

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA DE RELAVES N°4  
CONDESTABLE MALA-CAÑETE**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**BRUNO RODRIGO VALVERDE UCHOFFEN**

**Lima- Perú**

**2015**

## INDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>3</b>
<b>LISTA DE CUADROS .....</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS .....</b>	<b>7</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>10</b>
<b>CAPÍTULO II: GENERALIDADES.....</b>	<b>12</b>
2.1 OBJETIVOS .....	12
2.2 UBICACIÓN Y ACCESO A LA ZONA DEL PROYECTO .....	12
2.3 CLIMA Y TOPOGRAFÍA.....	13
<b>CAPÍTULO III: FUNDAMENTO TEÓRICO .....</b>	<b>14</b>
3.1 ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO .....	14
3.1.1 DEFINICIÓN .....	14
3.1.2 MÉTODO DE DOVELAS .....	15
3.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES .....	16
3.2.1 DEFINICIÓN .....	16
3.2.2 MÉTODO SIMPLIFICADO DE MAKDISI Y SEED .....	16
3.2.3 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	24
3.4 MODELOS CONSTITUTIVOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	25
3.4.1 MODELO EQUIVALENTE LINEAL.....	25
3.4.2 MODELO CÍCLICOS NO LINEAL.....	27
3.4.3 MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS .....	27
<b>CAPITULO IV: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>29</b>
4.1 EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS .....	29
4.2 ENSAYOS DE CAMPO .....	30
4.2.1 ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO .....	30
4.2.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.) .....	32

4.2	ENSAYOS DE LABORATORIO .....	32
4.2.1	ENSAYOS DE LABORATORIO ESTÁNDAR .....	32
4.2.2	ENSAYOS DE LABORATORIO ESPECIALES.....	33
4.3	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ASIGNADOS .....	33
4.3.2	CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS TEÓRICAS.....	36
<b>CAPÍTULO V: ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DEL ÁREA DEL DEPÓSITO DE RELAVES N°4.....</b>		<b>39</b>
5.1	ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO .....	39
5.2	ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINÍSTICO .....	41
5.3	PROCESO DE AJUSTE ESPECTRAL.....	41
<b>CAPÍTULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA DE RELAVES N°4 Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>45</b>
6.1	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO .....	45
6.2	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES .....	46
6.2.1	MÉTODO SIMPLIFICADO DE MAKDISI SEED.....	46
6.2.2	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	50
6.3.1	CASO 1 – SISMO DE LIMA AJUSTADO 1970 .....	50
6.3.2	CASO 2 – SISMO DE LIMA AJUSTADO 1974.....	56
6.3.3	CASO 3 – SISMO DE PISCO AJUSTADO 2007 .....	59
6.3	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	62
<b>CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>64</b>
7.1	CONCLUSIONES.....	64
7.2	RECOMENDACIONES .....	65
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>		<b>66</b>
<b>ANEXOS</b>		

## RESUMEN

Para el almacenamiento de relaves mineros, es necesaria una estructura que contenga los relaves. Esta estructura de retención, llamada presa, es sujeto de diferentes análisis para evaluar su estabilidad y adecuado diseño.

Es así como, el presente informe muestra una serie de métodos para la evaluación de la estabilidad sísmica de la Presa de Relaves N°4 Condestable, ubicada en el Distrito de Mala, Provincia de Cañete, Departamento de Lima.

Los métodos a tratar en este informe son: Método pseudoestático, método simplificado de deformaciones permanentes y el método de elementos finitos.

El método pseudoestático se basa en el método de equilibrio límite el cual es ampliamente usado hoy en día. Considera la estabilidad de la estructura mediante el equilibrio de fuerzas y momentos de la masa deslizante analizada.

El método de deformaciones permanentes, es un método simplificado, utilizado para obtener los desplazamientos en una determinada superficie de falla seleccionada. Entre los métodos más usados podemos encontrar los métodos simplificados de: Newmark, Makdisi-Seed y Bray-Travasarou.

El método de Elementos finitos consiste en una discretización del modelo geotécnico mediante una serie de elementos continuos conectados a través de puntos comunes llamados nodos. Utilizando un sistema de matrices se llega a conocer los desplazamientos de cada nodo de la malla asumida.

Finalmente, cada uno de estos métodos es aplicado en el presente trabajo con el objetivo de ejercer un juicio acerca de cada uno ellos.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1: Ruta de acceso al proyecto .....	13
Cuadro N° 2: Localización general de fallas.....	17
Cuadro N° 3: Descripción de las calicatas .....	29
Cuadro N° 4: Descripción de las perforaciones.....	30
Cuadro N° 5: Resumen de Ensayos de Densidad de Campo .....	31
Cuadro N° 6: Resumen de Ensayos de Laboratorio Estándar (Año 2013) .....	32
Cuadro N° 7: Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales (Año 2013) .....	33
Cuadro N° 8: Parámetros geotécnicos asignados de los materiales .....	34
Cuadro N° 9: Correlaciones $N_{spt}$ y $V_s$ .....	35
Cuadro N° 10: Parámetros de sismicidad local .....	39
Cuadro N° 11: Aceleraciones horizontales máximas para diferentes $T_r$ .....	40
Cuadro N° 12: Registros sísmicos empleados en el Ajuste Espectral .....	42
Cuadro N° 13: Aceleración de Fluencia ( $K_y$ ) por Falla .....	47
Cuadro N° 14: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed - Sismo de Lima ajustado 1970 .....	47
Cuadro N° 15: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed - Sismo de Lima ajustado 1974 .....	48
Cuadro N° 16: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed - Sismo de Pisco ajustado 2007 .....	48
Cuadro N° 17: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados analizados – Método de Makdisi y Seed .....	49
Cuadro N° 18: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 1970.....	55
Cuadro N° 19: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 1974.....	58
Cuadro N° 20: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 2007.....	61
Cuadro N° 21: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados analizados – Método de Makdisi y Seed .....	62
Cuadro N° 22: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados analizados – Método de Newmark .....	63

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1: Consideraciones del Método de Spencer.....	15
Figura N° 2: Superficie de falla a una profundidad “y” .....	17
Figura N° 3: Coeficiente Sísmico horizontal vs Factor de Seguridad .....	18
Figura N° 4: Cálculo de la deformación de corte y el amortiguamiento .....	19
Figura N° 5: Espectro de Respuesta Normalizado ( $\xi$ : 5, 10, 15 y 20%).....	21
Figura N° 6: Cálculo de la aceleración en la superficie de falla .....	22
Figura N° 7: Cálculo de las deformaciones permanentes en la falla .....	23
Figura N° 8: Curva de Histéresis Modelo Equivalente Lineal .....	25
Figura N° 9: Generación de la curva de reducción del módulo de corte.....	26
Figura N° 10: Iteraciones del Modelo Equivalente Lineal .....	26
Figura N° 11: Reglas extendidas de Masing .....	27
Figura N° 12: Curvas Prácticas del Relave grueso .....	35
Figura N° 13: Curvas Teóricas del Relave grueso .....	37
Figura N° 14: Comparación de curvas práctica y teórica .....	38
Figura N° 15: Espectro de peligro uniforme ( $T_r=475$ años) .....	40
Figura N° 16: Espectro de peligro determinístico .....	41
Figura N° 17: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Lima 1970.....	43
Figura N° 18: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Lima 1974.....	43
Figura N° 19: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Pisco 2007.....	44
Figura N° 20: Análisis Pseudoestático .....	45
Figura N° 21: Análisis de sensibilidad ( $y=H/4$ ) .....	46
Figura N° 22: Discretización del Modelo geotécnico .....	50
Figura N° 23: Malla deformada: Lima ajustado 1970 .....	50
Figura N° 24: Desplazamientos XY - Lima ajustado 1970.....	51
Figura N° 25: Vectores de desplazamiento–Lima ajustado 1970 .....	51
Figura N° 26: Desplazamientos XY en la corona –Lima ajustado 1970.....	52
Figura N° 27: Desplazamientos XY al pie del talud –Lima ajustado 1970 .....	52
Figura N° 28: Superficie de falla $y/H=0.25$ .....	54
Figura N° 29: Factor de Seguridad vs Tiempo (falla $y/H=0.25$ ) .....	54
Figura N° 30: Deformación vs tiempo ( $y/H=0.25$ ) .....	55
Figura N° 31: Malla deformada: Lima ajustado 1974 .....	56
Figura N° 32: Desplazamientos XY - Lima ajustado 1974.....	56
Figura N° 33: Vectores de desplazamiento –Lima ajustado 1974 .....	56
Figura N° 34: Falla superficial en el centro del talud .....	57

Figura N° 35: Factor de Seguridad vs Tiempo .....	57
Figura N° 36: Deformación vs tiempo .....	58
Figura N° 37: Malla deformada: Pisco ajustado 2007 .....	59
Figura N° 38: Desplazamientos XY - Pisco ajustado 2007 .....	59
Figura N° 39: Máximos desplazamientos –Pisco ajustado 2007 .....	59
Figura N° 40: Falla superficial al pie del talud .....	60
Figura N° 41: Factor de Seguridad vs Tiempo .....	60
Figura N° 42: Deformación vs tiempo .....	61

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

[C]: Matriz de Amortiguamiento

CU: Ensayo triaxial consolidado no drenado

$c'$ : Cohesión efectiva

$c_u$ : Cohesión total

[d]: Matriz de desplazamientos

E: Módulo de Young

$\xi$ : Amortiguamiento

[F]: Matriz de fuerzas sobre los nodos

F.S.: Factor de Seguridad

G: Módulo de corte

IGP: Instituto Geofísico del Perú

IP: Índice de plasticidad

[K]: Matriz de Rigidez

$K_h$ : Coeficiente pseudoestático horizontal adimensional

$K_{max}$ : Aceleración del suelo en la falla asumida

$K_v$ : Coeficiente pseudoestático vertical adimensional

$K_y$ : Aceleración de fluencia

[M]: Matriz de Masa

$N_{spt}$ : Número de golpes en el ensayo SPT

P.E.: Peso específico

PGA: Aceleración máxima del suelo

$\rho$ : Densidad



$\{R\}$ : Vector de cargas en los nodos

$T_0$ : periodo fundamental de la estructura

$T_r$ : Periodo de retorno

UU: Ensayo triaxial no consolidado no drenado

$\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$ : Vector de desplazamientos, velocidades y aceleraciones

$\ddot{u}_b(t)$  : Vector de aceleraciones nodales de la base de la malla

$V_s$ : Velocidad de ondas de corte

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ : frecuencia del primer, segundo y tercer modo de vibración.

$\gamma$ : Deformación de corte

$y/H$ : Relación altura de la falla entre altura total de la estructura

$\phi'$ : Ángulo de fricción efectiva

$\phi_\mu$ : Ángulo de fricción total

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la minera Condestable viene realizando sus labores extractivas en la zona de Mala-Cañete al sur de Lima. Debido a la continua generación de relaves en la planta metalúrgica, es necesaria una estructura capaz de almacenar estos residuos.

La Presa Condestable fue construida utilizando como material de conformación, el relave grueso generado mediante un proceso de ciclonaje, mientras que el relave fino es almacenado en el depósito de relaves N°4.

Por ubicarse en una zona sísmica, En nuestro país es muy probable que las construcciones estén expuestas a un evento telúrico y, debido a esto, los diseños se realizan considerando este tipo de cargas. Es así como, para la evaluación de la estabilidad de la Presa de relaves N°4 Condestable, se ha considerado la exposición de la presa ante un evento sísmico.

La evaluación de la estabilidad sísmica se puede realizar utilizando diferentes análisis, tales como: Análisis Pseudoestático y el Análisis de deformaciones permanentes.

Es objeto de este trabajo, analizar la estabilidad sísmica de la presa Condestable, utilizando los diferentes análisis mencionados, con la finalidad de entenderlos y reconocer sus ventajas y desventajas, así como su correcta aplicación.

## CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE

La evaluación de la estabilidad se lleva a cabo en el diseño de cualquier estructura que se proyecte construir. Al evaluar la estabilidad se busca asegurar su operatividad en el tiempo requerido. De esta manera, la estabilidad de una estructura está estrechamente relacionada con la seguridad que ofrece la misma al mantenerse operativa en un determinado tiempo de operación o tiempo de vida útil. Sin embargo, en una estructura que se encuentra expuesta a diferentes factores desestabilizadores se hace necesaria la evaluación de la estabilidad en diferentes aspectos.

La estabilidad, en el caso particular de una presa de relaves, se puede evaluar desde el aspecto químico, ambiental y físico. Es en este último campo en cual se llevará a cabo el presente trabajo.

La estabilidad física se divide en dos campos bien marcados: la estabilidad estática y la estabilidad sísmica. De manera sencilla, la evaluación de la estabilidad en el caso estático viene a ser una evaluación bajo condiciones de cargas estáticas; de similar manera, para el caso sísmico, bajo condiciones de cargas sísmicas.

En nuestro país, el cual se ubica en una zona altamente sísmica, las condiciones de cargas sísmicas en el análisis de cualquier estructura son de suma importancia. En el caso de las presas, los métodos de evaluación de la estabilidad sísmica han ido desarrollándose con el tiempo, tratando de acercarse a lo real en la medida de lo posible. De esta manera, la evaluación de la estabilidad sísmica, ha ido evolucionando de la mano con los métodos matemáticos cada vez más avanzados. Si bien estos métodos modelan la presa de manera más real, correspondiente a este modelamiento, los parámetros involucrados en el análisis de los suelos así como la cantidad de cargas comprometidas son cada vez mayores.

Inicialmente, el análisis más usado para la evaluación de la estabilidad sísmica fue el análisis pseudo-estático. Este análisis consiste en ubicar una carga cíclica constante en la base del modelo geotécnico asumido, asociando la estabilidad sísmica de la estructura a un factor de seguridad mínimo permisible de las superficies de falla generadas mediante el método de equilibrio límite y el método de dovelas.

Sin embargo, existen otros análisis para evaluar la estabilidad sísmica, este es el caso del cálculo de deformaciones. Si bien en el análisis pseudo-estático se utiliza un factor de seguridad mínimo admisible, en el caso del análisis de deformaciones se utiliza una deformación mínima admisible para evaluar la estabilidad.

Existen métodos simplificados para el cálculo de deformaciones permanentes, entre los cuales se puede mencionar los métodos de Newmark, Makdisi-Seed y Bray Travasarou. Estos métodos permiten calcular las deformaciones en una superficie de falla seleccionada. Las superficies de falla seleccionadas, según esta metodología, se ubican a diferentes alturas de la presa, comprometiendo así varias situaciones de posibles fallas. Estos métodos utilizan un registro sísmico (a diferencia del análisis pseudo-estático) el cual debe ser seleccionado de acuerdo a las condiciones de sitio que presente la estructura.

Más reciente, sin embargo, ha surgido el método de elementos finitos en el cual se discretiza el modelo geotécnico a analizar por medio de una malla compuesta por nodos en los cuales, por medio de operaciones matriciales, se determina el desplazamiento en cada uno; generando finalmente la deformada de la sección propuesta (modelo geotécnico).

Con simple lógica se puede observar que los métodos pseudoestático y de cálculo de deformaciones no son comparables debido a que la estabilidad es medida con diferentes apreciaciones (factor de seguridad y deformación mínima permisible), pero los métodos de deformaciones sí pueden compararse entre sí. Sin embargo, de cada método podemos concluir sus ventajas y desventajas, y usarlos de manera correcta según sea el caso en que se encuentre.

Actualmente en nuestro país, el análisis pseudoestático es ampliamente usado, sin embargo cada vez se sugiere análisis de deformaciones debido a las grandes dimensiones que tienen las presas en Perú. De esta manera, es importante realizar los análisis solicitados por las entidades públicas que regulan la construcción de las presas.

El presente trabajo está orientado a la evaluación de la estabilidad sísmica de una presa utilizando tanto el análisis pseudoestático como el de deformaciones permanentes, con la finalidad de comprender cada uno de ellos y utilizarlos de manera adecuada para la evaluación de la estabilidad.

## **CAPÍTULO II: GENERALIDADES**

### **2.1 OBJETIVOS**

#### a) Objetivo principal

Realizar la evaluación de la estabilidad sísmica mediante el análisis pseudoestático y el análisis de deformaciones permanentes, usando los métodos que involucran cada uno de ellos.

#### b) Objetivos Específicos

Determinar las condiciones en las cuales es apropiada la evaluación de la estabilidad con el método de equilibrio límite y el cálculo de deformaciones.

Evaluar las propiedades geotécnicas del relave grueso y su comportamiento como material de conformación de la presa.

- Determinar los parámetros sísmicos y geotécnicos implicados en la evaluación de la estabilidad sísmica de una presa de relaves.

### **2.2 UBICACIÓN Y ACCESO A LA ZONA DEL PROYECTO**

El actual Depósito de Relaves Vinchos de Condestable, se ubica, en el Distrito de Mala, Provincia de Cañete y Departamento de Lima.

El acceso desde Lima hasta la zona de estudio se realiza por vía terrestre, siguiendo la Carretera Panamericana Sur hasta la localidad de Mala, en un viaje aproximado de una hora y cuarenta minutos, llegando a la altura del balneario de Bujama Alta y desde allí se toma un desvío por una carretera afirmada en buen estado hasta llegar a la unidad Minera. En el Cuadro N°1, se detallan las distancias recorridas:

**Cuadro N° 1: Ruta de acceso al proyecto**

TRAMO	DIST. (km)	TIPO DE CARRETERA	DIST. ACUMULADA (km)
Lima – Panamericana Sur Km.90 (Ex Peaje Bujama)	90	Asfaltada	90
Panamericana Sur- Desvío Mina Condestable (Ant. Panamericana Sur)	6	Asfaltada	96
Desvío Mina Condestable – Garita Mina Condestable	1	Afirmada	97
Garita Mina Condestable - Deposito de Relaves Vinchos	2	Afirmada	99

### 2.3 CLIMA Y TOPOGRAFÍA

La temperatura media máxima varía de 26°C a 30°C y la mínima de 20°C a 25°C, con escasas precipitaciones pluviales a lo largo del año y con altas temperaturas y mucha radiación solar entre los meses de Septiembre a Marzo.

La topografía es ondulada y está constituida por colinas de rocas volcánicas, con presencia de quebradas secas sometidas a procesos erosivos, formando depósitos eólicos en las zonas bajas. Dichos depósitos han sido producidos por la acción del viento. En los flancos de las quebradas se presentan depósitos coluviales y en los cauces depósitos coluvio-aluviales. La vegetación prácticamente es nula debido al clima árido, en épocas de mucha nubosidad crece algo de vegetación en las laderas.

## CAPÍTULO III: FUNDAMENTO TEÓRICO

### 3.1 ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO

#### 3.1.1 DEFINICIÓN

El análisis pseudostático es un análisis en el cual se permite evaluar la estabilidad de un talud considerando un factor de seguridad mínimo permisible. El factor de seguridad mínimo permisible es un valor adimensional calculado producto de la división entre los momentos o fuerzas actuantes y resistentes. Para este análisis se aplica una carga cíclica horizontal en la base del modelo. Esta carga es obtenida multiplicando el peso de la masa deslizante por un factor de coeficiente lateral sísmico.

Existen diferentes criterios y recomendaciones para tomar un valor del factor de seguridad mínimo permisible así como para la elección del coeficiente lateral sísmico, tal es el caso de Seed (1979), Marcuson (1981) entre otros.

De acuerdo con Kramer (1996) el criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984) debe ser adecuado para la mayoría de taludes. Este criterio asume un factor mínimo admisible igual a 1. Según Kramer las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas aplicadas en el centro de gravedad son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

$a_h$  y  $a_v$ : aceleración horizontal y vertical.

$k_h$  y  $k_v$ : coeficiente pseudostático horizontal y vertical adimensionales (coeficientes sísmicos)

$W$ : peso de la masa de la falla

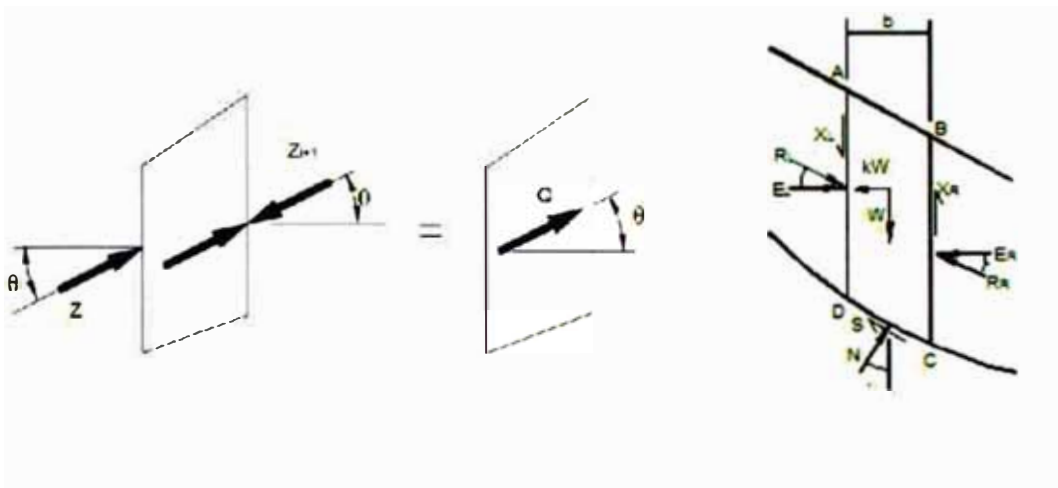
Es importante mencionar que usualmente se suele despreciar la componente vertical debido a que las ondas de corte incidentes son verticales.

### 3.1.2 MÉTODO DE DOVELAS

El método de dovelas es un procedimiento aplicado en el análisis pseudoestático para la obtención del factor de seguridad. Consiste en la división de la masa deslizante en franjas verticales contiguas con la finalidad de analizar en cada una de ellas el equilibrio. Para la evaluación de la estabilidad en cada una de las dovelas, existen diferentes métodos, los cuales establecen ecuaciones para satisfacer las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos. Entre estos métodos podemos mencionar: Método de Bishop, Método de Fellenius, Método de Spencer entre otros.

#### MÉTODO DE SPENCER

En el presente informe se empleó el método de Spencer por ser el más completo. Este método asume que las fuerzas entre las dovelas tienen la misma inclinación, vale decir que son paralelas.



**Figura N° 1: Consideraciones del Método de Spencer**

Cabe resaltar que el método de Spencer trabaja tanto para superficies de falla circulares como no circulares. Este método plantea dos ecuaciones de equilibrio, una de fuerzas y otra de momentos; las cuales se resuelven para calcular el factor de seguridad de la superficie analizada y los ángulos de inclinación entre las dovelas.

Mediante un proceso repetitivo, el cual inicia al asumir un valor del factor de seguridad, se calcula las variables requeridas. El proceso culmina cuando el valor asumido y el resultante convergen con un nivel de error aceptable (tolerancia).



## **3.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES**

### **3.2.1 DEFINICIÓN**

El análisis de deformaciones permanentes es un análisis el cual permite evaluar la estabilidad de una estructura luego de un evento sísmico utilizando como criterio las deformaciones permanentes originadas.

Diferentes autores han propuesto métodos para el cálculo de deformaciones permanentes. Newmark (1965) y Seed (1966) propone un método para analizar las deformaciones permanentes que originaría un evento sísmico. Por otro lado, Seed y Martin (1966) utilizaron el análisis de viga de corte para estudiar la respuesta dinámica de un talud ante un evento sísmico.

La Interantional Commission on Large Dams (ICOLD 1975) indica que en terraplenes de gran altura es necesario realizar un análisis dinámico para investigar cualquier deficiencia que puede tener un análisis pseudoestático. Esto es así debido a que en ensayos y observaciones realizadas se observó que la aceleración horizontal aplicada variaba a través de la altura de la presa.

### **3.2.2 MÉTODO SIMPLIFICADO DE MAKDISI Y SEED**

#### **A) METODOLOGÍA**

El método de Makdisi y Seed es un método simplificado que tiene como objetivo el cálculo de deformaciones permanentes en una superficie de falla debido a la aplicación esfuerzos generados por un sismo.

Este método nos permite obtener un rango de posibles deformaciones a ocurrir en una determinada superficie de falla, la cual deberá ser definida previamente al análisis.

Para definir el sismo que se aplicará, se debe tener en cuenta que la magnitud obtenida en el estudio de peligro sísmico debe ser cercana (sino igual) al sismo histórico que se piensa aplicar. También se debe tener en cuenta que los valores de los PGA's deben ser cercanos de manera que el análisis sea congruente.

En caso no se tenga disponible un sismo con tales características, se puede escalar alguno, con una magnitud parecida, al PGA que se requiera. Aunque anteriormente se realizaba este tipo de artificios a un sismo, es mucho más

recomendable obtener un sismo con las características requeridas sin proceder a escalamiento alguno.

Otra alternativa es utilizar los llamados espectros sintéticos, los cuales se originan producto de un ajuste espectral de un sismo ocurrido, aproximándose de esta manera al espectro de respuesta de la zona en la cual se ubica la estructura.

## B) PROCEDIMIENTO

### B.1) SELECCIÓN DE SUPERFICIES DE FALLA

En primer lugar, para calcular las deformaciones, se debe seleccionar superficies de fallas las cuales serán elegidas de acuerdo a un análisis de estabilidad estático que proporcione información sobre las potenciales superficies de falla con un factor de seguridad mínimo.

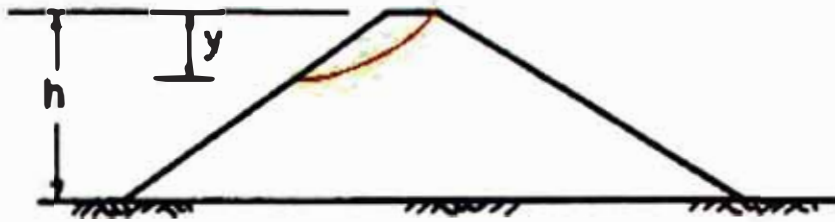


Figura N° 2: Superficie de falla a una profundidad “y”

Para un caso general se recomienda ubicar superficies de falla a las siguientes profundidades:

Cuadro N° 2: Localización general de fallas

	FALLA 1	FALLA 2	FALLA 3	FALLA 4
y/H	0.25	0.5	0.75	1.00

Dependiendo de las particularidades que existan en cada presa, es debe asumir superficies de fallas con probables factores de seguridad mínimos.

## B.2) CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES DE FLUENCIA

Luego de definir las superficies de falla se procede a determinar la aceleración de fluencia de cada una de ellas. La aceleración de fluencia asociada a una superficie de falla es aquella aceleración que origina un factor de seguridad igual a 1 al aplicar un análisis de sensibilidad al modelo geotécnico.

El análisis de sensibilidad se realiza variando la aceleración horizontal sísmica asumida y, de acuerdo a esto, el factor de seguridad variará en forma directamente proporcional a la aceleración.

La aceleración que corresponde a un factor de seguridad igual a 1 se denomina aceleración de fluencia. A continuación se presenta la variación del coeficiente sísmico versus el factor de seguridad:

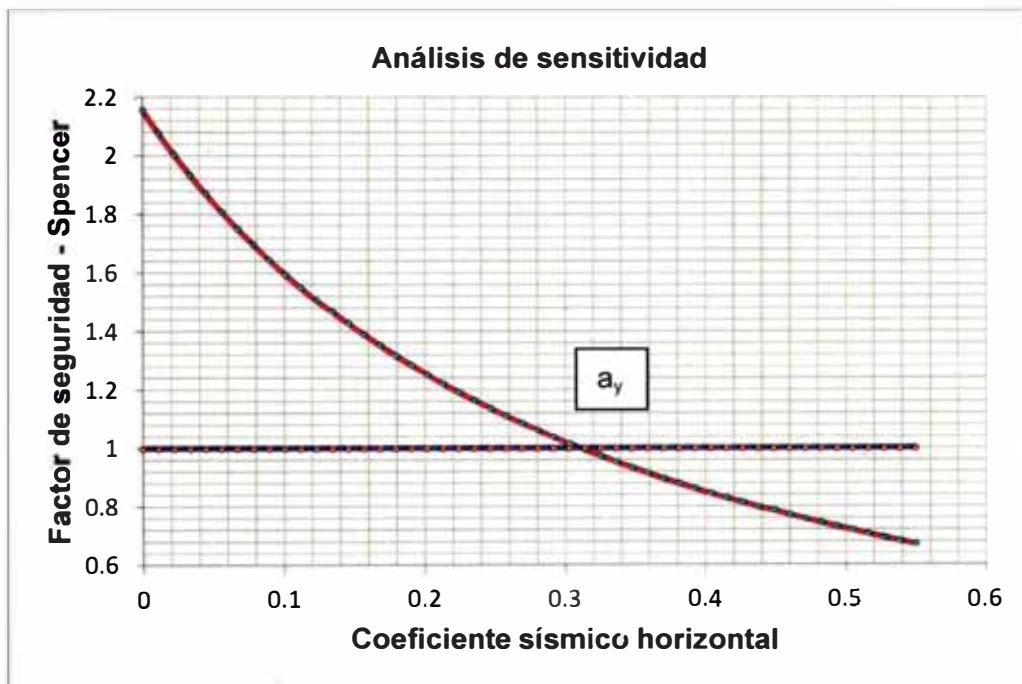


Figura N° 3: Coeficiente Sísmico horizontal vs Factor de Seguridad



### B.3) CÁLCULO DEL MÓDULO DE CORTE MÁXIMO

El módulo de corte se determina utilizando el máximo valor de la velocidad de ondas de corte mediante la siguiente ecuación:

$$G_{max} = \rho V_{max}^2$$

Donde:

- $G_{max}$ : Módulo de corte máximo
- $\rho$ : Densidad
- $V_{max}$ : Velocidad máxima de Ondas de Corte

### B.4) PROCEDIMIENTO DE ITERACIONES

Habiéndose calculado los valores máximos del módulo de corte y velocidad de ondas de corte, se realiza un proceso iterativo para el cálculo de la velocidad de ondas de corte empezando por asumir un valor inicial.

La relación que guarda la velocidad de las ondas de corte y el módulo de corte es la siguiente:

$$\frac{G}{G_{max}} = \left(\frac{V}{V_{max}}\right)^2$$

Luego de haber obtenido el valor de la relación entre el modulo de corte y el modulo de corte máximo se deberá calcular el valor de la deformación de corte. Esta deformación se puede calcular de acuerdo al tipo de suelo que se tenga. Cada suelo (sea arena, arcilla, grava, etc) tiene una relación entre  $G/G_{max}$  y la deformación de corte.

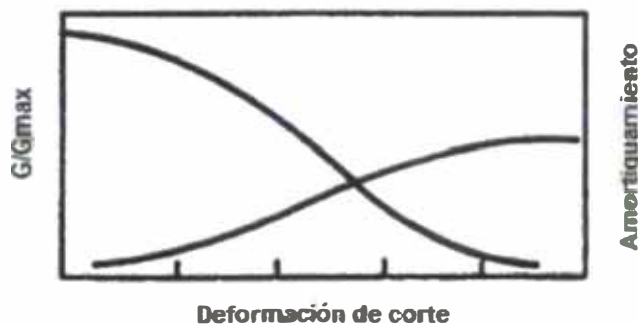


Figura N° 4: Cálculo de la deformación de corte y el amortiguamiento

Como se observa en la gráfica superior, a una deformación de corte determinada le corresponde un valor de amortiguamiento y de  $G/G_{\max}$ .

Este valor del amortiguamiento influirá en el análisis al momento del cálculo del espectro de respuesta.

### B.5) CÁLCULO DE FRECUENCIAS

En el cálculo de la deformación permanente se considera el aporte de las tres primeras formas modales o modos de vibración. De esta manera el cálculo de frecuencias naturales se realiza de la siguiente manera:

$$\omega_1 = 2.4 V_s/h$$

$$\omega_2 = 5.52 V_s/h$$

$$\omega_3 = 8.65 V_s/h$$

Donde:

$\omega_1$ : frecuencia del primer modo de vibración.

$\omega_2$ : frecuencia del segundo modo de vibración.

$\omega_3$ : frecuencia del tercer modo de vibración.

$V_s$ : Velocidad de ondas de corte asumida.

$h$ : Altura total de la Presa.

Por consiguiente el periodo correspondiente a cada modo de vibración será:

$$T = 2\pi/\omega$$

### B.6) CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES ESPECTRALES

Las aceleraciones espectrales se calculan en el espectro normalizado. Este espectro es resultado de la normalización de las aceleraciones (división de cada una de las aceleraciones espectrales entre la aceleración máxima) y está asociado a un movimiento sísmico con un determinado amortiguamiento. El movimiento sísmico deberá ser escogido de acuerdo a lo establecido en el peligro sísmico.

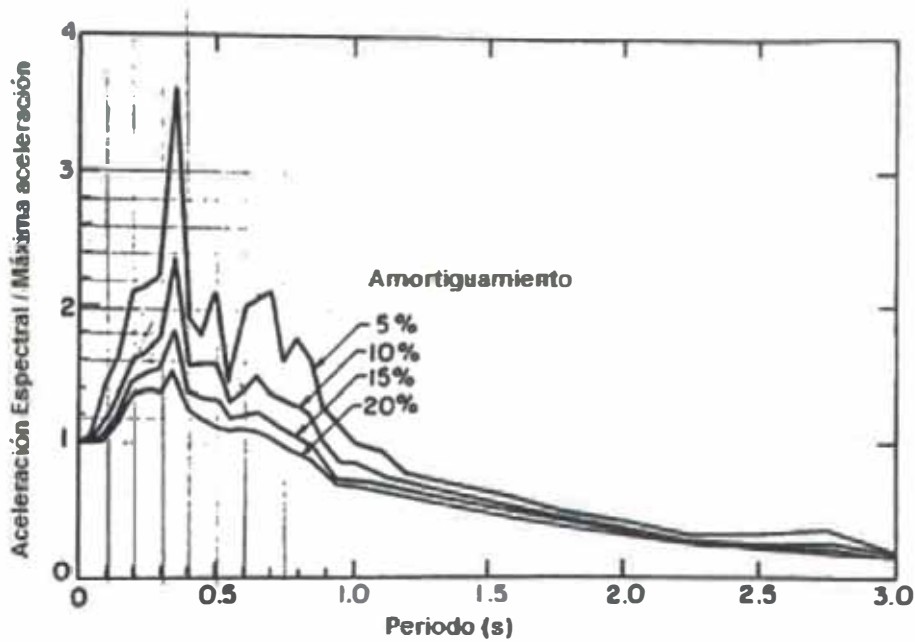


Figura N° 5: Espectro de Respuesta Normalizado ( $\xi$ : 5, 10, 15 y 20%)

### B.7) CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA

Para calcular la aceleración máxima en la corona es necesario conocer el aporte de cada modo de vibración. Este aporte está definido por los siguientes coeficientes:

$$\phi_1(0) = 1.6$$

$$\ddot{u}_{1_{max}} = \phi_1(0)S_{a1} \approx 1.60S_{a1}$$

$$\phi_2(0) = 1.06$$

$$\ddot{u}_{2_{max}} = \phi_2(0)S_{a2} \approx 1.06S_{a1}$$

$$\phi_3(0) = 0.86$$

$$\ddot{u}_{3_{max}} = \phi_3(0)S_{a3} = 0.86S_{a1}$$

De esta manera la aceleración máxima en la corona será:

$$\ddot{u} = \left[ \sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n_{max}})^2 \right]^{1/2}$$

### B.8) CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN DE CORTE EQUIVALENTE

El cálculo de la deformación de corte equivalente se realiza de la siguiente manera:

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{h}{V_s^2} S_{a1}$$

Este valor resultante será el nuevo valor considerado para la deformación de corte. Desde este punto empieza una nueva iteración, es decir se vuelve a realizar el proceso para obtener una nueva deformación de corte.

El proceso se repetirá hasta que el valor asumido y el calculado de la deformación de corte converjan con una determinada tolerancia.

### B.9) CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN EN LA SUPERFICIE DE FALLA (kmax)

Makdisi y Seed recolectaron información de casos históricos de presas y realizaron simulaciones de las presas utilizando criterios como el de la viga de corte y elementos finitos. Con esta información elaboraron la gráfica que se presenta a continuación:

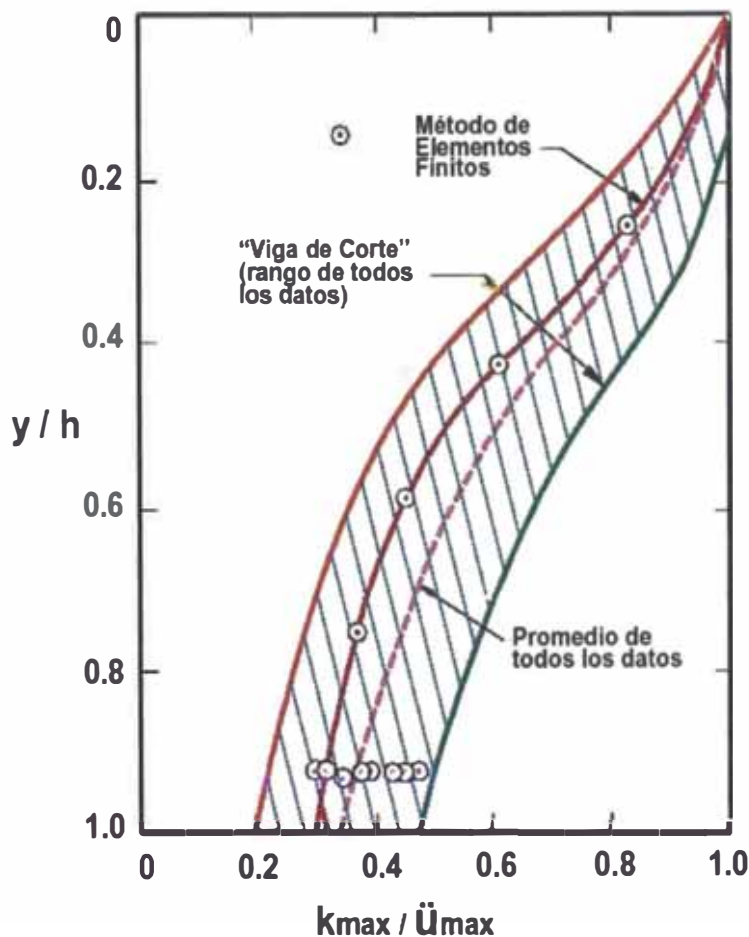


Figura N° 6: Cálculo de la aceleración en la superficie de falla

Mediante este gráfico se calcula la aceleración máxima del suelo en la superficie de falla asumida utilizando como datos de ingreso la relación  $y/H$  (profundidad de la falla entre la altura total) y la aceleración máxima en la corona.

### B.10) CÁLCULO DE DEFORMACIONES

De la misma manera, utilizando un conjunto de casos históricos se desarrollo el siguiente gráfico en el cual se calculan las deformaciones permanentes en la superficie de falla analizada considerando una determinada magnitud del sismo.

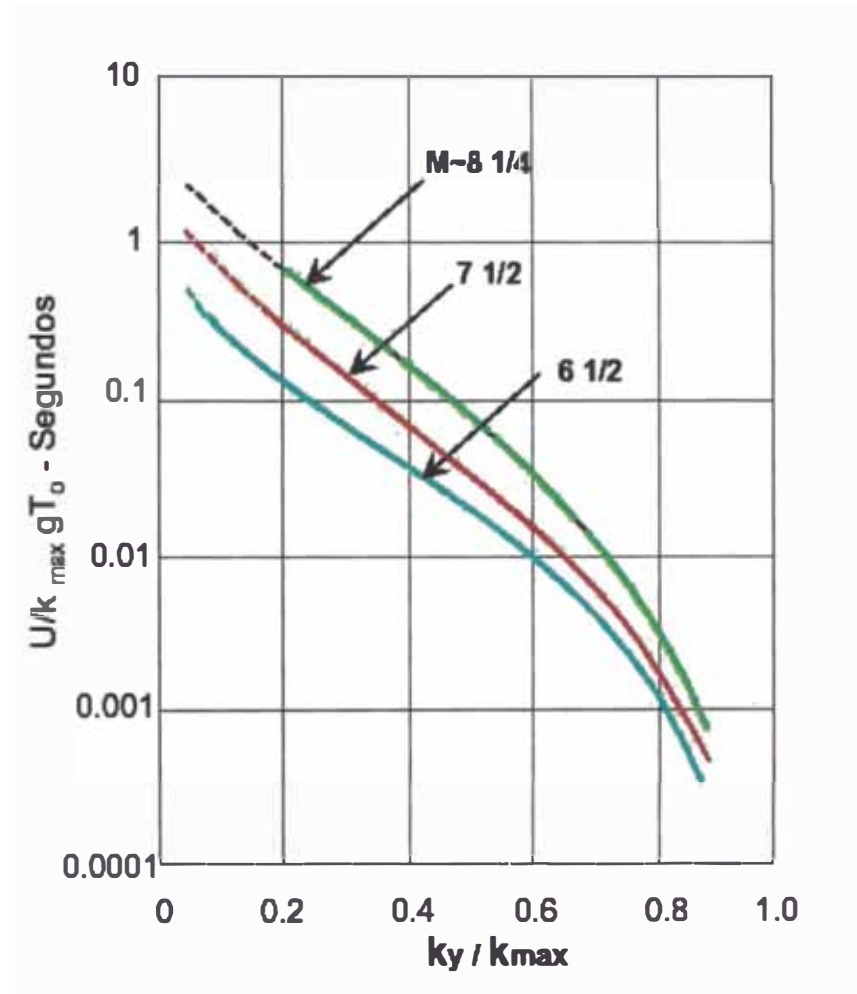


Figura N° 7: Cálculo de las deformaciones permanentes en la falla

Donde:

$K_y$ : Aceleración de fluencia para la falla asumida.

$K_{max}$ : Aceleración del suelo en la falla asumida.

$g$ : Aceleración de la gravedad.



To: Periodo Fundamental de la presa a una determinada profundidad.

U: Deformación Permanente.

### 3.2.3 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El cálculo de deformaciones en una presa aplicando elementos finitos consiste en la discretización de la estructura mediante una serie de elementos continuos conectados a través de puntos comunes llamados nodos. Dentro de cada uno de estos nodos, se plantean ecuaciones constitutivas en función de los valores de movimiento y de las condiciones de contorno.

Una expresión básica para entender el procedimiento del cálculo sería:

$$[F] = [K][d]$$

Donde:

[K]: Matriz de Rigidez

[F]: Matriz de fuerzas sobre los nodos

[d]: Matriz de desplazamientos

En general, las ecuaciones globales de movimiento en el método de elementos finitos son expresadas por:

$$[K]\{u\} + [C]\{\dot{u}\} + [M]\{\ddot{u}\} = \{R(t)\}$$

[K]: Matriz de Rigidez

[C]: Matriz de Amortiguamiento

[M]: Matriz de Masa

$\{u\}$ ,  $\{\dot{u}\}$ ,  $\{\ddot{u}\}$ : Vector de desplazamientos, velocidades y aceleraciones

$\{R\}$ : Vector de cargas en los nodos

Para un análisis bajo cargas sísmicas, la ecuación resultaría de la siguiente manera:

$$[K]\{u\} + [C]\{\dot{u}\} + [M]\{\ddot{u}\} = -[M][I]\{\ddot{u}_b(t)\}$$

Donde:

[I]: Matriz Identidad

$\ddot{u}_b(t)$  : Vector de aceleraciones nodales de la base de la malla

Para el cálculo de los desplazamientos (vector desplazamientos) se ensambla las matrices de rigidez, amortiguamiento y masa, así como el vector de cargas.

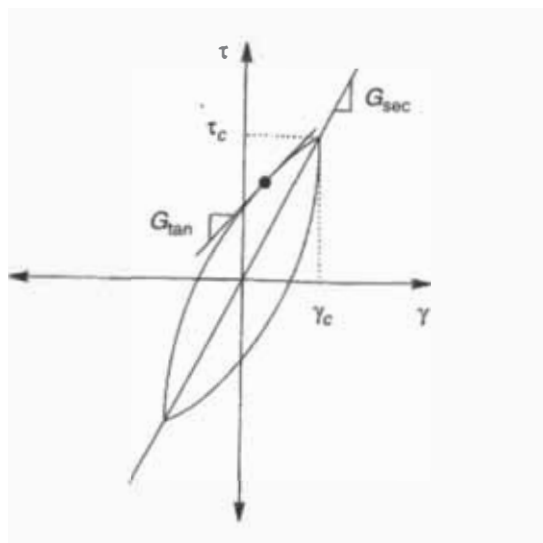
Reemplazando en la ecuación mostrada; se hallan los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento. Finalmente, se desensambla las matrices para obtener los desplazamientos en cada nodo.

De esta manera se pueden obtener las tensiones y desplazamientos en cualquier nodo de la estructura.

### 3.4 MODELOS CONSTITUTIVOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

#### 3.4.1 MODELO EQUIVALENTE LINEAL

El modelo lineal equivalente simula la respuesta de un suelo ante una carga cíclica aproximando la curva histéretica esfuerzo-deformación a una curva cerrada, es decir, sin deformaciones permanentes.



**Figura N° 8: Curva de Histéresis Modelo Equivalente Lineal**

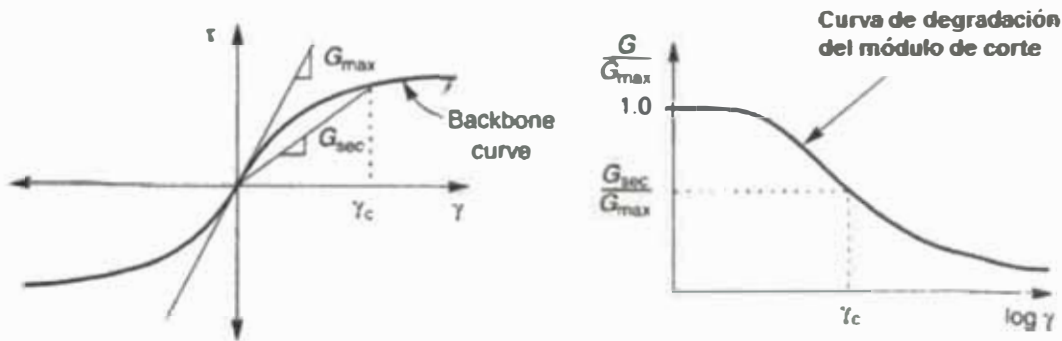
La inclinación de la curva de histéresis arroja el valor de  $G_{tan}$ , el cual varía a través de la aplicación de la carga cíclica. El valor promedio es denominado  $G_{sec}$ .

$G_{sec}$  describe la inclinación general de la curva de histéresis. Por otro lado el amortiguamiento es calculado como:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{curva}}{G_{sec} \gamma_c^2}$$

$G_{sec}$  y  $\xi$  son referidos como los parámetros lineal-equivalente.

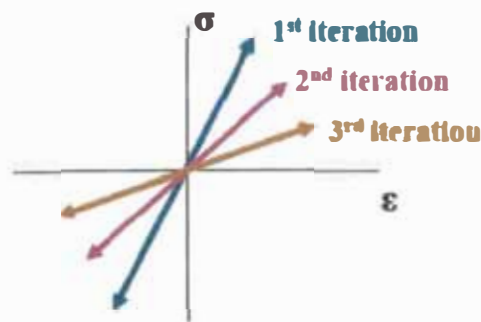
La curva histerética se suele transformar en la curva de reducción del módulo de corte utilizando la relación  $\log \gamma$  versus  $G_{sec}/G_{tan}$  como se muestra en la siguiente gráfica:



**Figura N° 9: Generación de la curva de reducción del módulo de corte**

Cada deformación cortante está asociada a una relación entre el  $G_{max}$  y el  $G_{sec}$ .

El modelo equivalente lineal asume como una recta la curva histerética para los diferentes niveles de deformación, arrojando resultados de deformación basándose en la última iteración procesada.



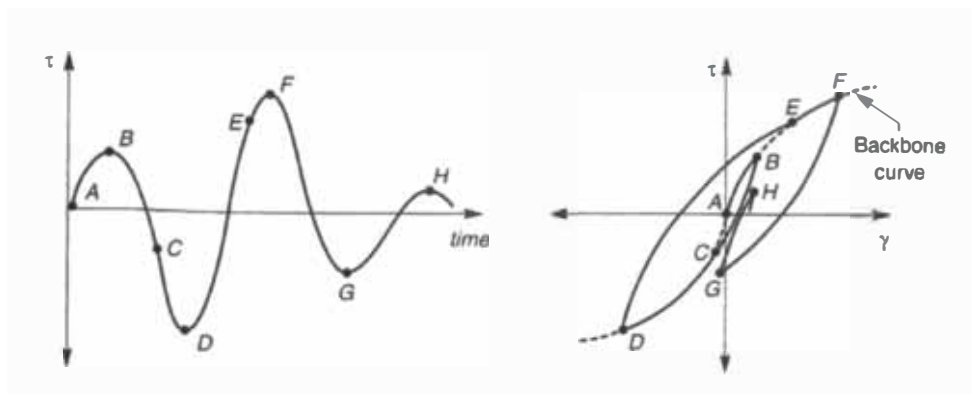
**Figura N° 10: Iteraciones del Modelo Equivalente Lineal**

Esto muestra que para poder analizar el comportamiento del suelo en este modelo se realiza una equivalencia lineal de la curva histerética.

### 3.4.2 MODELO CÍCLICOS NO LINEAL

El comportamiento no lineal del suelo es representado por un modelo cíclico que sigue una trayectoria tensión-deformación durante la aplicación de la carga sísmica.

El modelo basa su método de respuesta sísmica del suelo en un conjunto de reglas extendidas de Masing. Estas reglas establecen la forma del ciclo considerando la curva "backbone" que traza la trayectoria de la curva de histéresis.



**Figura N° 11: Reglas extendidas de Masing**

Como se puede observar en las gráficas mostradas, en el modelo cíclico no lineal no necesariamente para los esfuerzos cortantes iguales a cero las deformaciones de corte serán cero. Esto nos muestra que el modelo cíclico no lineal tiene la facultad de desarrollar deformaciones permanentes, lo cual no sucede con el modelo equivalente lineal.

De esta manera, la rigidez en el modelo esfuerzo-deformación no solo depende de la amplitud de la curva de histéresis como lo define el modelo equivalente lineal, sino también de la historia de deformaciones del suelo.

### 3.4.3 MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS

Estos modelos son más precisos para la representación de un suelo. Permite un análisis considerando variaciones en la historia de tensiones, endurecimiento del suelo, presiones de poro, deformaciones permanentes entre otros.

Sin embargo, debido a que es más preciso, tiene como desventaja la necesidad de tener más cantidad de parámetros del material para su modelamiento, siendo algunos de ellos difíciles de ser obtenidos en ensayos de laboratorio.

## CAPITULO IV: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

### 4.1 EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS

Las investigaciones geotécnicas son aquellas inspecciones que se realizan en campo y que, principalmente, tienen la finalidad de extraer muestras representativas de los materiales para ser ensayadas en laboratorio y determinar las propiedades geotécnicas.

Debido al continuo recrecimiento y con la finalidad de controlar la estabilidad del depósito de relaves N°4 Condestable, se realizaron investigaciones geotécnicas para conocer las propiedades de los materiales que están involucrados en el diseño.

En el año 2013, se realizaron las últimas investigaciones geotécnicas en el depósito N°4 hasta la fecha. En esta oportunidad se ejecutaron 06 calicatas y 06 perforaciones para realizar ensayos SPT. De los trabajos realizados en campo se presenta la siguiente descripción de las exploraciones mencionadas:

**Cuadro N° 3: Descripción de las calicatas**

Calicatas	Tipo de Muestra	Ubicación	Coordenadas		Cota (msnm)	Prof. (m)	SUCS
			Norte	Este			
C-1	Relave	Corona del Dique	8596809	326477	224.00	3.00	SM
C-2	Relave	Corona del Dique	8596726	326558	224.50	3.00	SM
C-3	Relave	Corona del Dique	8596602	326684	225.00	3.00	SM
C-4	Relave	Talud Aguas Abajo Dique	8596788	326433	209.50	3.00	SM
C-5	Relave	Talud Aguas Abajo Dique	8596689	326528	207.00	3.00	SM
C-6	Relave	Talud Aguas Abajo Dique	8596555	326654	206.00	3.00	SM

**Cuadro N° 4: Descripción de las perforaciones**

Perforación	Ubicación	Coordenadas		Cota (msnm)	Prof (m)
		Norte	Este		
P-1	Corona del Dique	8596784	356502	238	25.0
P-2	Corona del Dique	8596667	326622	238	25.0
P-3	Corona del Dique	8596524	326762	243	25.0
P-4	Talud Aguas Abajo Dique	8596712	326454	206	17.0
P-5	Talud Aguas Abajo Dique	8596612	326575	210	25.0
P-6	Talud Aguas Abajo Dique	8596478	326730	217	25.0

No se encontró la presencia de nivel freático ni contacto con roca

## 4.2 ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo ayudan a caracterizar los suelos estudiados así como a calcular las propiedades de los materiales in-situ.

En esta ocasión se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayo de densidad de campo
- Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.)

### 4.2.1 ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO

El ensayo de densidad de campo se realizó mediante el método del cono de arena, siguiendo la Norma ASTM D 1556. A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

**Cuadro N° 5: Resumen de Ensayos de Densidad de Campo**

Calicatas	Prof. (m)	Densidad Natural (KN/m3)	Humedad (%)	Densidad Seca (KN/m3)	Clasificación (SUCS)	Tipo de Muestra
C-1	1.50	17.45	4.31	16.73	SM	Relave
	3.00	22.21	6.72	20.81	SM	Relave
C-2	1.50	17.66	5.69	16.71	SM	Relave
	3.00	18.61	8.09	17.22	SM	Relave
C-3	1.50	15.38	4.80	14.67	SM	Relave
	3.00	16.23	5.13	15.44	SM	Relave
C-4	1.50	19.74	5.61	18.69	SM	Relave
	3.00	18.35	6.44	17.24	SM	Relave
C-5	1.50	17.37	6.29	16.35	SM	Relave
	3.00	15.95	4.83	15.22	SM	Relave
C-6	1.50	19.56	6.11	18.44	SM	Relave
	3.00	18.11	7.09	16.91	SM	Relave

Los ensayos de campo se adjuntan en el Anexo I.



#### 4.2.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)

Los ensayos de penetración estándar se realizaron siguiendo la Norma ASTM D 1586. En ellos se obtuvo como resultados una variación del número de golpes que fluctúa desde 5-10 golpes en las capas superficiales (de 0-10 metros) y de 20-25 golpes en las capas más profundas (de 20-25 metros). Los registros de las perforaciones ejecutadas se adjuntan en el Anexo I.

También se realizaron Ensayos de campo en años anteriores, los cuales se adjuntan en el Anexo I.

#### 4.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizó los siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayos de Laboratorio Estándar
- Ensayos de Laboratorio Especiales
  - Ensayos de comprensión triaxial consolidado no drenado (C.U.)
  - Ensayos de comprensión triaxial no consolidado no drenado (U.U.)

#### 4.2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO ESTÁNDAR

Se llevaron a cabo ensayos estándar de laboratorio a las muestras obtenidas de las calicatas con fines de caracterizar y clasificar las muestras, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Los resultados de los ensayos estándar se resumen en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 6: Resumen de Ensayos de Laboratorio Estándar (Año 2013)**

Calicatas	Granulometría por Tamizado			Humedad (%)	Limite Líquido (%)	IP (%)	P.E. <N°4	SUCS	Tipo de Muestra
	%	%	%						
	Grava	Arena	Finos						
C-1	0	76.0	24.0	5.5	N.P.	N.P	2.91	SM	Relave
C-3	0	76.9	23.1	6.2	N.P.	N.P	2.90	SM	Relave
C-4	0	75.8	24.2	5.9	N.P.	N.P	2.88	SM	Relave
C-5	0	78.7	21.3	3.7	N.P.	N.P	2.97	SM	Relave
C-6	0	76.0	24.0	5.7	N.P.	N.P	2.90	SM	Relave

#### 4.2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO ESPECIALES

Como ensayos de laboratorio especiales se puede mencionar al ensayo triaxial, del cual se obtuvieron los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del suelo ensayado.

Los ensayos triaxiales realizados fueron tanto como el CU (consolidado-no drenado) y UU (no consolidado – no drenado). Los resultados obtenidos se muestran en la tabla a continuación:

**Cuadro N° 7: Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales (Año 2013)**

Calicata	S.U.C.S.	Densidad Humeda (KN/m3)	Densidad Seca (KN/m3)	Parámetros de Resistencia Efectivos (*)		Parámetros de Resistencia Totales (*)	
				C' (kPa)	$\phi'$	$C_{\mu}$ (kPa)	$\phi_{\mu}$
				C-5	SM	18.0	17.0

También se realizaron ensayos de laboratorio en años anteriores. Los resultados se adjuntan en el Anexo II.

#### 4.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ASIGNADOS

De los ensayos de campo y laboratorio realizados hasta la fecha, se definió la presencia de los siguientes materiales:

- Relaves Gruesos
- Relaves Finos
- Cimentación (capa gravosa)
- Cimentación (capa arenosa)
- Cimentación (roca Andesita)

De esta manera, se seleccionó los siguientes parámetros geotécnicos con la finalidad de evaluar la estabilidad del depósito.

**Cuadro N° 8: Parámetros geotécnicos asignados de los materiales**

Condición	S.U.C.S.	Densidad Natural (KN/m <sup>3</sup> )	Parámetros de Resistencia			
			C' (kPa)	$\phi'$	C $\mu$ (kPa)	$\phi\mu$
Relaves Gruesos	SM	17.3	0.0	37°	0.0	35°
Relaves Finos	ML	16.0	0.0	25°	0.0	10°
Cimentación	GP-GM	21.0	0.0	42°	0.0	36°
Cimentación (Roca Andesita)	--	26.0	230	28°	230	28°
Cimentación	SP-SM	19.5	0	37°	0.0	31°

Para la determinación de las deformaciones ocurridas debido a un evento sísmico, como se señaló en el fundamento teórico, es necesaria la determinación de las curvas de variación del módulo de corte y amortiguamiento. En tal sentido, se elaboraron las curvas mencionadas utilizando los ensayos realizados en campo (Número de golpes del SPT) así como la verificación con curvas teóricas, en particular para este caso, se utilizó la curva de Ishibashi y Zhang (1993).

La elección de las curvas propuestas por Ishibashi y Zhang tiene como sustento el trabajo realizado por Borja Castillo Raquel y Pretell Ductram Anthony en el cual se comparan las diferentes curvas de degradación teóricas con la curva real obtenida de ensayos triaxiales cíclicos de un relave ("Comparación de curvas del módulo de corte con resultados triaxiales cíclicos y análisis de respuesta sísmica), los cuales son los necesarios para obtener la información necesaria para el análisis de deformaciones permanentes.

#### **4.3.1 CORRELACIÓN ENTRE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE Y NÚMERO DE GOLPES**

Es necesario comprender que si bien no se cuenta con ensayos triaxiales cíclicos (lo que ocurre en la mayoría de casos de evaluación de estabilidad sísmica en proyectos mineros) se cuenta con equivalencia de velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) y el número de golpes realizados en el ensayo SPT. Esta correlación se ha estudiado a profundidad por diferentes autores, arrojando

diferentes resultados de las cuales se ha escogido la correlación de Ohta y Goto (1978).

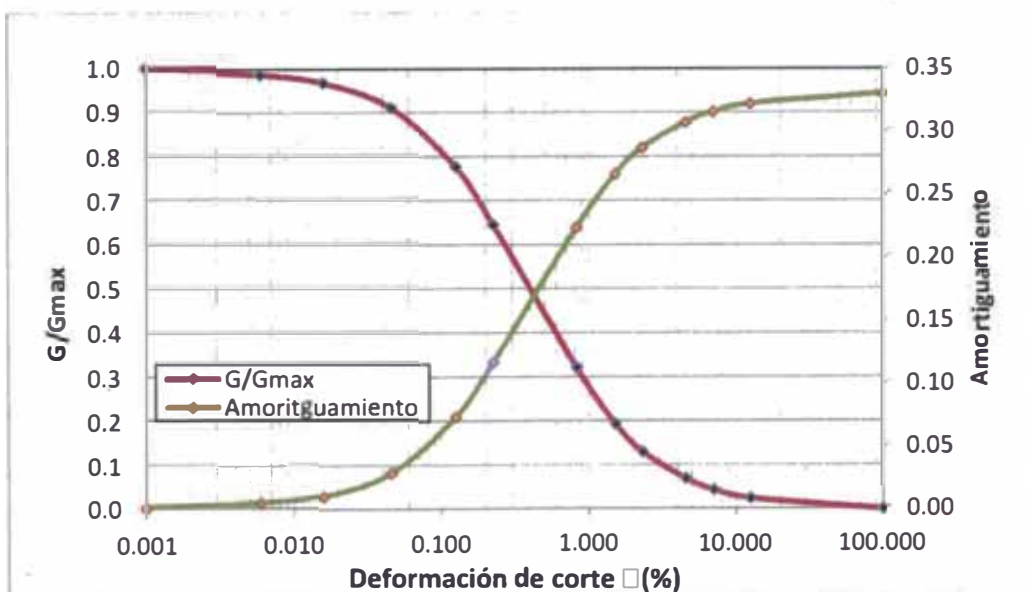
**Cuadro N° 9: Correlaciones  $N_{SPT}$  y  $V_s$**

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76 N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s = 34 N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = a N^b$	a=102, b=0.29 Arcilla Holoceno a= 81, b=0.33 Arena Holoceno a=114, b=0.29 Arcilla Pleistoceno a= 97, b=0.32 Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 61.62 H^{0.222} N^{0.254}$	Para todo tipo de suelo H=Profundidad del ensayo
	$V_s = 62.14 H^{0.230} N^{0.219}$	Para Arcillas H=Profundidad del ensayo
Okamoto (1989)	$V_s = 125 N^{0.1}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80 N^{1/3}$	Para Arenas
	$V_s = 100 N^{1/3}$	Para Arcillas
Alfaro (2007)	$V_s = 91.44 H^{0.291} N^{0.298}$	Para Arcillas de Bogotá H=Profundidad del ensayo

Los resultados de la correlación entre número de golpes en el ensayo SPT ( $N_{SPT}$ ) y la velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) aplicada a todas las perforaciones se adjuntan en el Anexo I.

Utilizando las velocidades de ondas de corte se puede calcular el valor del modulo de corte y de esta manera la curva de degradación.

De lo cual se genera las siguientes curvas:



**Figura N° 12: Curvas Prácticas del Relave grueso**

### 4.3.2 CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS TEÓRICAS

Con la finalidad de obtener una mayor certeza en la elaboración de la curva de degradación del módulo de corte se realizó una comparación con la curva teórica propuesta por Ishibashi y Zhang, la cual tiene en cuenta el nivel de tensiones al cual esta expuesto el suelo analizado.

Según los resultados del trabajo realizado por Borja y Pretell las curvas de variación del módulo de corte y amortiguamiento muestran una buena aproximación a las curvas de Ishibashi y Zhang para una muestra de relaves con tensiones equivalentes a 500 KPa. En el caso de la presa de relaves Condestable, el confinamiento tiene un valor medio igual a 519 KPa (Altura=60m y Peso específico=17.3kN/m3).

La curva de Ishibashi y Zhang se fundamenta en la siguiente ecuación:

$$\frac{G}{G_{max}} = k_{(\gamma)} \sigma_v^{m_{(\gamma)} - m_0}$$

$$k_{(\gamma)} = 0.5 \left[ 1 + \tanh \left\{ \ln \left( \frac{0.000102}{\gamma} \right)^{0.492} \right\} \right]$$

$$m_{(\gamma)} - m_0 = 0.272 \left[ 1 - \tanh \left\{ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right\} \right]$$

$$D = 0.333 \left\{ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 + 1.547 \left( \frac{G}{G_{max}} \right) + 1 \right\}$$

Los valores de  $k_{(\gamma)}$  y  $m_{(\gamma)} - m_0$  varían según el nivel de deformaciones que se tenga. Para el caso del relave grueso, se dispone de la siguiente información:

- Material: Relave Grueso
- Altura de la Presa de relave: 60 metros
- Peso Especifico del relave: 17.3 KN/m3
- Confinamiento medio: 519 KPa

Con lo cual se obtiene la variación de la relación  $G/G_{max}$  y  $D$  (amortiguamiento) con respecto a las deformaciones. Los datos se adjuntan en el Anexo IV. La curva elaborada se muestra a continuación:

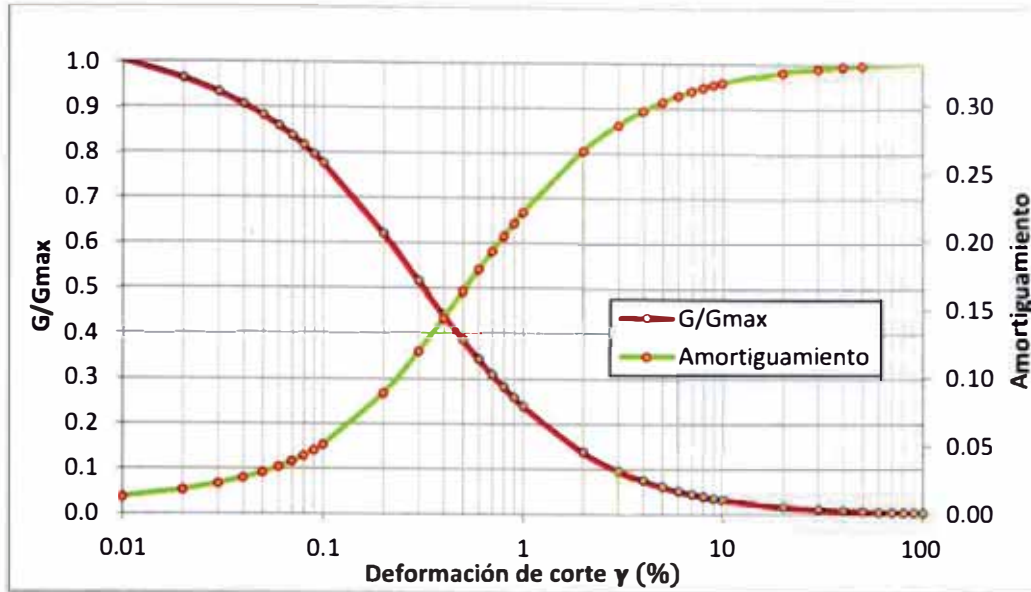
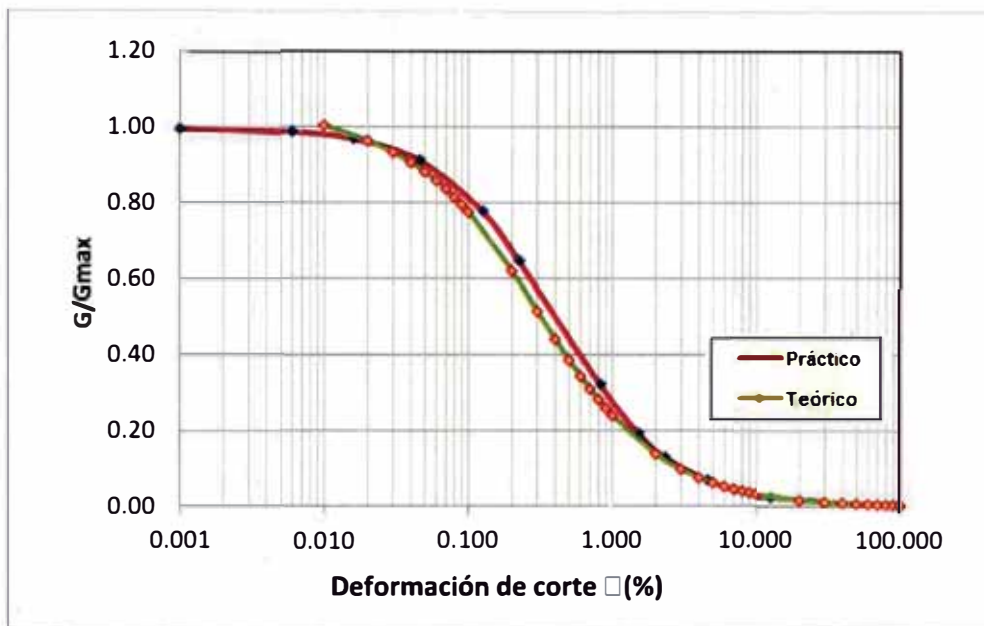
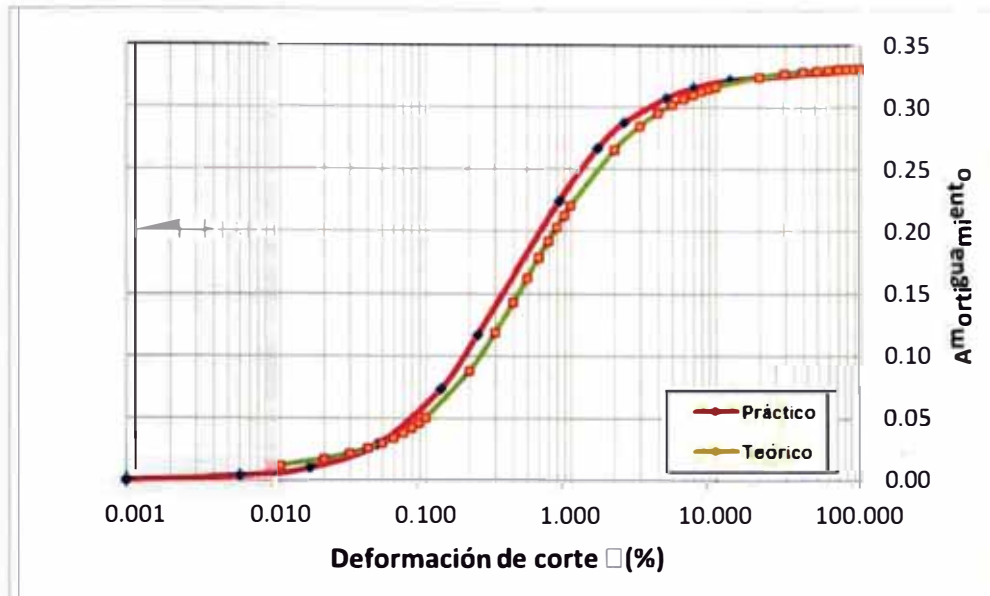


Figura N° 13: Curvas Teóricas del Relave grueso

Finalmente, superponiendo las curvas calculadas:





**Figura N° 14: Comparación de curvas prácticas y teóricas**

Como se puede observar, las curvas generadas utilizando los valores de velocidad de ondas de corte obtenidos mediante la correlación de Ohta y Goto son similares a las curvas teóricas propuestas por Ishibashi y Zhang. De esta manera, se procedió a determinar las curvas de degradación del módulo de corte y variación del amortiguamiento para los materiales involucrados en el diseño.

Los resultados obtenidos se adjuntan en el Anexo 2.

## CAPÍTULO V: ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DEL ÁREA DEL DEPÓSITO DE RELAVES N°4

El estudio de peligro sísmico permite la cuantificación del espectro de respuesta utilizando data sísmica recogida de los acelerógrafos dispuestos en diversas ubicaciones del país. El Estudio de Peligro Sísmico del Depósito N°4 Condestable fue elaborado por la SVS Ingenieros S.A.C. en Diciembre del 2011.

La cuantificación del espectro de respuesta se realizó utilizando dos métodos de análisis:

- Análisis de Peligro sísmico Probabilístico
- Análisis de Peligro sísmico Determinístico

### 5.1 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO

El análisis de peligro sísmico probabilístico nos permite determinar la excedencia de un nivel de intensidad sísmica (llámese aceleración, velocidad, intensidad, etc) mediante la probabilidad de ocurrencia de un sismo en una determinada zona y un cierto número de años. En este estudio se utilizó el catálogo sísmico del Perú compilado del IGP y NEIC para el periodo 1963-2010 utilizando para el análisis actividades sísmicas con  $M_w \geq 4.0$ .

Las fuentes sismogénicas utilizadas en el análisis fueron las que se muestran en el cuadro a continuación:

**Cuadro N° 10: Parámetros de sismicidad local**

Tipo de Fuente	Fuente	Mw			
		Mmin	Mmax	Beta	Tasa
Subducción Interfase	F3	4.6	8.8	1.291	8.683
	F4	4.5	8.6	1.672	7.132
Subducción Intraplaca	F8	4.3	8.1	1.879	3.574
	F9	4.5	7.8	2.070	3.591
	F12	4.1	7.1	1.962	3.099
	F13	4.6	7.5	2.079	2.145
	F14	4.8	7.3	1.810	4.650
Continental	F15	4.4	6.3	2.385	0.782
	F16	4.8	6.9	2.977	1.890



Tipo de Fuente	Fuente	Mw			
		Mmin	Mmax	Beta	Tasa
	F19	4.8	7.2	2.450	2.589
	F20	4.3	6.9	2.010	1.410

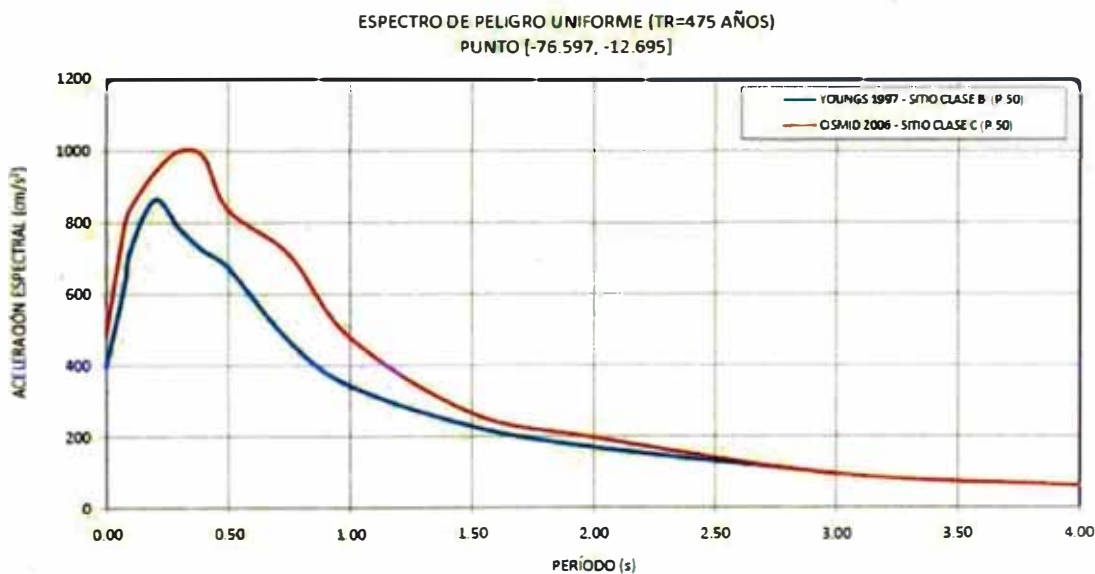
La ley de atenuación para sismos de subducción (ya sean de interfase o intraplaca) utilizada fue la de Young's y en el caso de sismos continentales la ley de atenuación de Sadigh.

Para determinar el peligro sísmico se utilizó el programa CRISIS 2007, con el cual se obtuvieron las máximas aceleraciones horizontales esperadas en el punto de análisis (Depósito de relaves Condestable) para diferentes periodos de retorno.

**Cuadro N° 11: Aceleraciones horizontales máximas para diferentes Tr**

Modelo de Atenuación	Latitud (S)	Longitud (W)	Aceleración horizontal máxima (g) para un periodo de							
			30	50	100	150	200	475	975	2475
Young et al. 1997	-12.695	-76.597	0.15	0.19	0.25	0.28	0.31	0.40	0.49	0.62

El espectro probabilístico generado se presenta a continuación:



**Figura N° 15: Espectro de peligro uniforme (Tr=475 años)**

## 5.2 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINÍSTICO

El análisis sísmico Determinístico consiste en desarrollar un escenario específico para el área del proyecto, el cual debe representar la generación de un evento sísmico característico en la zona de la fuente que se encuentra a la menor distancia del lugar del análisis. De esta manera se estima el movimiento sísmico más desfavorable para el proyecto, sin presentar información sobre la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico. El espectro de peligro Determinístico generado en el presente estudio se muestra a continuación:

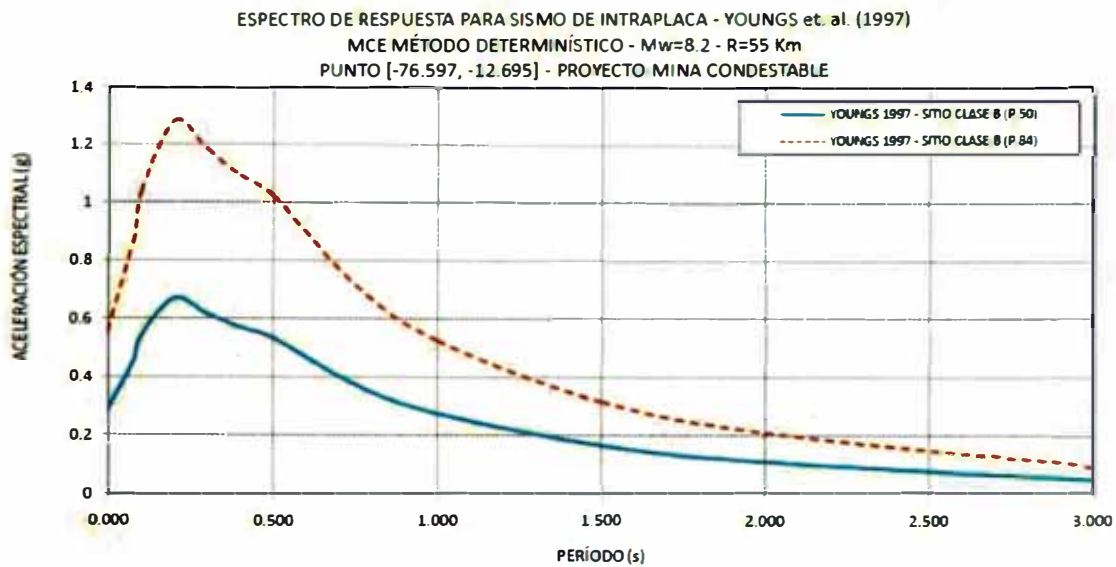


Figura N° 16: Espectro de peligro determinístico

## 5.3 PROCESO DE AJUSTE ESPECTRAL

El proceso de ajuste espectral consiste en modificar las frecuencias de los acelerogramas obtenidos debido a un evento sísmico, de tal manera que el espectro de respuesta correspondiente a dicho sismo se asemeje al espectro de respuesta en el sitio de análisis, en este caso el depósito de relaves N°4 Condestable.

En primer lugar, sin embargo, se debe seleccionar los sismos a los cuales se le aplicará este ajuste espectral; tomando en cuenta 2 factores principales: La magnitud y la distancia al epicentro. El estudio realizado por SVS Ingenieros incluye un estudio de desagregación sísmica, en el cual se concluye que la magnitud y distancia que controlan el escenario de amenaza sísmica son 8.1 y 86 km

Considerando ambos factores, del estudio de peligro sísmico se seleccionó los siguientes sismos:

**Cuadro N° 12: Registros sísmicos empleados en el Ajuste Espectral**

Registro de aceleraciones candidato			Estación de registro		Aceleración	
Nombre	Magnitud (Mw)	Mecanismo	Nombre	Clase de Sitio (IBC, 2006)	Horizontal máxima (g)	Nombre del registro
Michoacan. Mexico COMP: C 19 septiembre 1985	8.0	Subducción interfase (prof.=15 km)	Estación UNAM	3	0.10	MEX85N00W
Lima. Peru COMP: N82 31 mayo 1970	7.9	Subducción interfase (prof.=64 km)	Estación Parque de la Reserva (IGP)	4	0.10	PRQ-7005311523
Lima. Peru COMP: N82 3 octubre 1974	8.1	Subducción interfase (prof.=27 km)	Estación Parque de la Reserva (IGP)	3	0.18	PRQ-7417030921
Pisco. Peru COMP:EW 15 agosto. 2007	8.0	Subducción interfase (profundidad=31 km)	Estación Paracone (IGP)	3	0.51	PAR-15EW

Los seleccionados corresponden a los sismos de Lima (1970 y 1974) así como el sismo de Pisco (2007), obviando el sismo de México.

De los sismos ocurridos en Perú, se considerará al sismo de Lima ocurrido en 1974 por estar a una menor distancia del lugar de análisis (Cañete) y por la magnitud que presenta (Mw=8.1) basándonos en los resultados de la desagregación sísmica del estudio de peligro sísmico.

Los espectros de respuesta ajustados se muestran a continuación.

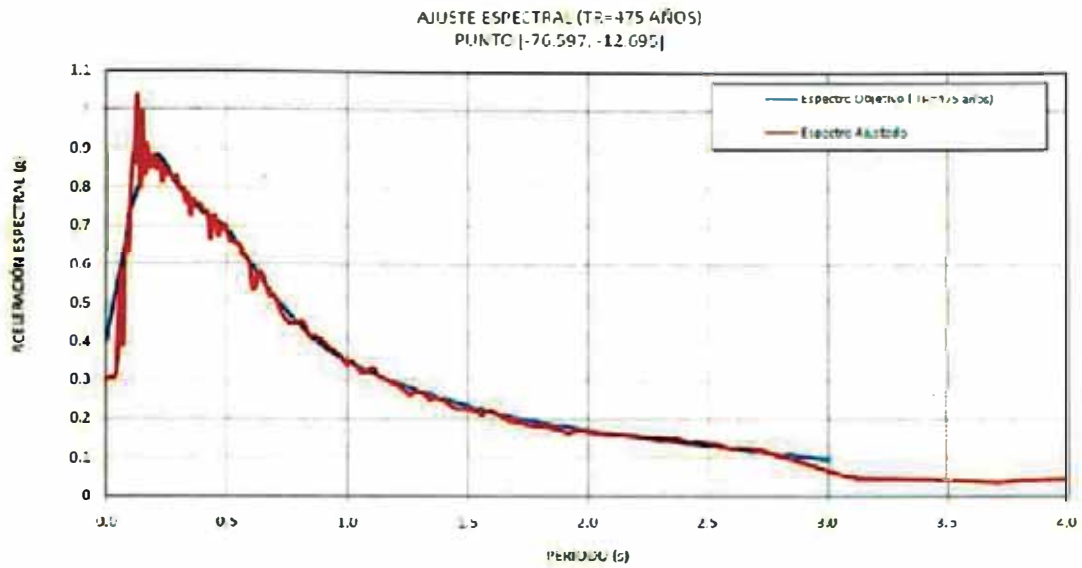


Figura N° 17: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Lima 1970

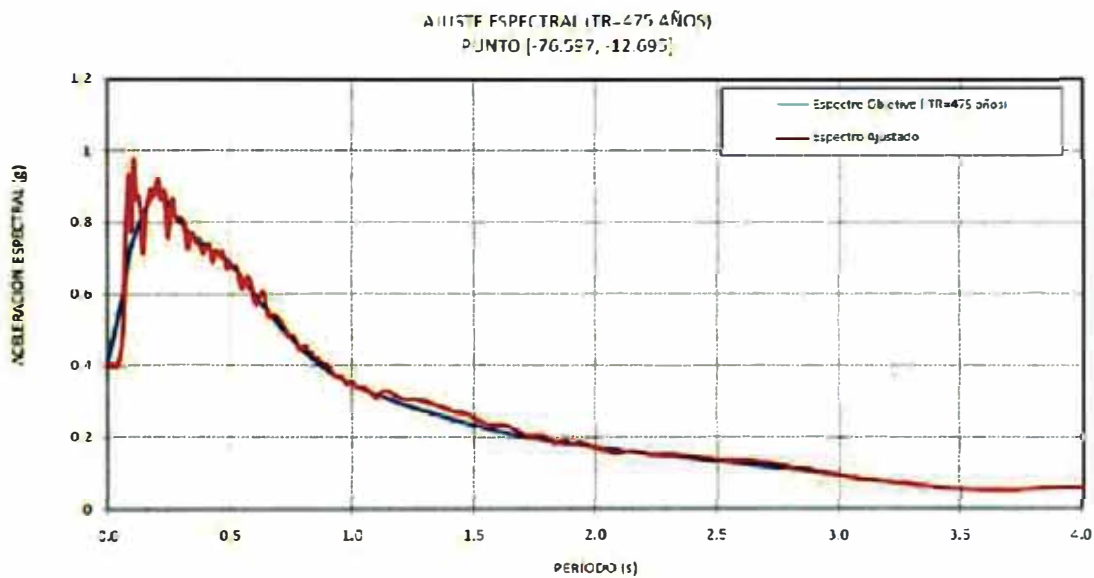
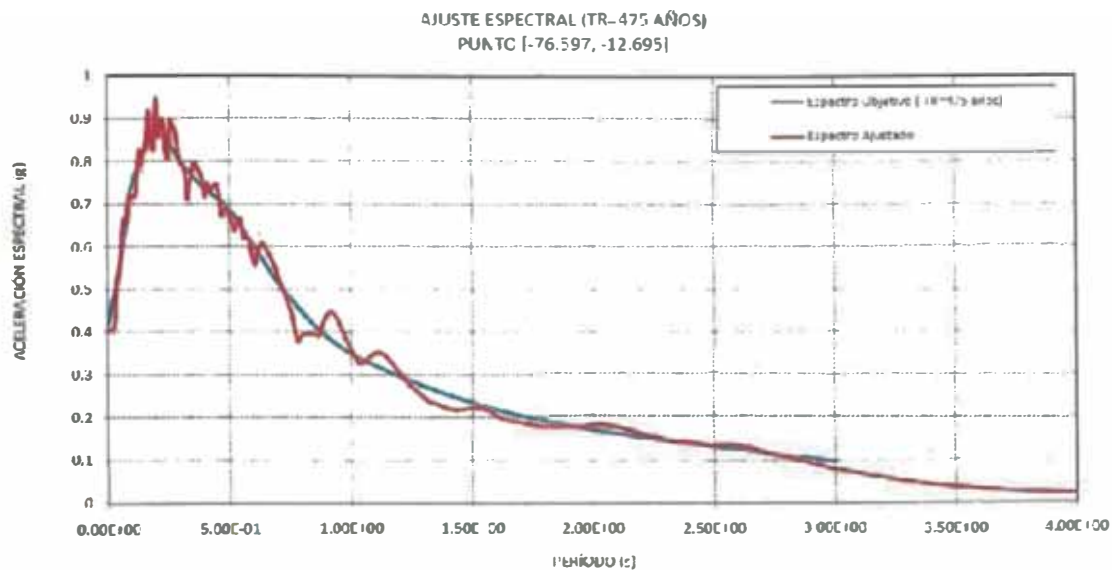


Figura N° 18: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Lima 1974



**Figura N° 19: Espectro de respuesta ajustado – Sismo Pisco 2007**

El Estudio de Peligro Sísmico se adjunta en el Anexo III.

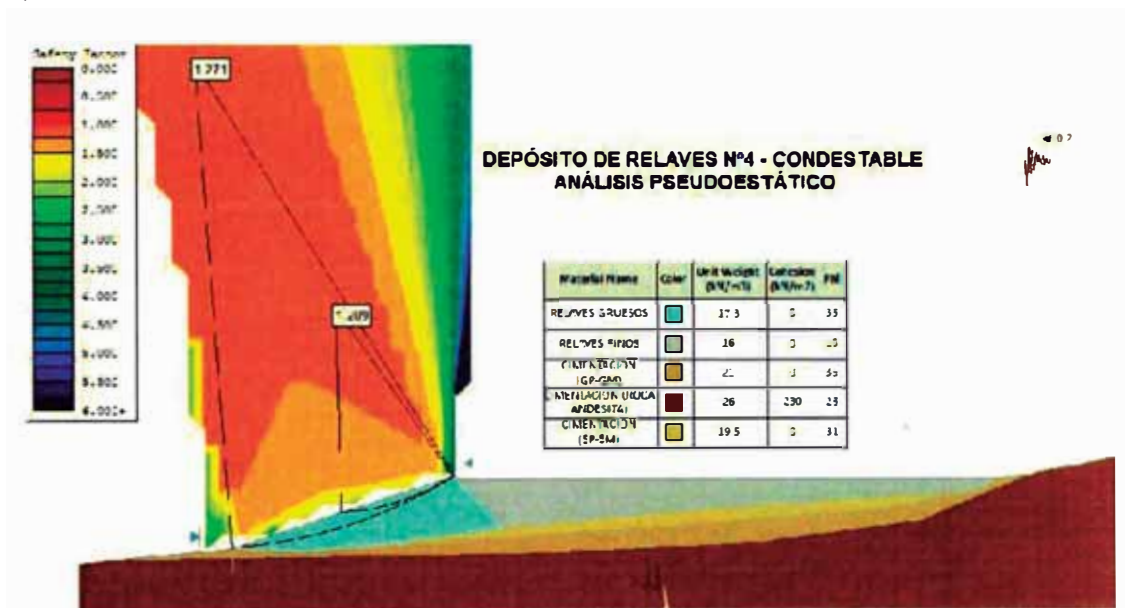
## CAPÍTULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA DE RELAVES N°4 Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 6.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

En el análisis pseudoestático se utilizaron parámetros geotécnicos totales, asumiendo una postura conservadora al momento de analizar la estabilidad sísmica del depósito.

En el Estudio de Peligro sísmico se concluye que el PGA es 0.4g para roca con un periodo de retorno de 475 años. De esta manera se seleccionó  $\frac{1}{2}$  del PGA para la aceleración horizontal ingresada en el análisis pseudoestático (Hynes y Griffin, 1984).

Utilizando el software Slide de Rocscience se evaluó la estabilidad pseudoestática. A continuación se muestra los resultados:



**Figura N° 20: Análisis Pseudoestático**

Se puede observar que el factores de seguridad de las superficies de falla que comprometen gran parte de la estructura varían entre 1.3 y 1.2 lo cual indica que la presa sería estable ante un eventual sismo de PGA 0.4g ya que los factores de seguridad son mayores a 1.0 (Hynes y Griffin 1984).

F.S. = 1.3-1.2 > 1.0 (CONFORME) → La estructura es estable.

## 6.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

### 6.2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO DE MAKDISI SEED

Se asumió 4 superficies de falla ( $y/H= 0.25, 0.5, 0.75$  y  $1.0$ ). Para poder realizar el análisis de deformaciones con el método simplificado de Makdisi y Seed se realizaron análisis de sensibilidad aplicados a la variación de la aceleración horizontal ingresada en el análisis pseudoestático.

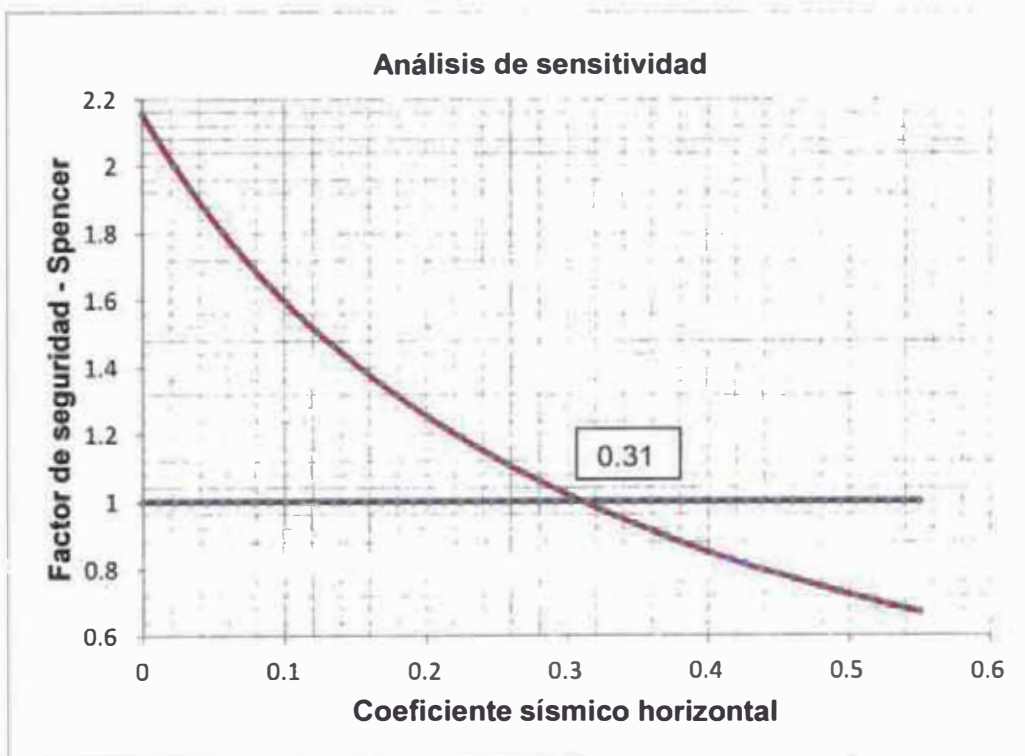
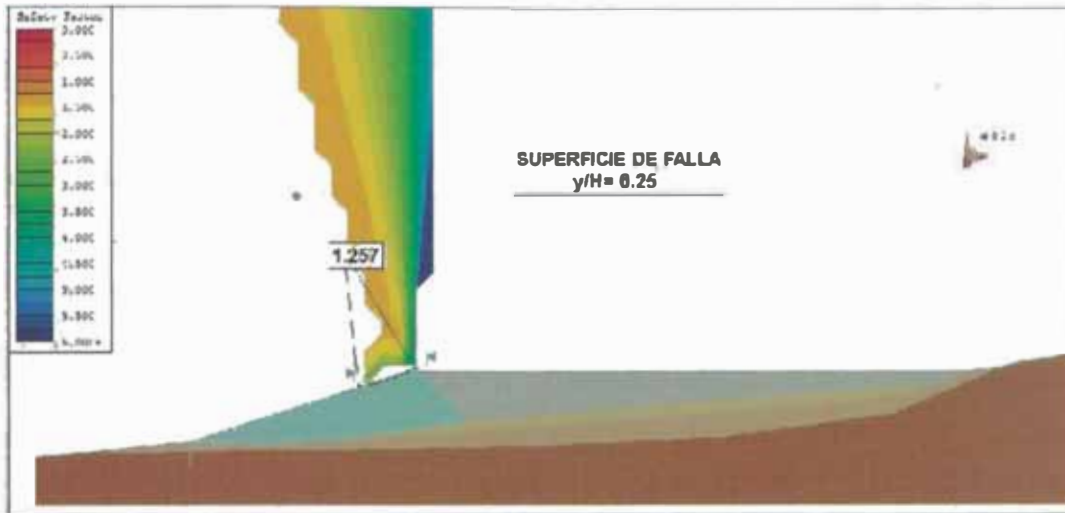


Figura N° 21: Análisis de sensibilidad ( $y=H/4$ )

Estos análisis de sensibilidad fueron aplicados a cada superficie de falla (Ver Anexo V). El cuadro mostrado a continuación resume las aceleraciones de fluencia calculadas para cada superficie de falla.

**Cuadro N° 13: Aceleración de Fluencia (Ky) por Falla**

Altura (H=74m)	Ky
H/4	0.31
H/2	0.32
3H/4	0.33
H	0.34

Utilizando las curvas de degradación calculadas previamente, se ingresan los datos correspondientes a cada material que compone el modelo geotécnico, así como los sismos ajustados determinados mediante el proceso de ajuste espectral.

Evaluando las deformaciones permanentes en el programa Shake 2000 se obtienen los siguientes resultados:

**Cuadro N° 14: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed - Sismo de Lima ajustado 1970**

y/H	Ky	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	Kmax (g)	$\frac{K_y}{K_{max}}$	Deformación Permanente (cm)	Desplazamiento Admisible (cm)	Observ.
0.25	0.31	0.85	0.98	0.316	111.79-268.62	100	No Conforme
0.50	0.32	0.59	0.69	0.463	36.67-91.44	100	Conforme
0.75	0.33	0.43	0.49	0.661	5.69-18.77	100	Conforme
1.0	0.34	0.34	0.39	0.867	0.52-1.56	100	Conforme



**Cuadro N° 15: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed -  
Sismo de Lima ajustado 1974**

y/H	Ky	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	Kmax (g)	$\frac{K_y^-}{K_{max}}$	Deformación Permanente (cm)	Desplazamiento Admisible (cm)	Observ.
0.25	0.31	0.85	0.98	0.316	111.79-268.62	100	No Conforme
0.50	0.32	0.59	0.69	0.463	36.67-91.44	100	Conforme
0.75	0.33	0.43	0.49	0.661	5.75-18.94	100	Conforme
1.0	0.34	0.34	0.39	0.867	0.52-1.56	100	Conforme

**Cuadro N° 16: Deformaciones permanentes – Método de Makdisi y Seed -  
Sismo de Pisco ajustado 2007**

y/H	Ky	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	Kmax (g)	$\frac{K_y^-}{K_{max}}$	Deformación Permanente (cm)	Desplazamiento Admisible (cm)	Observ.
0.25	0.31	0.85	1.099	0.282	142.25-342.38	100	No Conforme
0.50	0.32	0.59	0.775	0.412	54.35-133.89	100	No Conforme
0.75	0.33	0.43	0.56	0.589	12.61-35.22	100	Conforme
1.0	0.34	0.34	0.439	0.774	1.74-5.94	100	Conforme

Las salidas del software Shake 2000 para cada sismo y cada superficie de falla se adjunta en el Anexo V.

**Cuadro N° 17: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados  
analizados – Método de Makdisi y Seed**

<b>y/H</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1970</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1974</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Pisco ajustado 2007</b>	<b>Observ.</b>
0.25	111.79-268.62	111.79-268.62	142.25-342.38	No Conforme
0.50	36.67-91.44	36.67-91.44	54.35-133.89	Conforme
0.75	5.69-18.77	5.75-18.94	12.61-35.22	Conforme
1.0	0.52-1.56	0.52-1.56	1.74-5.94	Conforme

Como se puede observar en el cuadro, se presentan diferentes deformaciones para cada superficie de falla, ubicándose los mayores desplazamientos en la superficie de menor altura ( $H/4$ ), como era de esperarse, obteniéndose deformaciones mayores a 1 metro.

Al considerarse una falla más profunda, las aceleraciones de fluencia aumentan, lo cual genera menores desplazamientos en fallas más profundas como la superficie falla que corresponde a  $y/H=1.00$  la cual compromete toda la altura de la presa.

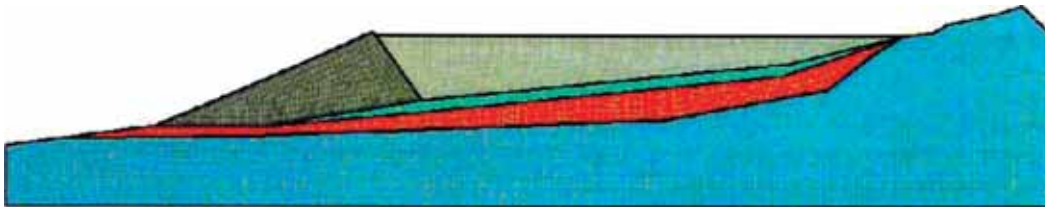
Sin embargo, las fallas localizadas con desplazamientos mayores a 1.00 no comprometen toda la altura de la presa, lo cual se interpreta como fallas superficiales y en las cuales, si bien ocurren desplazamientos significativos, estos no ocasionan el colapso completo de la presa.

El análisis mostrado para diferentes sismos ajustados al espectro de respuesta probabilístico ( $T_r=475$  años) muestra una similitud entre las magnitudes de los desplazamientos a los diferentes niveles analizados, lo cual es esperado debido a considerarse de resultados de espectros ajustados al mismo espectro de respuesta.

## 6.2.2 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El análisis de deformaciones permanentes de la presa Condestable se realizó con el software Quake/W y Slope/W que pertenece al paquete Geostudio 2007, en el cual se ingresaron los valores de las curvas de degradación del módulo de corte y variación del amortiguamiento de cada uno de los materiales involucrados en el modelo geotécnico.

Para el análisis de deformaciones permanentes del depósito de relaves, es necesaria la discretización del modelo geotécnico. La malla utilizada se muestra a continuación:

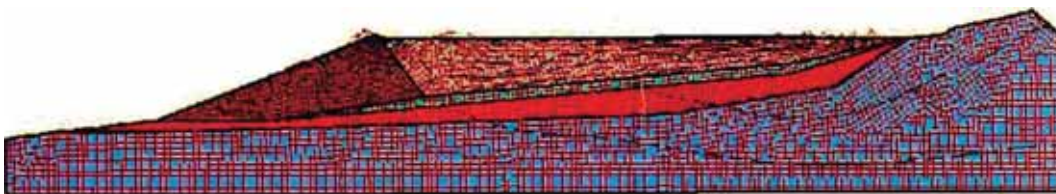


**Figura N° 22: Discretización del Modelo geotécnico**

Se realizó el análisis para cada sismo ajustado seleccionado. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

### 6.3.1 CASO 1 – SISMO DE LIMA AJUSTADO 1970

Luego de ingresar la data del sismo ajustado de Lima 1970, se obtuvo la siguiente deformada del depósito analizado.



**Figura N° 23: Malla deformada: Lima ajustado 1970**

Nota: Amplificación equivalente a 300 veces la deformada real.

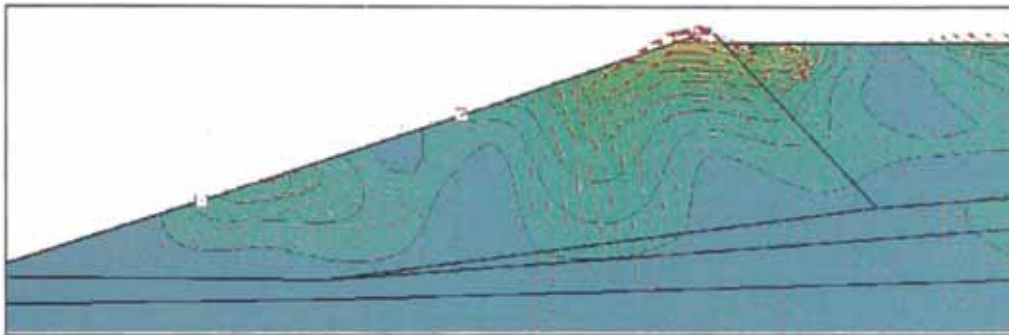
La deformada muestra niveles de desplazamientos altos en la corona, así como cerca al pie del talud. Esto implica mayor inestabilidad en estas zonas por lo cual, se buscará obtener los desplazamientos generados en estos puntos.

El siguiente gráfico muestra los desplazamientos totales originados por el movimiento sísmico:



**Figura N° 24: Desplazamientos XY - Lima ajustado 1970**

Como se puede observar se tienen desplazamientos máximos en la corona de la presa, así como también movimientos considerables localizados cerca al pie del talud.

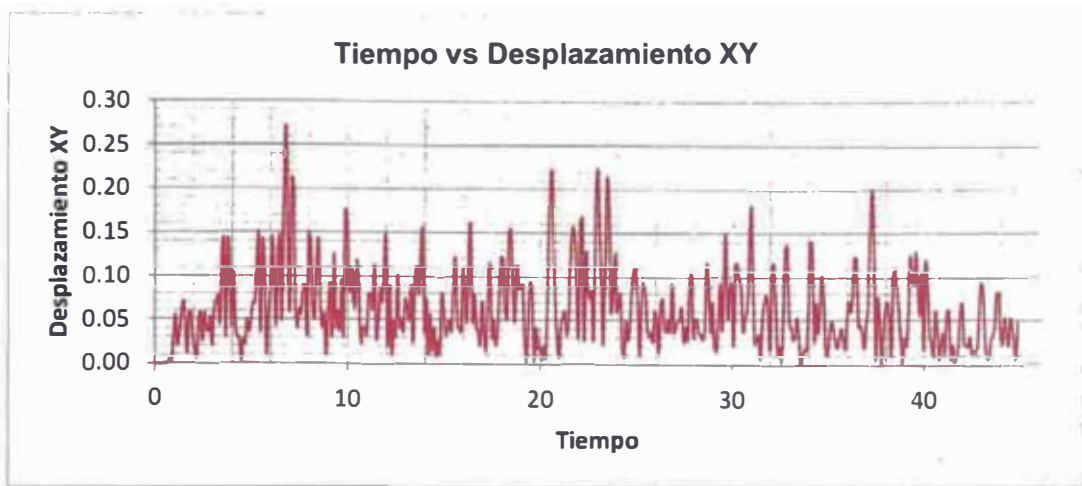


**Figura N° 25: Vectores de desplazamiento–Lima ajustado 1970**

Nota: Las flechas rojas son los vectores de desplazamiento inducido por el evento sísmico.

La gráfica que precede muestra la forma de la posible superficie de falla que se origine debido al movimiento sísmico. Estas superficies se ubican en la corona y al pie del talud. Otro punto importante a resaltar es que la forma de la superficie de falla es circular.

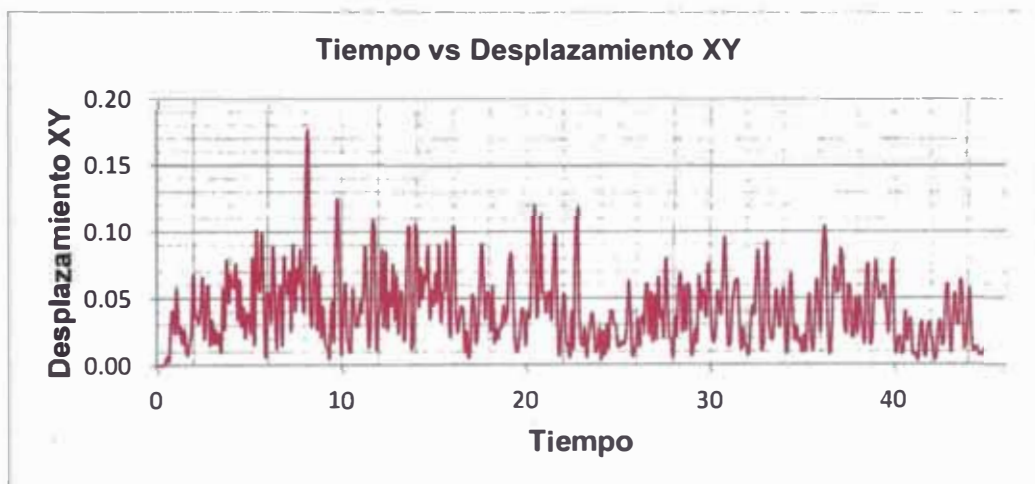
A continuación se muestra la variación de los desplazamientos en la corona en el transcurso del evento sísmico



**Figura N° 26: Desplazamientos XY en la corona –Lima ajustado 1970**

Del análisis se puede concluir que el desplazamiento máximo final es igual a 5 cm (en la corona de la presa). Como se muestra, los desplazamientos llegan a tener un orden de 27 cm los cuales se ubican en el intervalo de tiempo en el que ocurren las máximas aceleraciones originadas por el evento sísmico.

A continuación se muestra la variación de los desplazamientos cerca al pie del talud en el transcurso del evento sísmico.



**Figura N° 27: Desplazamientos XY al pie del talud –Lima ajustado 1970**

Como se muestra, los desplazamientos llegan a tener un orden de 18 cm los cuales se ubican también en el intervalo de tiempo en el que ocurren las máximas aceleraciones originadas por el evento sísmico.

El análisis sísmico realizado utilizando el software Quake/W muestra la deformada de la malla de discretización, que es resultado de la última iteración realizada (modelo lineal equivalente), sin embargo el proceso de iteraciones no considera posibles aceleraciones previas que superen a la aceleración de fluencia y que por tal motivo generen desplazamientos en el modelo analizado. En otras palabras, si consideramos el análisis pseudoestático, el factor de seguridad sería menor a 1 en ciertos lapsos de tiempo.

Por este motivo, se realiza el cálculo de deformaciones permanentes en una determinada superficie de falla utilizando un post-proceso: el Método de Newmark

El Método de Newmark consiste en un procedimiento con el cual se consideran las deformaciones permanentes, tomando en consideración la variación del factor de seguridad de una falla determinada en el tiempo en el que se ejecuta el sismo. Las deformaciones permanentes solo son consideradas para valores en el cual el factor de seguridad sea menor a la unidad, debido a que en estos casos se considera inestable el talud analizado, alcanzando desplazamientos los cuales son compilados a través del tiempo.

El análisis de deformaciones permanentes por el método de Newmark se realizó con el software Slope/W del paquete Geostudio 2007,

Del análisis realizado se puede resaltar que las mayores deformaciones permanentes se presentaron en fallas superficiales ubicadas en la corona de la presa así como al pie del talud.

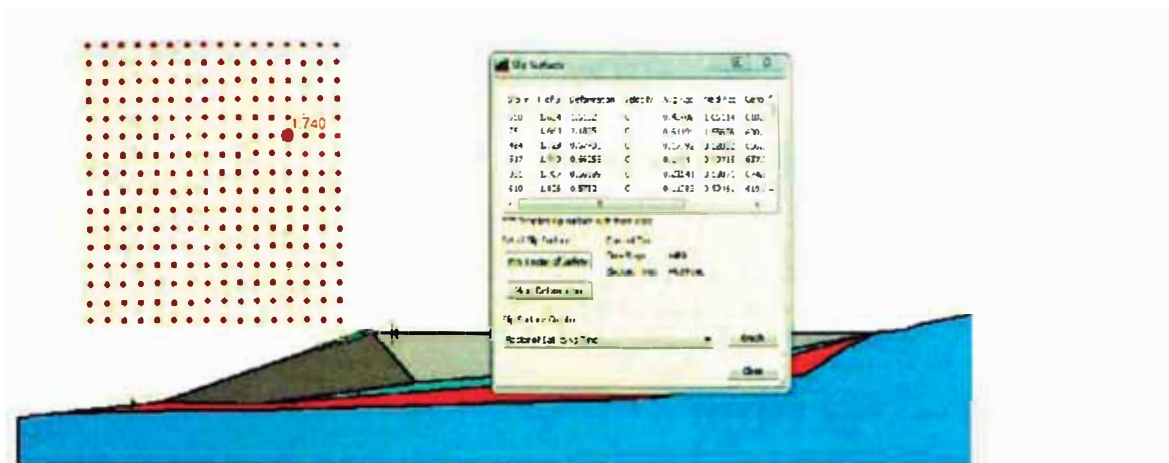


Figura N° 28: Superficie de falla en la corona

Como se puede observar en la grafica que precede la falla localizada aproximadamente a una altura  $y/H=0.25$  tiene un factor de seguridad final igual a 1.740, el cual ha variado con el tiempo de la siguiente manera:

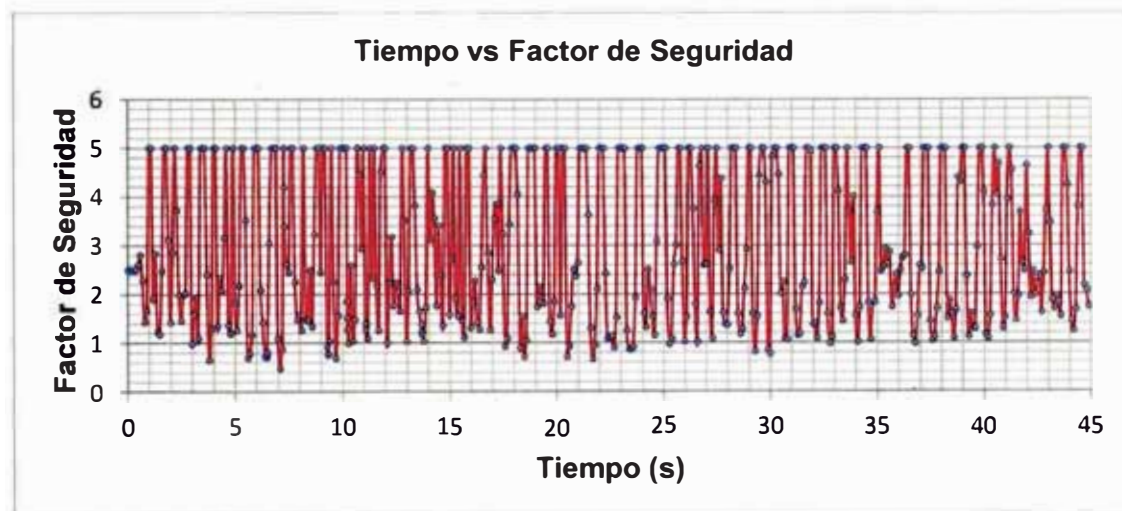


Figura N° 29: F.S. vs Tiempo – Superficie de falla en la corona

Por lo que se puede observar, en ciertos lapsos de tiempo el factor de seguridad es menor a la unidad, tiempos en los cuales se lleva acabo desplazamientos en la falla considerada, estos desplazamientos se acumulan en el tiempo variando de la siguiente manera:



**Figura N° 30: Deformación vs tiempo – Superficie de falla en la corona**

Las deformaciones se acumulan en el tiempo, llegando a alcanzar un valor máximo igual a 66 centímetros, el cual será el desplazamiento final de la superficie de falla crítica (en este caso ubicada en la corona de la presa). De similar manera, se puede analizar las deformaciones permanentes para diferentes niveles de falla (Ver Anexo V). A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

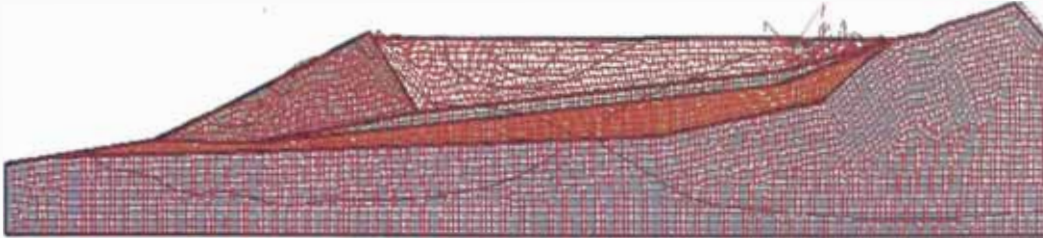
**Cuadro N° 18: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 1970**

y/H	Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1970	Observ.
0.25	66	Conforme
0.50	32	Conforme
0.75	5	Conforme
1.0	0	Conforme



### 6.3.2 CASO 2 – SISMO DE LIMA AJUSTADO 1974

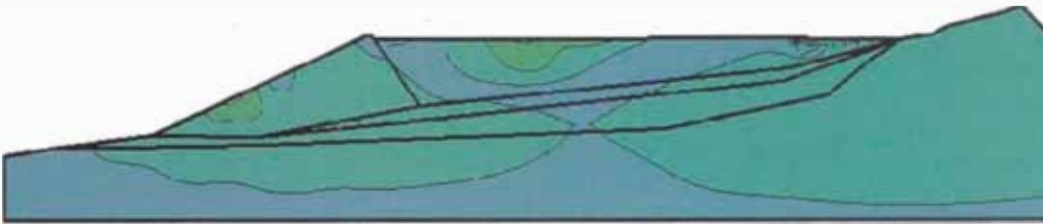
A continuación se presenta la deformada de la malla de discretización para el caso del sismo de Lima 1974:



**Figura N° 31: Malla deformada: Lima ajustado 1974**

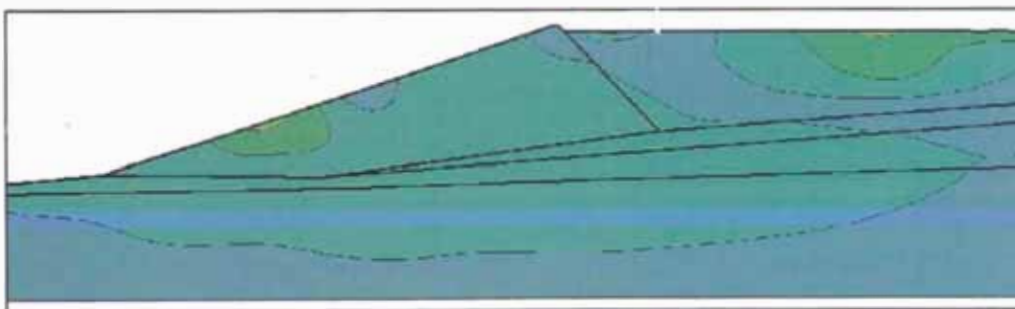
Nota: Amplificación equivalente a 2500 veces la deformada real.

En la siguiente gráfica se pueden observar la ubicación de los mayores desplazamientos en el modelo geotécnico:



**Figura N° 32: Desplazamientos XY - Lima ajustado 1974**

Se concluye que los mayores desplazamientos se dan al pie del talud, como se muestra en la siguiente gráfica:



**Figura N° 33: Desplazamientos en la Presa - Lima ajustado 1974**

De esta manera los mayores desplazamientos se ubican cerca al pie del talud y alcanzan un valor máximo de 1 cm.

Análogamente al primer caso (sismo de Lima ajustado 1970) se empleará un post-proceso para el cálculo de deformaciones permanentes, debido a que los resultados mostrados por la salida del software Quake/W corresponden a los desplazamientos de la última iteración efectuada.

Utilizando el Método de Newmark, se calculó las deformaciones permanentes, análisis del cual se puede resaltar que las mayores deformaciones permanentes se presentan en fallas superficiales ubicadas al pie del talud de la presa.

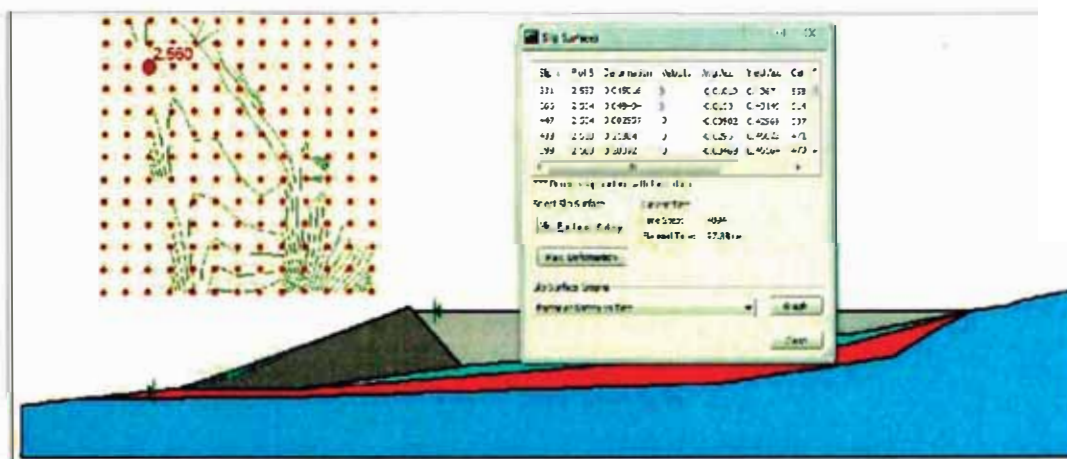


Figura N° 34: Falla superficial al pie del talud

Como se puede ver en la grafica que precede, la falla localizada aproximadamente al pie del talud tiene un factor de seguridad final igual a 2.560, el cual ha variado con el tiempo de la siguiente manera:

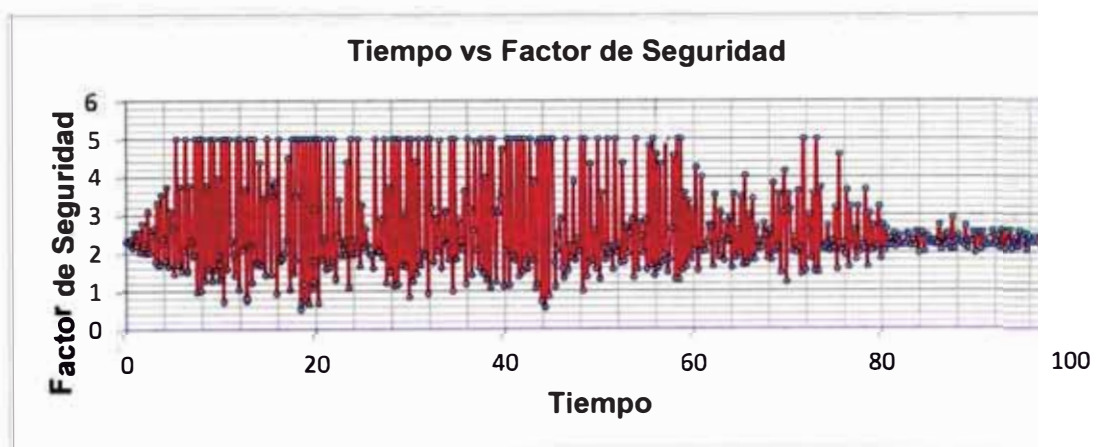


Figura N° 35: Tiempo vs Factor de seguridad

Los desplazamientos se acumulan en el tiempo de la siguiente manera:



**Figura N° 36: Tiempo vs Deformación**

De esta manera las deformaciones permanentes llegan a tener un valor final de 28 cm en el caso más crítico.

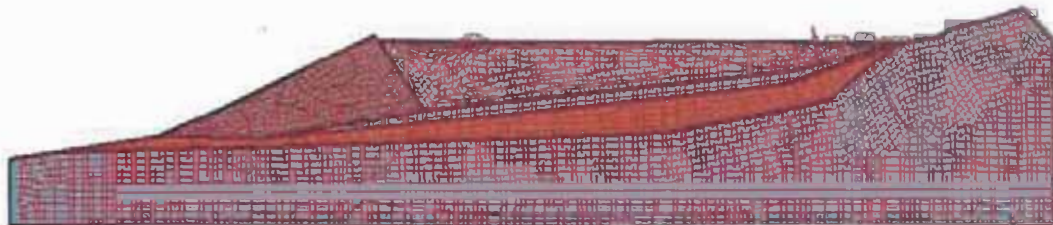
Para el caso del sismo de Lima ajustado 1974, de similar manera, se puede analizar las deformaciones permanentes para diferentes niveles de falla (Ver anexo V). A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

**Cuadro N° 19: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 1974**

y/H	Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1974	Observ.
0.25	34	Conforme
0.50	13	Conforme
0.75	6	Conforme
1.0	1	Conforme

### 6.3.3 CASO 3 – SISMO DE PISCO AJUSTADO 2007

A continuación se presenta la deformada de la malla de discretización para el caso del sismo de Lima 1974:



**Figura N° 37: Malla deformada: Pisco ajustado 2007**

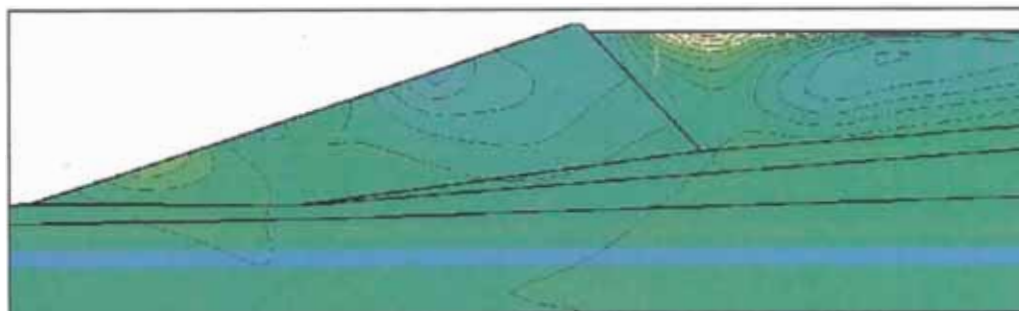
Nota: Amplificación equivalente a 3000 veces la deformada real.

En la siguiente gráfica se pueden observar la ubicación de los mayores desplazamientos en el modelo geotécnico:



**Figura N° 38: Desplazamientos XY - Pisco ajustado 2007**

Se concluye que los mayores desplazamientos se dan al pie del talud, como se muestra en la siguiente gráfica:



**Figura N° 39: Máximos desplazamientos -Pisco ajustado 2007**

Se puede observar los mayores desplazamientos se ubican cerca al pie del talud. Estos desplazamientos alcanzan un valor máximo aproximado de 1 cm.

Luego, utilizando el Método de Newmark para deformaciones permanentes:

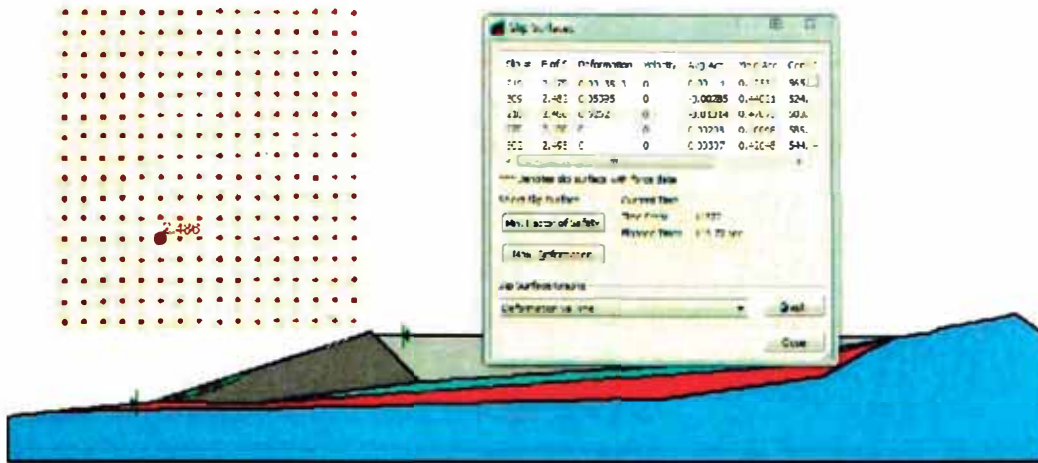


Figura N° 40: Falla superficial al pie del talud

Como se puede observar en la grafica que precede, la falla localizada aproximadamente al pie del talud tiene un factor de seguridad final igual a 2.486, el cual ha variado con el tiempo de la siguiente manera:

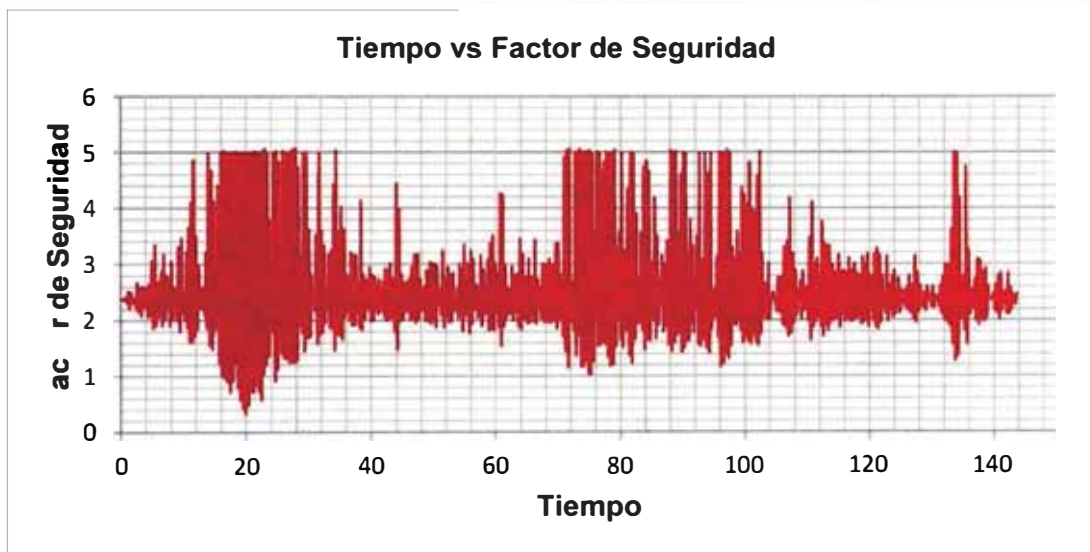


Figura N° 41: Factor de Seguridad vs Tiempo

En la falla considerada, los desplazamientos se acumulan en el tiempo variando de la siguiente manera:



**Figura N° 42: Deformación vs tiempo**

Las deformaciones permanentes alcanzan un valor máximo de 62 centímetros para el caso de la superficie de falla más crítica (el caso analizado).

Finalmente se puede analizar los desplazamientos para diferentes superficies de falla (Ver Anexo V). El resumen de los resultados obtenidos se describe en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 20: Deformaciones permanentes – Método de Newmark - Sismo de Lima ajustado 2007**

y/H	Deformación Permanente (cm) – Pisco ajustado 2007	Observ.
0.25	1	Conforme
0.50	1	Conforme
0.75	2	Conforme
1.0	0	Conforme

De los resultados mostrados se puede concluir que las superficies de fallas con mayores deformaciones no pasan por la corona de la presa sino por el pie del

talud ya que superficies de fallas localizadas en este punto alcanzan deformaciones de 0.62 metros.

### 6.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el Análisis pseudoestático se obtuvieron valores de factores de seguridad mínimos entre 1.2 y 1.3 para diferentes superficies de falla. Esto sugiere que la estructura analizada (depósito N°4 Condestable) será estable en caso de un evento sísmico.

Al realizarse el análisis pseudoestático utilizando  $K_h=0.2g$  no se considera en el análisis, las aceleraciones mayores a este valor que se presentan en el registro de aceleraciones. Si bien para  $K_h=0.2g$  el factor de seguridad es mayor a 1, se puede inferir que para un análisis con  $K_h=0.4g$  los valores de el factor de seguridad serán menores a 1. Esto se infiere de la presencia de deformaciones permanentes en los análisis posteriores (método simplificado de Makdisi y Seed y el método de elementos finitos).

En el Análisis de deformaciones permanentes utilizando el método simplificado de Makdisi y Seed se obtuvieron los siguientes resultados:

**Cuadro N° 21: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados analizados – Método de Makdisi y Seed**

y/H	Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1970	Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1974	Deformación Permanente (cm) – Pisco ajustado 2007
0.25	111.79-268.62	111.79-268.62	142.25-342.38
0.50	36.67-91.44	36.67-91.44	54.35-133.89
0.75	5.69-18.77	5.75-18.94	12.61-35.22
1.0	0.52-1.56	0.52-1.56	1.74-5.94

Se observa que se obtuvieron deformaciones permanentes mayores a 1 metro para una superficie de falla de altura 0.25 veces la altura total de la presa y menores a 1 metro para los demás casos (superficies de falla más profundas) a

excepción del caso del sismo de Pisco, en el cual se obtienen deformaciones mayores a 1 metro también en el caso de una superficie de falla de altura igual a 0.5 veces la altura total de la presa. Es decir, las posibles deformaciones permanentes generadas por un eventual sismo no comprometen la totalidad de la presa, en otras palabras, se generan deformaciones superficiales mas no profundas por lo cual la presa no colapsaría y permitiría un futuro mantenimiento y reparación de la estructura.

En el análisis de deformaciones permanentes utilizando el método de elementos finitos, luego de aplicar el método de Newmark, se obtuvieron los siguientes resultados:

**Cuadro N° 22: Deformaciones permanentes para los sismos ajustados analizados – Método de Newmark**

<b>y/H</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1970</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Lima ajustado 1974</b>	<b>Deformación Permanente (cm) – Pisco ajustado 2007</b>
0.25	66	34	1
0.50	32	13	1
0.75	5	6	2
1.0	0	1	0

Para el caso del análisis con elementos finitos se obtuvieron, en todos los casos, valores de deformaciones permanentes menores a 1 metro, con lo cual se consideran a las deformaciones menores al valor permisible. En este caso también se puede notar que las mayores deformaciones son superficiales con lo cual se asegura la estabilidad global de la estructura.



## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 CONCLUSIONES

Se realizaron los análisis sísmicos (análisis pseudoestático y de deformaciones permanentes) evaluando en cada caso la estabilidad según los siguientes criterios:

Tipo de Análisis	Criterios de Evaluación de Estabilidad
Pseudoestático	F.S.<1.00
Deformaciones Permanentes	Deformación < 1.00 m

En el Análisis pseudoestático se obtuvo un factor de seguridad mínimo igual a 1.289 para fallas superficiales y 1.271 para una falla profunda valores con los cuales se asegura la estabilidad de la estructura.

El modelo constitutivo lineal-equivalente evalúa las deformaciones mediante iteraciones y variación del módulo de corte y el amortiguamiento conforme varía la deformación de corte. Esta variación se realiza hasta alcanzar una convergencia entre el valor de la deformación de corte inicial y la generada con una determinada tolerancia.

En ese sentido, el modelo lineal-equivalente no considera las deformaciones acumuladas en el tiempo, sino las deformaciones de la última iteración realizada, lo cual es representado en la salida del software Quake 2007/W

Para el cálculo de las deformaciones permanentes utilizando los esfuerzos y las tensiones calculadas por el software Quake/W se realiza un post-proceso que considera la acumulación de deformaciones en el tiempo: El método de Newmark.

El método de Newmark considera deformaciones permanentes en el tiempo, calculando estas deformaciones en los casos en los cuales el factor de seguridad es menor a la unidad.

Se puede notar que el método simplificado de Makdisi y Seed arroja valores de deformaciones permanentes muy conservadores, siendo

algunos de estos dos o tres veces más los valores obtenidos con el método de elementos finitos.

Con el método de elementos finitos se obtienen valores de deformaciones para diferentes fallas y no solo en los casos de superficie de fallas dispuestas con el método simplificado de Makdisi y Seed. Tanto en el caso del sismo de Lima 1974 como en el de Pisco 2007 la superficie de falla con mayores deformaciones permanentes se ubica al pie del talud.

En general se puede concluir que, considerando los diversos análisis ejecutados, la estructura (el depósito de relaves N°4 – Condestable) es estable, a pesar de la generación de fallas superficiales las cuales no comprometen la estabilidad global de la misma.

## 7.2 RECOMENDACIONES

Para evaluar la estabilidad sísmica de una estructura como el depósito de relaves N°4 Condestable, es recomendable efectuar diferentes análisis para sustentar de mejor manera la estabilidad o inestabilidad, teniéndose en cuenta cuál de estos análisis es más completo, conservador, etcétera. Es preciso señalar que las deformaciones permanentes generadas en el caso en el que no se compromete la estabilidad global de la estructura, deben ser sometidas a mantenimiento luego del evento sísmico debido a las deformaciones superficiales generadas.

Para efectuar un mejor análisis es importante tener los ensayos de laboratorio que requiere el análisis. En este caso, es preferible tener ensayos triaxiales cíclicos o MASW de los materiales para tener la data necesaria para el análisis dinámico.

Es recomendable sustentar los valores ingresados al software con datos teóricos y experiencias anteriores en proyectos similares.

## BIBLIOGRAFIA

- Aponte Gonzales Javier, "Evaluación de métodos no convencionales de caracterización geotécnica", Tesis de grado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá 2011.
- Borja Castillo Raquel y Pretell Ductram Anthony, "Comparación de curvas del módulo de corte con resultados triaxiales cíclicos y Análisis de respuesta sísmica, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima 2010.
- Braja M. Das, "Advanced Soil Mechanics", Tercera Edición, Taylor & Francis, Estados Unidos 2007.
- Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Thomson Learning, Mayo 2007.
- Braja M. Das, "Principles of Soil Dynamics", Segunda Edición, CENGAGE Learning, Estados Unidos 2010.
- GEOSLOPE, "GeoStudio Tutorials" Primera Edición, GEOSLOPE International, Ltd., Calgary, Alberta, Canadá 2004.
- GEOSLOPE, "Dynamic Modeling with SIGMA/W 2007" Cuarta Edición, GEOSLOPE International, Ltd., Calgary, Alberta, Canadá 2009.
- Hynes-Griffin Mary E. and Franklin Arley G., "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", Department of the army of US Army Corps of Engineers, Estados Unidos Julio 1984.
- J. Michael Duncan and Stephen G. Wright, "Soil Strength and Slope Stability", John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos 2005.
- Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon & Graeme Bell, "Geotechnical Engineering of Dams", Taylor & Francis Group plc, Londres 2005.
- Steven L. Kramer, "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Estados Unidos 1996.