |
| Periodo de fin de plataforma de espectro<br>Ts                            | 0.366          | 0.358           |
| Periodo en donde inicia plataforma de espectro<br>To                      | 0.073          | 0.072           |

Los espectros de diseños son mostrados a continuación obtenidos con los datos de la tabla 11 y usando las fórmulas 10, 11, 12, 13 y 14. Asimismo, se asignó un cociente de amortiguación crítica de 5% para la estructura.

Espectro de diseño FEMA-356 para  $T_r=475$  años*Figura 28.* Espectro de diseño para un  $T_r = 475$  años

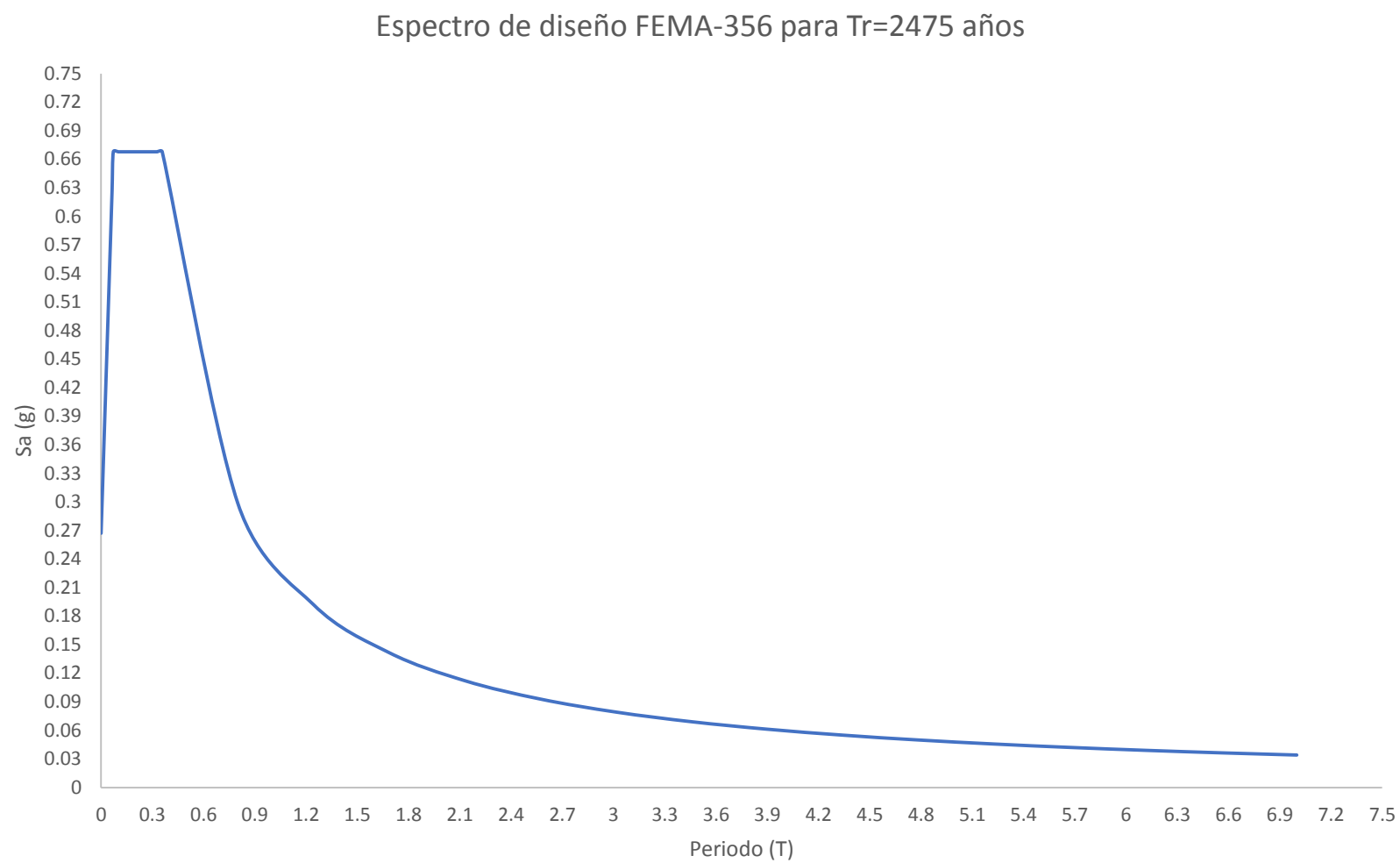


Figura 29. Espectro de diseño para un  $T_r = 2475$  años

Se pudo observar que las mayores aceleraciones se dan para periodos entre 0.063 y 0.317 segundos para ambos espectros. Así también para ambos espectros, la pendiente de la aceleración cambia para periodos mayores a 1 segundo, en donde se aprecia un decremento de la aceleración más prolongado.

### 3.4. Determinación de los coeficientes sísmicos para los métodos pseudo-estáticos

Las fórmulas usadas a continuación fueron obtenidas del artículo de Martínez 2011. Estas fórmulas son usadas en la práctica chilena, en donde se suele despreciar la componente vertical de la aceleración causada por un sismo para el método pseudo estático, y en donde el coeficiente sísmico representa una fuerza horizontal.

Por último, también se presentarán dos métodos adicionales obtenidos del artículo de Tesfamariam, S., & Goda, K.; 2013, si bien estos métodos son muy conservadores, darán una idea de los valores aproximados que se deben de obtener para el lugar en donde se ubica la represa de enrocado

#### Expresión de Saragoni

Tabla 12. Datos y resultados de la expresión de Saragoni

|                      | Amax(cm/s) | Amax (g) | Amax ≤<br>0.67g | Amax ><br>0.67g | Kh   |
|----------------------|------------|----------|-----------------|-----------------|------|
| Para un Tr=475 años  | 215.82     | 0.22     | Si              | No              | 0.07 |
| Para un Tr=2475 años | 359.05     | 0.37     | Si              | No              | 0.11 |

Se pudo apreciar que al ser las aceleraciones menores a 0.67g, se usó la ecuación 27 mostrada anteriormente.



## Manual chileno de carreteras

Para este método se hizo una adaptación de las expresiones que se presentan en la norma técnica peruana NTE 0.30

Tabla 13. Datos y resultados obtenidos con el manual chileno de carreteras

|                         | Provincia | Distrito   | Zona | A'o  | Kh   |
|-------------------------|-----------|------------|------|------|------|
| Para Tr=475 y 2475 años | Tayacaja  | Colcabamba | 2    | 0.25 | 0.13 |

Debido a que la provincia de Tayacaja se encuentra en una zona 2, se usó una aceleración máxima efectiva de 0.25 como parte de la ecuación 25.

### Expresión propuesta en el artículo de Martínez 2011

Los resultados obtenidos se muestran considerando una altura de presa de 10 metros y una para una frecuencia dominante en el registro de historia-tiempo menor a 4 Hz.

Tabla 14. Datos y resultados obtenidos con la fórmula propuesta por el artículo de Martínez 2011

|  | H(m) | PGA(g) | Kh   |
|--|------|--------|------|
| Para Tr=475 años<br>para $f \leq 4$ Hz | 10   | 0.22   | 0.09 |
| Para Tr=2475 años                      | 10   | 0.37   | 0.15 |

Se usó la fórmula correspondiente a  $f \leq 4$  Hz debido a que los acelerogramas peruanos contienen muchos armónicos importantes, en donde suele predominar frecuencias de 3.4 Hz.

## Método empírico

Para este método, se considera un valor empírico basado en proyectos de presas de varios países, es por esta razón que valores entre 0.1 y 0.2 conducen a diseños seguros (Tefamariam, S., & Goda, K.; 2013).

Tabla 15. Resultados usados para el método empírico

|                         | Kh  |
|-------------------------|-----|
| Para Tr=475 y 2475 años | 0.1 |

Se adoptó el menor valor estimado considerando un escenario no tan favorable, con el fin de que los valores de los coeficientes sísmicos tengan una similitud al momento de realizar una comparación con los demás métodos.

## Análisis de respuesta de cuerpo rígido

Se presentan los valores que son sugeridos en el Japón para los coeficientes sísmicos:

Tabla 16. Resultados con el método de análisis de respuesta de cuerpo rígido

|                   | PGA (g) | Kh (50% del PGA) | Kh (70% del PGA) |
|-------------------|---------|------------------|------------------|
| Para Tr=475 años  | 0.22    | 0.11             | 0.15             |
| Para Tr=2475 años | 0.37    | 0.18             | 0.26             |

Valores adoptados de forma empírica en Japón que permiten obtener una visión amplia de los valores que podría tener los coeficientes sísmicos para una zona de subducción como la de Perú.

### 3.5. Elaboración de acelerograma sintético

El presente estudio también se concentra en la generación de acelerogramas para la ubicación en donde se encuentra la represa de enrocado, que servirán como base para

un diseño futuro de esta. Para la elaboración de los acelerogramas se tomaron como referencia espectros de diseños. Los espectros que se usaron fueron los mismos obtenidos en este estudio para tiempos de retorno de 475 y 2475 años. Asimismo, para obtener resultados más confiables, se presentarán tres acelerogramas sintéticos por cada periodo de retorno.

### **Selección del método de cálculo**

El método de cálculo a ser usado es el de generación y ajuste del acelerograma artificial, método que se explicó en el capítulo anterior y que se desarrolla con ayuda del programa SeismoArtif.

### **Definición del espectro de referencia**

El espectro de referencia u objetivo es cargado al programa mediante un archivo de texto en donde figura una columna de aceleraciones espectrales y otra columna de periodos.

### **Función envolvente**

Para la presente tesis, se usa una función exponencial como forma envolvente

### **Generación de acelerograma**

Una vez definido el espectro objetivo y la función envolvente, se procede a definir los siguientes parámetros de entrada de cada módulo necesario para poder obtener el acelerograma

#### **a) Ajustes para espectro:**

Los parámetros *Períodos más pequeños* y *Periodos más grandes* del espectro de respuesta deseado se usan para determinar el rango de frecuencia

dentro de la Función de densidad espectral de potencia (PSDF) y, por lo tanto, el contenido de frecuencia del acelerograma artificial.

Estos períodos también se tienen en cuenta para el cálculo del error medio del espectro entre el objetivo y el espectro derivado. El error de espectro no se calcula fuera de este rango. El límite superior para el Período más grande es de 3 segundos.

Para esta tesis se estableció como periodo pequeño de respuesta deseada 0.02 segundos, y como periodo más grande de respuesta deseada 3 segundos.

#### **b) Ajustes para acelerograma**

Como se ha definido un espectro objetivo, el *amortiguamiento* se considera como dato de entrada. Para esta tesis se le asignó un amortiguamiento de 5%.

El programa define automáticamente el valor del *PGA* del acelerograma el cual coincide con el *PGA* del espectro objetivo seleccionado.

El parámetro *Time-Step* está configurado de manera predeterminada como igual a 0.01 segundos.

Para un *Time-Step*  $\geq 0.01$  segundos, los procedimientos usan un *time-step* de 0.01 segundos y luego hay una interpolación (si es necesario) para el *Time-Step* definido inicialmente.

El último parámetro es la *Duración* del acelerograma; esta duración es definida con la ecuación 33 en donde la duración se encuentra en función de la magnitud momento.

Para poder trabajar con magnitudes que estén asociadas a un tiempo de retorno, se procedió a calcularlas usando el dato del *PGA* obtenido con el

programa CRISIS 2015 correspondientes a un tiempo de retorno de 475 y 2475 años. Luego usando una distancia 300 km, distancia a las principales fuentes en donde han ocurrido los terremotos más fuertes, se usó la ley de atenuación expresada en la ecuación 36.

A continuación, en la tabla 17, se muestra los datos usados para el cálculo de la magnitud. Entre esos datos se encuentra la distancia (R) del lugar de la presa a las principales fuentes, la profundidad (H) del foco y los coeficientes C1, C2, C3, C4, C5, C6 y C7 de la ley de atenuación de Young.

Tabla 17. Magnitudes de terremotos usados en el cálculo de la duración efectiva

|         | Tr = 475 años | Tr = 2475 años |
|---------|---------------|----------------|
| PGA (g) | 0.173         | 0.267          |
| R (Km)  | 300           | 300            |
| H (Km)  | 108           | 108            |
| C1      | 1.08962       | 0.80434        |
| C2      | 1.414         | 1.414          |
| C3      | -0.002268     | -0.003357      |
| C4      | -2.56229      | -2.47398       |
| C5      | 0.00617       | 0.00617        |
| C6      | 1.7818        | 1.7818         |
| C7      | 0.554         | 0.554          |
| Zt      | 1             | 1              |
| Mw      | 8.31          | 8.51           |

Tabla 18. Duración según magnitudes propuestas

| Ubicación de la falla         | Mw  | Duración efectiva (seg) |
|-------------------------------|-----|-------------------------|
| Terremoto con un Tr=475 años  | 8.3 | 106                     |
| Terremoto con un Tr=2475 años | 8.5 | 146                     |

Se debe de tener en cuenta que, si la duración del acelerograma es menor que la duración de la envolvente, entonces los segundos de diferencia de la envolvente se ignoran. Si la duración del acelerograma es mayor que la duración de la envolvente, entonces los segundos de diferencia del acelerograma se consideran con envolvente cero.

Una vez definidos todos los datos de entrada, se configuró para que se obtuviera tres acelerogramas como resultado y se procedió a correr el programa. En la figura 30 se puede apreciar la interfaz en donde se introdujeron los datos importantes en el programa SeismoArtif.

The screenshot shows the 'Accelerogram Generation' tab of the SeismoArtif software. The interface includes the following settings:

- Target Spectra:** Target Spectra, Envelope Shapes, Accelerogram Generation (selected), Time Series, Response Spectra.
- Choose a Spectrum from the list:** esp-475
- Spectrum Factor:** 1.0
- Spectrum Settings:**
  - Smallest Period of desired response: 0.02
  - Largest Period of desired response: 3
- Accelerogram Settings:**
  - Damping (%): 5
  - Time-Step (sec): 0.01
  - Duration (sec): 106
  - Specify PGA: 0.1728
- Envelope Settings:**
  - Number of Artificial Accelerograms to be create: 3
  - Envelope 1 to 8: All set to env01\*

Figura 30. Interfaz en donde se introdujeron los parámetros de entrada la generación del acelerograma con un Tr= 475 años

A continuación, se mostrarán en las figuras 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41 y 42 los acelerogramas obtenidos para cada tiempo de retorno, así como también sus correspondientes espectros de respuesta en donde se observará las iteraciones que se dieron a cabo hasta alcanzar la convergencia en el espectro objetivo.



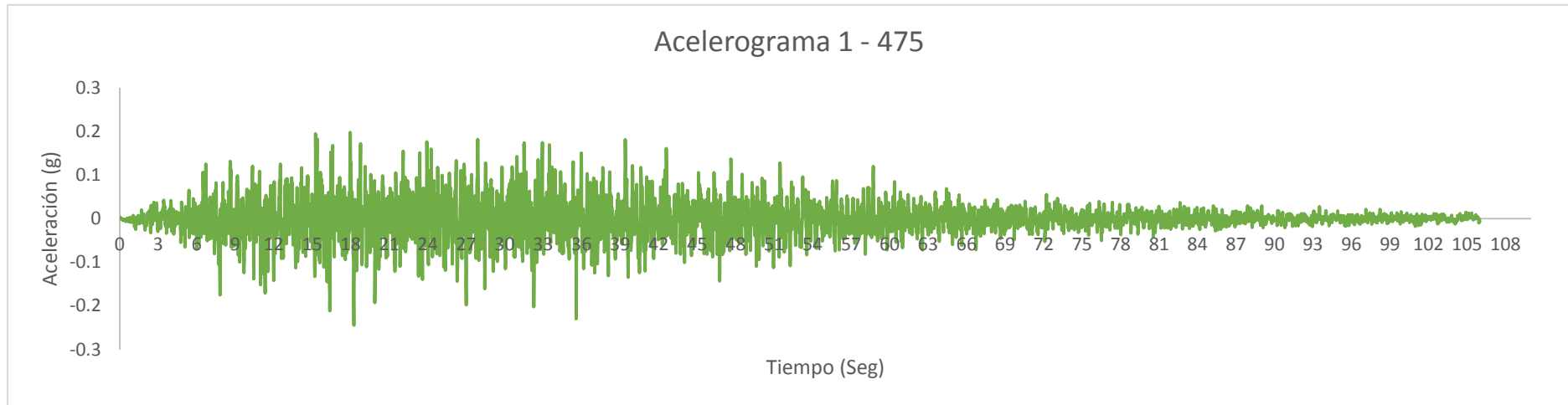


Figura 31. Acelerograma 1 para un tiempo de retorno de 475 años

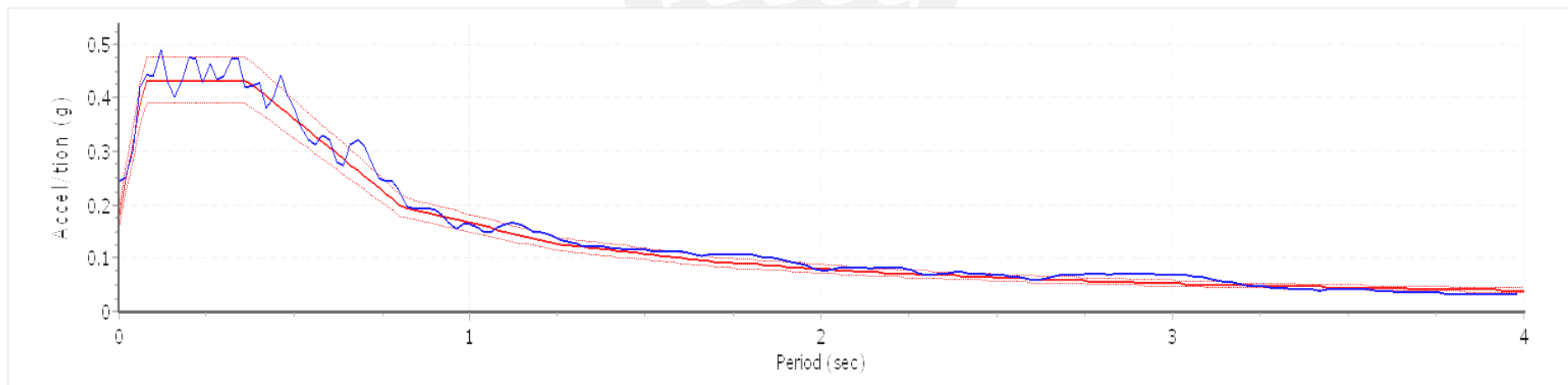


Figura 32. Espectros de respuesta para el acelerograma 1-475



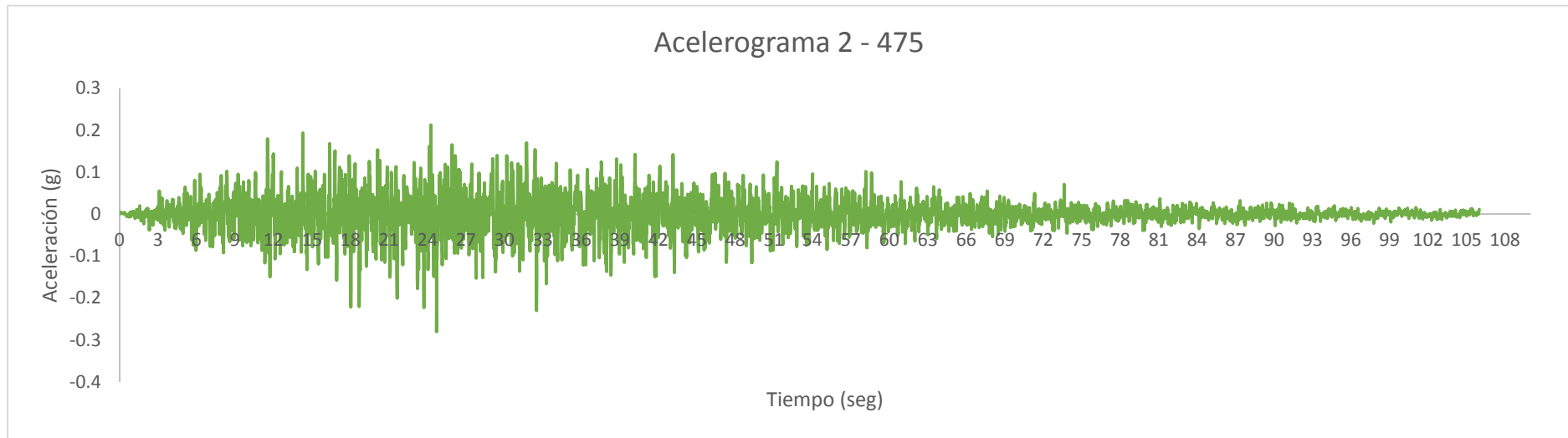


Figura 33. Acelerograma sintético 2 para un tiempo de retorno de 475 años

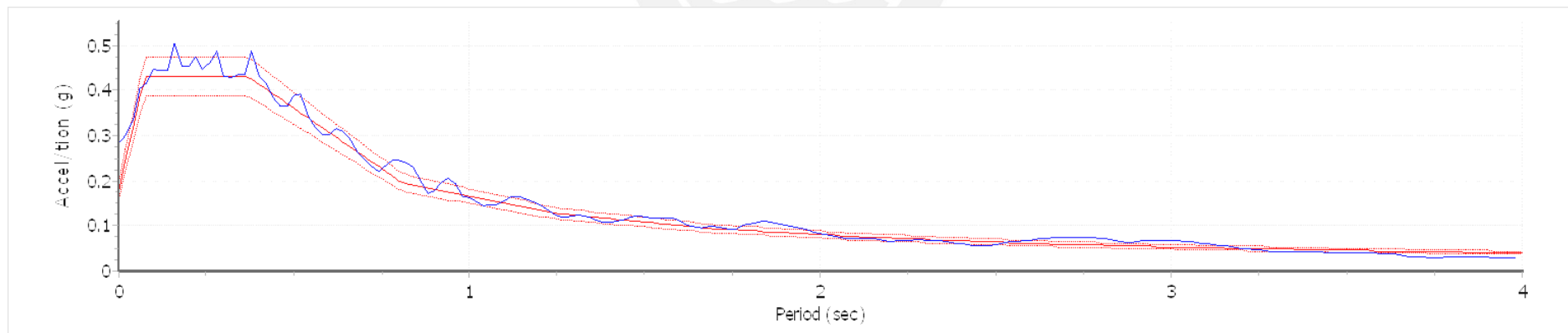


Figura 34. Espectros de respuesta para el acelerograma 2-475

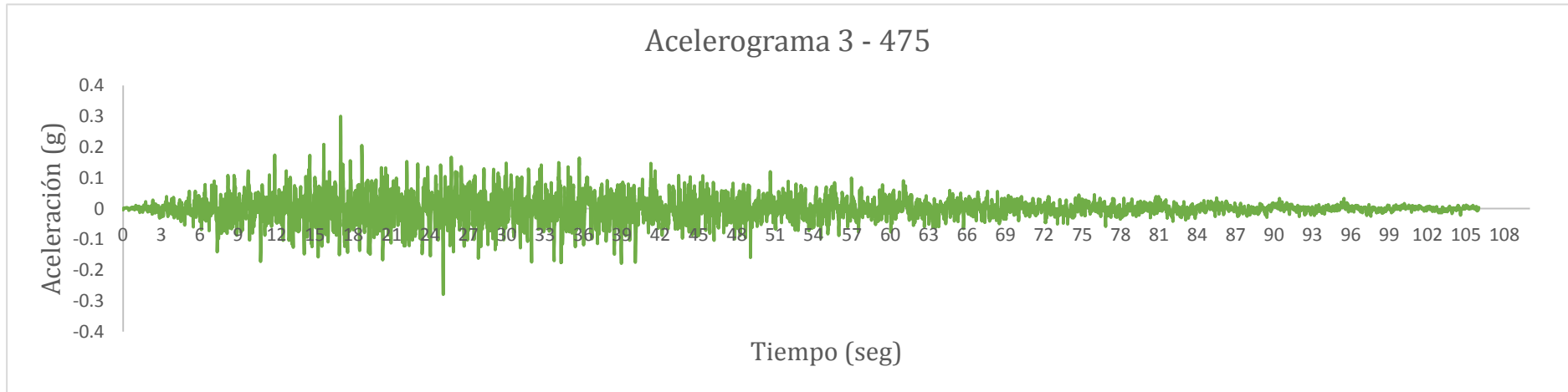


Figura 35. Acelerograma sintético 3 para un tiempo de retorno de 475 años

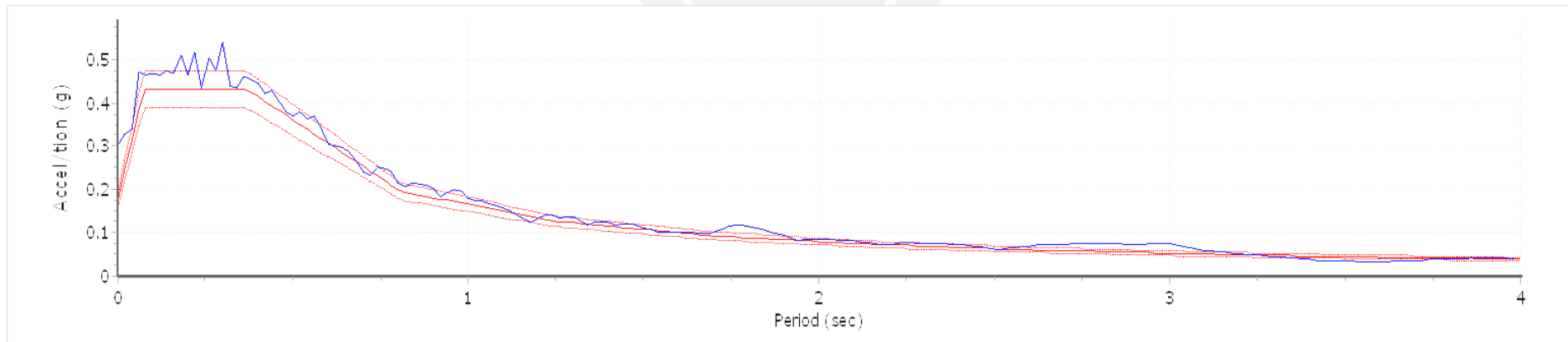


Figura 36. Espectros de respuesta para el acelerograma 3-475

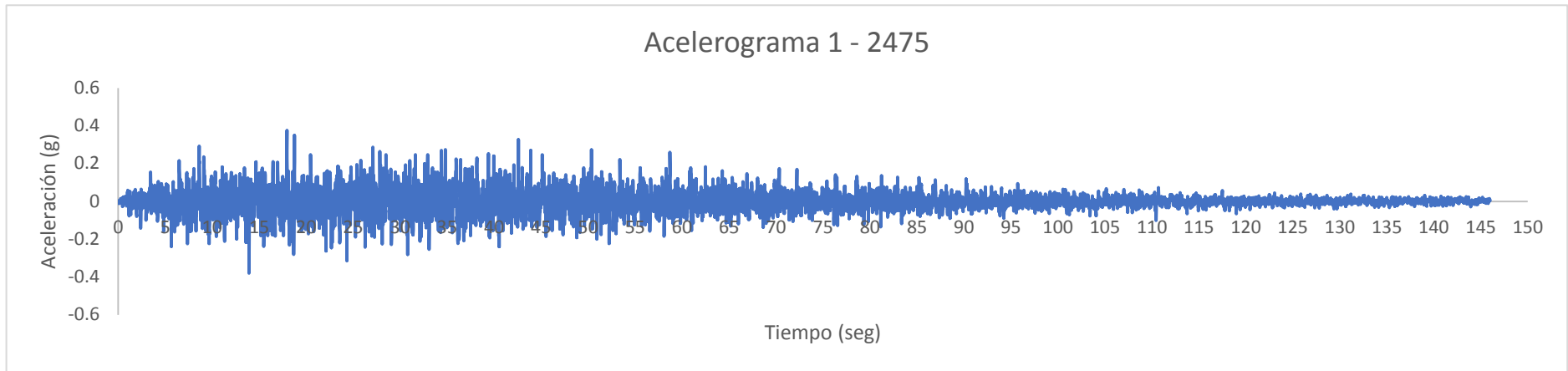


Figura 37. acelerograma sintético 1 para un tiempo de retorno de 2475 años

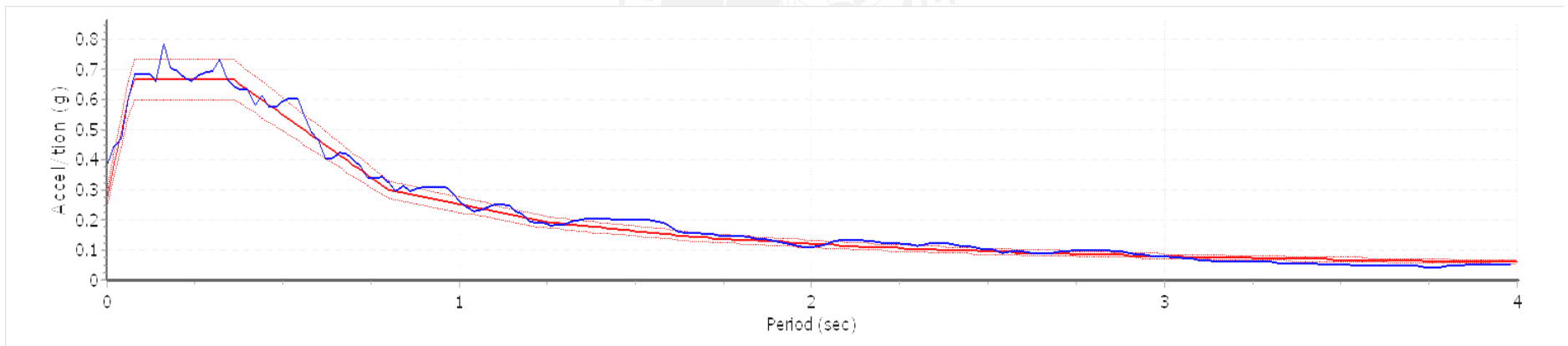


Figura 38. Espectro de respuesta para el acelerograma 1-2475

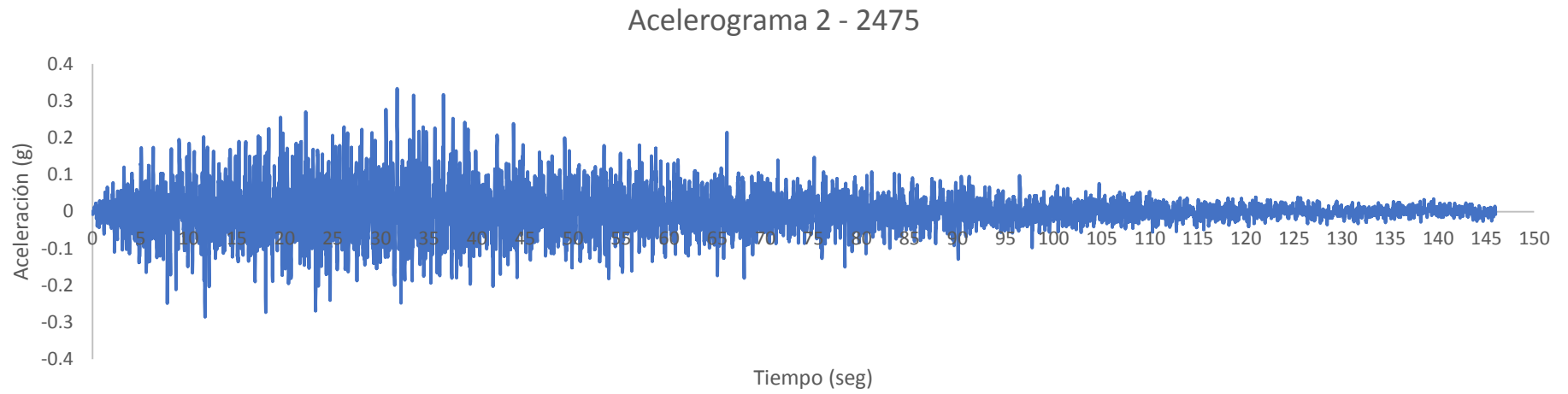


Figura 39. acelerograma sintético 2 para un tiempo de retorno de 2475 años

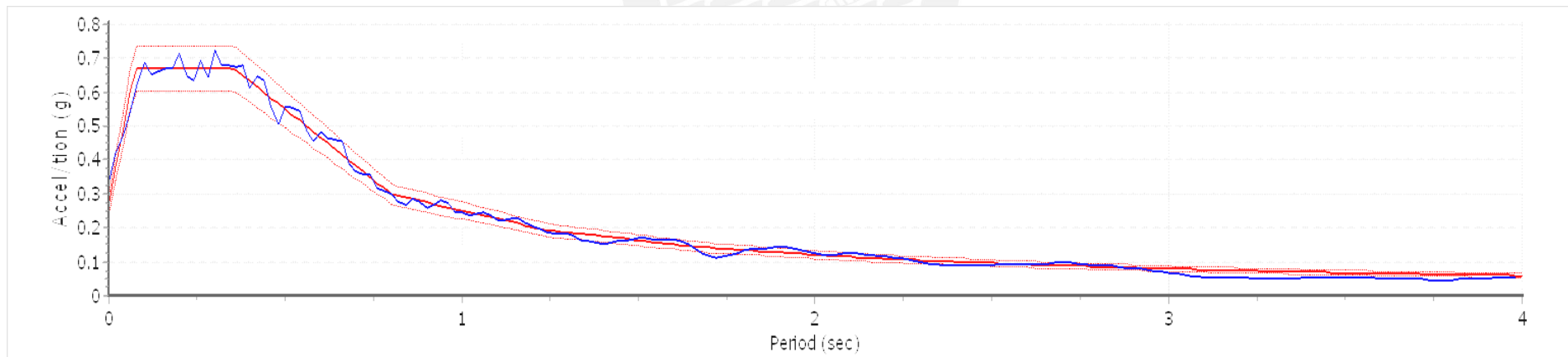


Figura 40. Espectro de respuesta para el acelerograma 2-2475

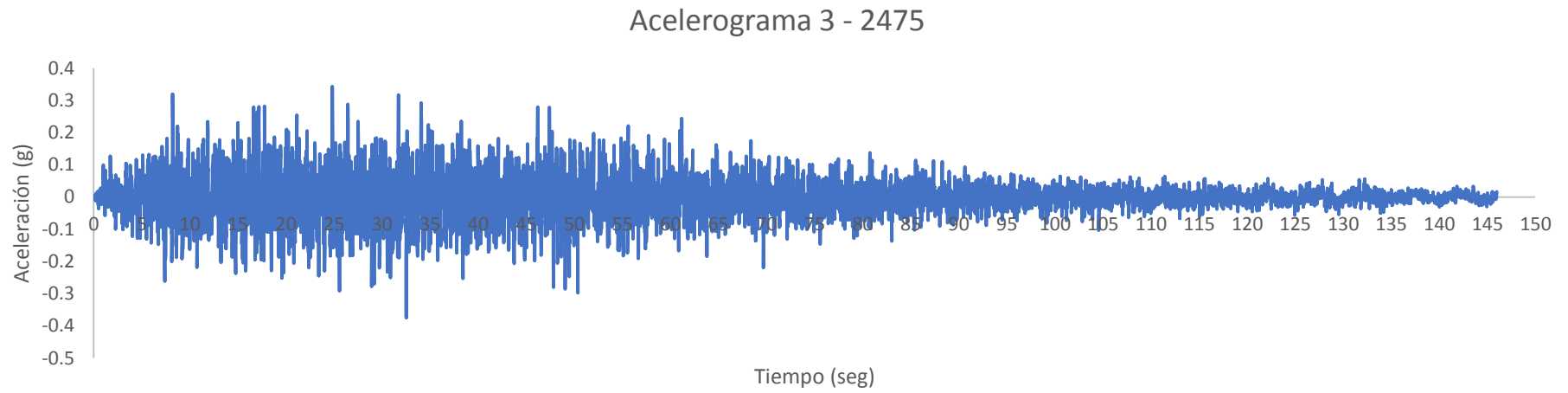


Figura 41. acelerograma sintético 3 para un tiempo de retorno de 2475 años

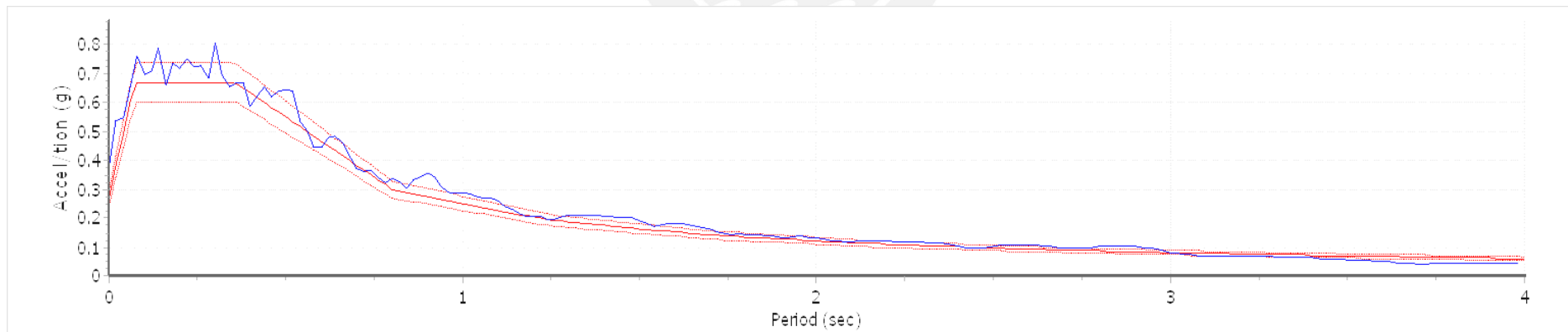


Figura 42. Espectro de respuesta para el acelerograma 3-2475

De los acelerogramas obtenidos se generaron tablas con los datos para distintos tiempos de retorno, en donde se observa el porcentaje de error, así como también valores importantes como máxima aceleración del suelo (PGA), máxima velocidad del suelo (PGV), máximo desplazamiento del suelo (PGD) e intensidad Arias.

Tabla 19. Resumen de los acelerogramas sintéticos para un  $T_r=475$  años

| Acelerograma | Error principal (%) | Coefficiente de variación (%) | PGA (g) | PGV (cm/seg) | PGD (cm) | Intensidad de Arias (cm/seg) | Duración significativa (seg) | Convergencia |
|--------------|---------------------|-------------------------------|---------|--------------|----------|------------------------------|------------------------------|--------------|
| 1            | 8.48                | 10.07                         | 0.245   | 15.162       | 58.71    | 2.057                        | 55.2                         | Alcanzada    |
| 2            | 8.52                | 10.16                         | 0.281   | 14.961       | 25.24    | 1.998                        | 53.58                        | Alcanzada    |
| 3            | 9.59                | 10.32                         | 0.3     | 16.831       | 26.541   | 2.073                        | 56.12                        | Alcanzada    |
| Promedios    | 8.863               | 10.183                        | 0.275   | 15.651       | 36.83    | 2.043                        | 54.967                       |              |

Tabla 20. Resumen de los acelerogramas sintéticos para un  $T_r=2475$  años

| Acelerograma | Error principal (%) | Coefficiente de variación (%) | PGA (g) | PGV (cm/seg) | PGD (cm) | Intensidad de Arias (cm/seg) | Duración significativa (seg) | Convergencia |
|--------------|---------------------|-------------------------------|---------|--------------|----------|------------------------------|------------------------------|--------------|
| 1            | 7.76                | 10.05                         | 0.379   | 28.383       | 245.653  | 6.326                        | 79.1                         | Alcanzada    |
| 2            | 5.72                | 10.25                         | 0.333   | 37.455       | 407.191  | 5.688                        | 81.22                        | Alcanzada    |
| 3            | 9.28                | 9.49                          | 0.374   | 31.102       | 131.499  | 7.211                        | 80.16                        | Alcanzada    |
| Promedios    | 7.587               | 9.93                          | 0.362   | 32.313       | 261.448  | 6.408                        | 80.16                        |              |

## Capítulo 4

### Comentarios y conclusiones

#### 4.1. Comentarios

Para el cálculo del peligro sísmico se usó las leyes de atenuación de Young et. al (1997) y Sadigh et. al (1997) debido a que juntos presentan una mejor correlación de resultados según el estudio realizado por Alva (2005), y por ser apropiadas para la región del Perú en donde los sismos de subducción y continentales son frecuentes.

En los espectros de peligro sísmico obtenidos con el programa CRISIS 2015, la aceleración del suelo (PGA) obtenida para el lugar de estudio, con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, fue de 0.22g, valor muy cercano al establecido en la norma técnica peruana de diseño sismo resistente, en donde establece que para una zonificación 2, la aceleración máxima horizontal sería de 0.25g para un tiempo de retorno de 475 años.

En lo referente a los espectros de diseño obtenidos con la metodología FEMA-356, se pudo observar que las aceleraciones mayores se encuentran para los periodos estructurales de 0.10 a 0.3 segundos para ambos tiempos de retorno.

Para periodos cercanos al suelo ( $T=0.005\text{seg}$ ) se obtuvo aceleraciones de 0.17g y 0.27g para un periodo de retorno de 475 y 2475 años respectivamente.

Para periodos estructurales mayores a 1 segundo, hay un decremento de aceleraciones más lento debido a que la curva es menos pronunciada del espectro.

Se realizó una comparación de los valores de los coeficientes sísmicos obtenidos con los propuestos por Ruesta, P., Díaz, J., y Alva, J., 1998

Tabla 21. Comparación de valores varios para el coeficiente sísmico

|  | Presas de enrocado |                |
|--|--------------------|----------------|
|  | Kh (Tr=475 años)   | Kh (2475 años) |
| Expresión de Saragoni                  | 0.07               | 0.11           |
| Manual chileno de carreteras           | 0.13               | 0.13           |
| Expresión articulo Martínez 2011       | 0.09               | 0.15           |
| Método empírico                        | 0.1                | 0.1            |
| Análisis de respuesta de cuerpo rígido | 0.15               | 0.26           |
| Ruesta, P., Díaz, J. y Alva, J., 1988  | 0.10-0.20          | 0.10-0.20      |

El manual chileno de carreteras propone valores intermedios dentro del rango que ante una falta de estudio peligro sísmico, pueden ser de mucha utilidad ya que toman como referencia las zonas sísmicas establecidas en la norma de diseño sismo resistente NTE 0.30.

Los valores obtenidos con la expresión propuesta en artículo de Martínez 2011 presentan valores aceptables para la zona, muy cercanos al rango de referencia, teniendo en cuenta que es una expresión con poca difusión.

El método empírico y el análisis de respuesta de cuerpo rígido arrojan valores dentro del rango, pero muy conservadores, teniendo en cuenta que estos métodos se basan en proyectos dados en diferentes países en donde las condiciones del lugar no son necesariamente las mismas al lugar de estudio en esta tesis.

Tomando de referencia el espectro de diseño obtenido siguiendo la metodología FEMA – 356 para un tipo de suelo rocoso, se obtuvieron 3 acelerogramas sintéticos.



Sus espectros de respuesta fueron variando hasta lograr que sea compatible con el espectro objetivo mediante iteraciones realizadas en el programa SeismoArtif.

Los acelerogramas reales son difíciles de representar debido a que están influenciados a varios parámetros como las características de la fuente sísmica, el proceso de ruptura, la distancia entre la fuente y el lugar de estudio y las condiciones locales del sitio. Aunque hoy en día se puede caracterizar con un número reducido de parámetros.

Cuando se trabaje con el programa CRISIS 2015, al momento de definir los periodos para los cuales necesitas obtener los resultados, se debe de evitar introducir un periodo  $T=0$ seg debido a que el programa puede arrojar errores en los resultados o no lo puede llegar a considerar dentro de los datos de entrada.

Al momento de definir la sismicidad de las fuentes, se debe de tener en cuenta que los datos de las magnitudes máximas y mínimas de las fuentes deben de estar dentro del rango que considera las leyes de atenuación definidas para así obtener resultados con el menor error generado.

Cuando se define la duración de los sismos artificiales, se debe de buscar una duración que este en función de una magnitud, con un tiempo de retorno asociado, para poder obtener registros en función a un tiempo de retorno.

Se recomienda que el estudio del suelo tenga un mayor alcance para estratos que se encuentran a una mayor profundidad según sea la magnitud del proyecto a desarrollarse en la zona.

## Resumen de resultados

Tabla 22. Resultados obtenidos

| Tipo                     | Periodo de retorno | Resultados         |                 |                                    |                                   |
|--------------------------|--------------------|--------------------|-----------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Coeficientes sísmico     | Tr = 475 años      | Kh = 0.097         |                 |                                    |                                   |
|                          | Tr = 2475 años     | Kh = 0.13          |                 |                                    |                                   |
| Espectro de respuesta    | Tr = 475 años      | T0 = 0.07seg       | Sxs = 0.43      | Bs = 1                             | PGA = 0.17g                       |
|                          |                    | Ts = 0.37seg       | Sx1 = 0.16      | B1 = 1                             |                                   |
|                          | Tr = 2475 años     | T0 = 0.07seg       | Sxs = 0.67      | Bs = 1                             | PGA = 0.27g                       |
|                          |                    | Ts = 0.36seg       | Sx1 = 0.24      | B1 = 1                             |                                   |
| Acelerogramas sintéticos | Tr = 475 años      | PGA = 0.28g        | PGD = 36.83 cm  | Duración significativa = 54.97 seg | Intensidad de Arias = 2.04 cm/seg |
|                          |                    | PGV = 15.65 cm/seg |                 |                                    |                                   |
|                          | Tr = 2475 años     | PGA = 0.36g        | PGD = 261.45 cm | Duración significativa = 80.16 seg | Intensidad de Arias = 6.41 cm/seg |
|                          |                    | PGV = 32.31 cm/seg |                 |                                    |                                   |

## 4.2. Conclusiones

1. Se aprecia que la metodología de FEMA 356 permite integrar de manera adecuada los espectros de peligro uniforme del lugar de estudio a los procesos de diseño estructural mediante expresiones que afectan directamente a las aceleraciones y coeficientes que dependen del tipo de suelo. Como consecuencia los valores en los espectros de diseño de las aceleraciones máximas del suelo (PGA) para los periodos de retorno de 475 y 2475 años sufren un decremento de 23% y 27 % respectivamente. En tal sentido los espectros muestran valores de aceleraciones máximas del suelo esperadas para el tipo de zona según la norma técnica peruana y presentan aceleraciones máximas para periodos de 0.2 seg que permitirían su uso para un futuro diseño de una presa en el lugar.

2. Para el caso de los coeficientes sísmicos, los valores obtenidos con los diferentes métodos propuestos en esta tesis resultaron estar dentro del rango de 0.10 – 0.20 de valores que se propone en el mapa de zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Figura 9) para presas de enrocado elaborado por Ruesta et al, 1988. Por lo tanto, las expresiones seleccionadas para el cálculo del coeficiente sísmico en esta tesis demostraron que si funcionan para la zona del Perú y que pueden ser adaptadas con los datos del lugar de estudio y los parámetros que proponga la norma vigente.

3. En lo que respecta a los acelerogramas sintéticos estos presentaron una duración mayor a 1 minuto, lo cual es un factor importante que puede verse reflejado en el daño que tendrían las estructuras durante un sismo, es por esta razón que la presa que se diseñe tiene que verificarse su comportamiento dinámico. Por otro lado, estos acelerogramas sintéticos presentan aceleraciones máximas que pueden llegar a ser muy similares a las obtenidas con acelerogramas reales, lo cual

permite obtener un cortante basal similar en una estructura elástica, lineal o rígida cimentada en roca.

4. En cuanto a los resultados de los coeficientes y aceleraciones máximas en los acelerogramas artificiales, estos tienen bastante semejanza con los valores recomendados por la norma técnica peruana de diseño sísmo resistente. Por esta razón los datos obtenidos en este estudio pueden ser usados como Input de un análisis preliminar que permitan obtener una primera lectura de la respuesta que tendría la represa ante un sismo.

5. En conclusión, la provincia de Tayacaja, Huancavelica se considera un sitio distante a fallas sísmicas importantes y una zona con pocos registros sísmicos trascendentes. No obstante se pudo realizar un estudio de peligro sísmico para la zona usando el programa CRISIS 2015, que permitió emplear registro de fuentes sismogénicas de todo el Perú y calcular los espectros de peligro uniforme (EPU) con valores muy cercanos a los esperados en la zona según las normas técnicas peruanas. Esto en conjunto con expresiones para el cálculo de coeficientes sísmicos desarrolladas en otros países que presentan similares fuentes de sismos permitieron obtener demandas sísmicas en forma de espectros de diseños, coeficientes sísmicos y acelerogramas sintéticos para distintos periodos de retorno.

## Referencias

- **Aguilar Bardales, Z., & de Investigaciones Sísmicas, C. P. J. (2002).** *Análisis de peligro sísmico y estimado del movimiento sísmico de diseño.* In Curso Internacional Microzonificación y su Aplicación en la Mitigación de Desastres, 3 (pp. 1-17). CISMID.
- **Aguilar Bardales, Z., Quiñones, A., & de Investigaciones Sísmicas, C. P. J. (2002).** *Simulación de acelerogramas para la ciudad de Lima.* In Curso Internacional Microzonificación y su Aplicación en la Mitigación de Desastres, 3 (pp. 1-5). CISMID.
- **Arias A. (1970).** A measure of earthquake intensity in *Seismic Design of Nuclear Power Plants*, R. J. Hansen, Editor, The Mass. Inst. Tech. Press.
- **Autoridad Nacional del Agua ANA (2015).** *Inventario de presas en el Perú.* Ministerio de agricultura y riego. Lima, Perú.
- **Bocanegra M., (2011).** “Tesis 2011”. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e ingeniería. Lima, Perú. Consulta 14 de mayo de 2017  
<https://scribd.zxcv.website/doc/311261193/TESIS-2011>.
- **Bolt, B.A. (1973).** *Duration of Strong Ground Motion, World Conference on Earthquake Engineering, 5<sup>th</sup> Rome, 6-D, Paper No. 292.*
- **Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (Eds.). (2004).** *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering.* CRC press.
- **Castillo, J., & Alva, J. (1993).** *Peligro sísmico en el Perú.* VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima (pp. 409-431).
- **Cornell, C. A. (1968).** *Engineering seismic risk analysis.* Bulletin of the seismological society of America, 58(5), 1583-1606.
- **FEMA, P. (2000).** *Federal Guidelines for dam Safety: Earthquake Analyses and design dams. FEMA-65,* Federal Emergency Management Agency, May 2005.
- **FEMA, P. (2000).** *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356,* Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

- **Hurtado, J. E. A., & Quijano, M. I. (2011).** *Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado (\*)*.
- **Instituto geofísico del Perú (2014).** *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Lima, Perú.
- **Kramer, S. L. (1996).** *Geotechnical Earthquake Engineering Prentice Hall*. New York.
- **Martínez, R., Barrera, S., & Gómez, P. (2011).** *El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico*. Obras y proyectos, (9), 30-37.
- **Menacho, J. (2017).** *Diseño de presas de tierra y enrocamiento, definición, tipos y clasificación*. Clase 01 del curso de temas de ingeniería geotécnica. Lima, Perú.
- **Muñoz, A. (2016).** *Ingeniería sismo resistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- **Novikova, E. I., & Trifunac, M. D. (1994).** Duration of strong ground motion in terms of earthquake magnitude, epicentral distance, site conditions and site geometry. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 23(9), 1023-1043.
- **Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meletti, C., & D'Amico, V. (2015).** *CRISIS2015*. Program for computing seismic hazard.
- **Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016).** *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*. Ingeniería sísmica, (94), 1-26.
- **Quiñonez, A. (2002).** *Simulación de acelerogramas para el terremoto del 03/10/1974 registrado en Lima, Perú*. Tesis de grado para obtener el título de profesional de ingeniero civil. Lima, Perú.
- **Rainer, M. P., (2015).** *Evaluación del peligro sísmico Metodología y Uso del Programa SEISRISK II*. Centro de Investigaciones Geocientíficas (CIGEO/UNAM-MANAGUA). Managua, Nicaragua.
- **Ruiz, P. F. R., Collantes, J. D., & Hurtado, J. E. A. (2011).** *El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y de enrocado. sep-1988*.
- **SeismoArtif Computer Program, version 1.20: SeismoArtif 's help system**  
– ©2012-2016. Seismosoft Ltd.

- **Tesfamariam, S., & Goda, K. (Eds.). (2013).** *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*. Elsevier.
- **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.
- **Yépez, F. (2001).** *Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación*. Memorias del seminario “Gestión de riesgos y prevención de desastres”, FLACSO, COOPI, 16-28.

