

Tesis de Ingeniería Civil

# Análisis Sísmico en Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón

**Autor**

Julián B. Benito  
jbenito@fi.uba.ar

**Tutor de Tesis**

Dr. Ing. Alejo O. Sfriso  
asfriso@fi.uba.ar

**Co-Tutor de Tesis**

Dr. Ing. Raúl Bertero  
rbertero@fi.uba.ar

Laboratorio de Mecánica de Suelos  
Departamento de Estabilidad  
Facultad de Ingeniería

Universidad de Buenos Aires

Julio 2013



## Motivación y Agradecimientos

Mi pasión por las presas comenzó durante algunos viajes al sur patagónico durante la cursada de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad de Buenos Aires. Contemplar la magnitud y belleza de los embalses, así como los volúmenes y alturas de las presas que los contenían, despertaron mi inquietud. Esto sumado a mi pasión por las montañas vuelca mi interés hacia las presas, la geotecnia, la geología y la ingeniería sísmica. A mediados de la carrera comenzó a tomar fuerza en mí la idea de realizar un documento de fin de grado, que deje constancia lo mucho que he aprendido y que sirva para devolver de alguna manera todo lo recibido por la Universidad de Buenos Aires. Creo que estas son las principales razones por las cuales existe este documento.

A la hora de agradecer, me gustaría hacerlo a todos los que son parte de mi vida por igual, pero en estos casos sirve de poco. En primer lugar quiero agradecer a mis queridos tutores. Alejo Sfriso, quien con el mismo interés por estos temas, no dudó en cobijarme bajo su tutela y a Raúl Bertero, cuya predisposición al trabajo y a las consultas no cesó nunca. Especialmente quisiera agradecerle al Dr. Sfriso por su iniciativa a que muchos alumnos nos aventuremos a finalizar la carrera con un trabajo de investigación. Al igual que el Dr. Bertero, son unos de los pocos docentes que fomentan este tipo de actividades y no dudan en dedicar su tiempo libre a sus alumnos. Mis felicitaciones a ambos por embarcarse en tal difícil empresa.

Al igual que los tutores, quiero agradecer personalmente al Ing. Alejandro Verri, quien ha aportado la base para muchos de los desarrollos de dinámicas de estructuras de este trabajo. Su pasión por el trabajo y la investigación, sumado a su hobby de programador, han ayudado a mucho de los desarrollos aquí expuestos. Es gracias a su ayuda a quien se debe gran parte de este trabajo.

Además, no dejo de agradecer a SRK Consulting Argentina, de quienes Alejo Sfriso y Alejandro Verri son parte, y quienes facilitaron toda la información y la infraestructura para el ejemplo de aplicación de este trabajo.

Por último me gustaría agradecer a los seres queridos que están siempre y quienes ya saben que no hacen falta estas palabras. A mis padres, Basilio y Beatriz, por su paciencia y estímulo durante los años de desarrollo de este trabajo. A mi hermano y su familia, por ser ejemplo de amor y alegría. A mis amigos, compañeros de aventuras, risas y experiencias, quienes nunca dejaron de apoyarme con mis ideas. A mis compañeros de trabajo y facultad, por creer en mí siempre. Y por sobre todo, a Caro, por estar siempre a mi lado.

A todos ustedes y a todos quienes hacen realidad la Universidad de Buenos Aires, ¡Gracias!



“Lo importante en la vida radica en las preguntas, no en las respuestas”

Erich Fromm



# Índice

<b>1. Introducción</b>	<b>9</b>
<b>2. Estado Actual del Análisis Sísmico en las CFRD</b>	<b>11</b>
2.1. Introducción . . . . .	11
2.2. Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón . . . . .	11
2.3. Comportamiento observado en presas sometidas a sismos . . . . .	15
2.4. Recomendaciones de Diseño Sísmico de Presas CFRD . . . . .	17
2.5. Estado de la Práctica: Normativa y Procedimientos Vigentes . . . . .	19
2.6. Estado del Arte - Ingeniería Sísmica Basada en la Performance . . . . .	21
2.6.1. Revisión histórica del diseño basado en la performance . . . . .	21
2.6.2. Metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en la Performance . . . . .	23
2.6.3. Diseño Basado en la Performance (Performance Based Design) . . . . .	26
2.7. Resumen . . . . .	27
<b>3. Propiedades Mecánicas de los Enrocados Compactados</b>	<b>29</b>
3.1. Introducción . . . . .	29
3.2. Factores que afectan las propiedades mecánicas de los enrocados . . . . .	30
3.3. Compresibilidad y deformaciones en el enrocado . . . . .	31
3.4. Creep . . . . .	34
3.5. Resistencia al corte . . . . .	34
3.6. Rigidez Transversal y Amortiguamiento . . . . .	36
3.6.1. Rigidez Inicial $G_0$ . . . . .	36
3.6.2. Relación $G_{sec}/G_0$ y Amortiguamiento . . . . .	38
3.6.3. Resumen . . . . .	41
<b>4. Relación entre la intensidad de Arias y los asentamientos para presas de enrocado</b>	<b>43</b>
4.1. Introducción . . . . .	43
4.2. Modelo sustituto (proxy) . . . . .	43
4.2.1. Breve Reseña Histórica y Métodos disponibles para el Análisis de Respuesta Sísmica . . . . .	43
4.2.2. Modelo sustituto . . . . .	45
4.3. Selección de la medida de intensidad y del parámetro ingenieril de demanda . . . . .	49
4.4. Programa de Modelación . . . . .	51
4.4.1. Selección de Registros Sísmicos . . . . .	51
4.4.2. Geometrías . . . . .	51
4.4.3. Materiales . . . . .	51
4.4.4. Intensidades y escalado de registros . . . . .	52
4.4.5. Esquema y resultados de la modelación . . . . .	52
4.5. Obtención de relaciones Asentamiento vs. Intensidad de Arias . . . . .	53
4.6. Resultados . . . . .	56
<b>5. Modelación Numérica</b>	<b>59</b>
5.1. Criterios para la construcción de modelos FEM . . . . .	59
5.1.1. Tamaño de los elementos . . . . .	59
5.1.2. Paso de tiempo en el cálculo . . . . .	60
5.2. Amortiguamiento del Material - Esquema de Rayleigh . . . . .	60
5.3. Amortiguamiento del material - Aplicación del HS Small . . . . .	61
5.3.1. Amortiguamiento Histerético . . . . .	62

5.3.2. Validación Numérica . . . . .	64
5.4. Aplicabilidad del HSSmall en los Enrocados . . . . .	65
5.5. Amortiguamiento por Radiación - Fronteras Absorbentes . . . . .	67
5.5.1. Fronteras Locales . . . . .	69
5.5.2. Fronteras Consistentes . . . . .	69
5.6. Resumen . . . . .	70
<b>6. Ejemplo de Aplicación</b>	<b>71</b>
6.1. Introducción . . . . .	71
6.2. Descripción del Proyecto . . . . .	71
6.2.1. Geología y Sismogénesis . . . . .	71
6.2.2. Materiales de la Presa . . . . .	72
6.3. Evaluación y Diseño Sísmico Basado en la Performance - Aplicación de las Relaciones Obtenidas	73
6.3.1. Objetivos de Performance . . . . .	73
6.3.2. Análisis Probabilístico de Amenaza Sísmica . . . . .	74
6.3.3. Evaluación y Diseño Basado en la Performance - Aplicación relaciones obtenidas . . .	75
6.4. Evaluación Sísmica Basada en la Performance - Aplicación del Método de los Elementos Finitos	78
6.4.1. Geometría de la Malla . . . . .	78
6.4.2. Parámetros de los materiales . . . . .	79
6.4.3. Selección de Registros Sísmicos de Diseño . . . . .	80
6.4.4. Etapas de Cálculo . . . . .	81
6.4.5. Parámetros Dinámicos . . . . .	84
6.4.6. Resultados modelación . . . . .	85
6.4.7. Evaluación Basada en la Performance . . . . .	87
6.5. Comparación de Resultados . . . . .	88
<b>7. Conclusiones</b>	<b>93</b>
<b>A. Anexo A</b>	<b>103</b>
<b>B. Anexo B</b>	<b>119</b>
<b>C. Anexo C</b>	<b>147</b>
<b>D. Anexo D</b>	<b>153</b>
<b>E. Anexo E</b>	<b>167</b>

## 1. Introducción

Las presas han servido a la humanidad para acumular grandes volúmenes de agua con el objetivo de utilizarla en un sinnúmero de usos y aplicaciones, así como también regular los cauces naturales atenuando crecidas. Estas estructuras son una pieza fundamental en la infraestructura de un país, sirviendo a que haya disponibilidad de agua para el consumo o riego y complementan la generación de energía aportando potencia para cubrir los picos de demanda. Es usual que estas estructuras se ubiquen en valles naturales, con moderada a elevada actividad sísmica y debido a la extensa vida útil para las cuales se diseñan es muy posible que éstas presenten movimientos sísmicos de elevada intensidad. La seguridad y estabilidad de estas obras es fundamental para salvaguardar tanto las vidas humanas y el medio ambiente, y su falla puede ocasionar pérdidas catastróficas.

En los últimos años se ha hecho frecuente la utilización de las presas de enrocado con pantalla de hormigón (de aquí en adelante CFRD, acrónimo por su denominación en inglés “Concrete Face Rockfill Dams”), alcanzándose alturas de hasta 300 m, y embalses de hasta 10 km<sup>3</sup>. Este trabajo se centra en el análisis sísmico de las CFRD, con el objetivo de entender su desempeño y, mediante técnicas analíticas y numéricas, predecir su comportamiento y performance frente a la ocurrencia de un sismo. Se considera que este tipo de presas son seguras frente a la ocurrencia de un sismo ya que al poseer su cuerpo seco no se desarrollan presiones de poro, aunque elevadas deformaciones pueden inducir problemas en la estanqueidad de la pantalla peligrando su operatividad.

Este trabajo se origina en dos publicaciones previas (Sfriso (2008), Verri (2011)). A partir del trabajo de Verri se busca implementar el modelo para la estimación de asentamientos allí desarrollado para la elaboración de curvas de desplazamientos vs. Intensidad de Arias expresadas probabilísticamente con su media y desvío para ser empleadas en el marco del diseño sísmico basado en la performance. A partir del trabajo de Sfriso, se buscó estudiar los

fenómenos que más inciden en la respuesta dinámica de la presa utilizando el método de los elementos finitos, concentrándonos en el impacto y en la correcta modelación del amortiguamiento en suelos.

Por lo tanto, el objetivo de esta tesis es obtener las curvas de la media y el desvío estándar de los asentamientos según la intensidad de Arias para su aplicación en el diseño basado en la performance y entender las limitaciones tecnológicas actuales para la correcta modelación numérica de la respuesta sísmica en presas de enrocado por medio del método de los elementos finitos.

Para lograr estos objetivos, este trabajo de tesis se divide en 7 capítulos y 6 anexos:

1. Introducción.
2. Estado Actual del Análisis Sísmico en Presas de Enrocado.
3. Propiedades mecánicas de los enrocados.
4. Relación entre la intensidad de Arias y los asentamientos para presas de enrocado
5. Modelación Numérica.
6. Ejemplo de Aplicación.
7. Conclusiones.
8. Anexos.

En el segundo capítulo siguiente a esta introducción se describirán las características principales de las presas de enrocado, así como el estado de la práctica y el estado actual del análisis sísmico, enfocado en la ingeniería sísmica basada en la performance. Esta última busca desarrollar una evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras en base a parámetros ingenieriles que nos den una idea de las pérdidas (en términos económicos o de pérdidas de vidas humanas) para un rango continuo de intensidades, de manera tal de tener una mirada global e integral del problema, con resultados que permitan tomar decisiones tanto a los inversores como a la sociedad misma.

En el tercer capítulo, se detallarán las propiedades mecánicas de los enrocados, material constitutivo de estas presas, considerados un capítulo

aparte en la mecánica de suelos. Dentro de las peculiaridades de estos materiales deben distinguirse su comportamiento drenado, aún para cargas sísmicas, sus efectos de creep producto del reordenamiento de sus partículas y su elevada resistencia gracias a las técnicas y procedimientos actuales de compactación. También son de interés para evaluar el comportamiento sísmico el amortiguamiento y la reducción de la rigidez transversal según el nivel de deformaciones.

En el cuarto capítulo se desarrollará el procedimiento de obtención para las curvas de desvío estándar y la media de los asentamientos en función de la intensidad de Arias. Este procedimiento consta de dos partes, primero la formulación del modelo analítico para la estimación de asentamientos (modelo proxy) y segundo, el programa de modelación y tratamiento estadístico que involucró la generación de estas curvas. En este capítulo además se justifica la elección de la intensidad sísmica empleada, así como también el parámetro escogido que representa con mejor confiabilidad la respuesta de la presa y los posibles daños que allí ocurran. Así se obtuvieron curvas de respuesta para 7 geometrías, cuatro materiales y un rango de intensidades de Arias desde  $0m/s$  hasta  $15m/s$ .

En el quinto capítulo se desarrollarán los contenidos necesarios para una correcta modelación dinámica de los enrocados mediante el método de los elementos finitos. Se presentará el Hardening Soil Model con pequeñas deformaciones para incorporar amortiguamiento de manera constitutiva y se estudiarán las limitaciones numéricas de la modelación dinámica en suelos.

En el sexto capítulo se aplicarán todos los conceptos antes descritos a un ejemplo de aplicación, ubicado en Costa Rica. Con esta aplicación se busca validar los procedimientos y curvas obtenidos en los capítulos precedentes dentro de la ingeniería sísmica basada en la performance y ejemplificar su aplicación.

En el séptimo capítulo se resumen los resultados y conclusiones del trabajo en donde se analizan su validez y limitaciones.

En el final del documento se encuentran 6 anexos que complementan la información brindada en los capítulos precedentes. Cabe destacar el Anexo 1 donde se desarrolla la formulación del modelo subs-

tituto, el Anexo 2 donde se detalla el código em-  
pelado para la implementación paramétrica y el  
Anexo 3 donde se encuentran de manera gráfica las  
relaciones de la media y el desvío estándar obteni-  
das entre la Intensidad de Arias y los asentamientos  
del coronamiento de las presas.

## 2. Estado Actual del Análisis Sísmico en las CFRD

### 2.1. Introducción

En este capítulo se describirán las bases de partida de este trabajo. Se comienza por las características de las presas de enrocado con pantalla de hormigón y se desarrollan las consideraciones de diseño sísmico hasta el día de hoy. Luego se ahonda en el estado de la práctica para evaluar y diseñar el comportamiento de estas presas frente a sismos. Para ello se realizó un repaso de las recomendaciones de los principales organismos internacionales que regulan el diseño y operación de presas. Por último nos centraremos en el estado actual de la práctica, que desde los últimos 15 años ha tendido hacia lo que se denomina la ingeniería sísmica basada en la performance. Esta última busca desarrollar una evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras en base a parámetros ingenieriles que nos den una idea de las pérdidas (en términos económicos o de pérdidas de vidas humanas) para un rango continuo de intensidades, de manera tal de tener una mirada global e integral del problema, con resultados que permitan tomar decisiones tanto a los inversores como a la sociedad misma.

### 2.2. Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón

Este trabajo se centra en el análisis sísmico de presas de enrocado con pantalla de hormigón las cuales se han estado imponiendo como mejor alternativa frente a las presas convencionales de tierra y enrocado. Estas presas consisten en un cuerpo resistente de enrocado compactado en capas, ge-

neralmente zonificado, que sirve de apoyo a la superficie impermeable constituida por una pantalla de hormigón apoyada en el talud de aguas arriba. Además, la pantalla de hormigón recibe el empuje producido por el embalse y se encuentra fundada a lo largo de la intersección del pedraplén con la roca madre, en una fundación especial que se denomina plinto. Debido a que la construcción y llenado y vaciado del embalse produce deformaciones en el enrocado, la pantalla de hormigón se encuentra subdividida en fajas que normalmente tienen 15m de ancho. Entre estas placas y el plinto y entre las placas entre sí se coloca un sistema de juntas de manera tal de que el sistema pantalla+juntas mantenga sus propiedades de impermeabilización para un rango de desplazamientos admisibles durante la vida útil de la obra. Para contribuir a esta impermeabilización, generalmente se genera una cortina de inyección por delante del plinto para impermeabilizar el macizo y disminuir el gradiente hidráulico en la fundación de la presa. Cabe aclarar, que debido a la naturaleza granular de los materiales constitutivos de la estructura y presentes en el talud de aguas abajo, un rebalse del embalse puede llevar a la progresiva erosión del cuerpo resistente de la presa con consecuencias catastróficas. Por ello, estos proyectos tienen estructuras complementarias holgadas para la evacuación de caudales excedentes y vaciado del embalse como vertederos y descargadores de fondo.

Para ayudar a completar la visión global de los componentes de una CFRD, se encuentran detallados en la Figura 2.1:

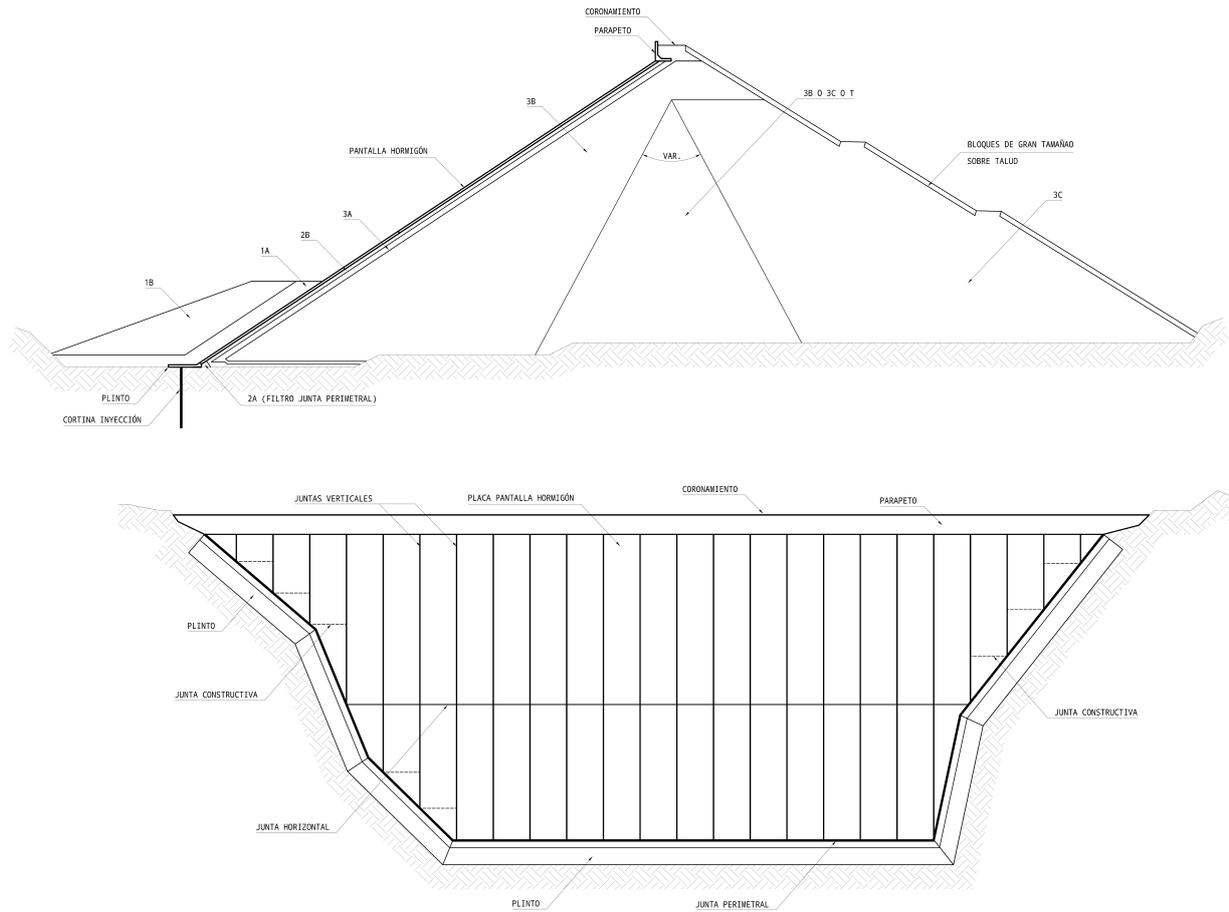


Figura 2.1: Layout Componentes CFRD -a) Corte Transversal b) Vista Frontal Pantalla hormigón

A continuación describiremos en detalle cada uno de los componentes:

**plinto** Es una losa de hormigón armado, hormigonada junto a la roca impermeable, cuya finalidad es vincular la pantalla de hormigón a la fundación. Es una pieza clave de la obra. Su utilidad radica además, de servir como tapa para las operaciones de grouting de la fundación y como superficie de inicio para “lanzar” la pantalla de hormigón. Si la fundación es mala, también sirve para hacer una pantalla impermeable para evitar el sifonamiento y erosión por debajo de la presa.

**pantalla de hormigón** Losa de hormigón armado, generalmente de espesor variable entre  $0,25m$  y  $0,6m$ , posee juntas horizontales, verticales y perimetrales para acompañar la defor-

mación del cuerpo de la presa que ocurre durante su construcción y llenado. Generalmente tiene una cuantía del  $0.4\%$  en ambas direcciones, colocando armadura solamente en la mitad del espesor.

**zona 1A y 1B** Las zonas 1A y 1B son zonas de protección de la pantalla de hormigón aguas arriba. La zona 1B proporciona apoyo para la zona 1A y en algunos casos también resiste el levantamiento de la pantalla de hormigón previo al llenado del embalse. La zona 1A suele ser un limo incoherente o una arena muy fina, se coloca a mayores alturas en presas de más alturas así puede actuar como relleno de fisuras en la junta perimetral y en la parte inferior de la pantalla de hormigón.

**zona 2A y 2B** Las zonas 2A y 2B proporcionan las zonas de apoyo aguas abajo de ella. La zona

2A es un filtro fino procesado con límites específicos de granulometría, con 20mm de tamaño máximo. Es para limitar las pérdidas en el caso de que haya una falla de las juntas perimetrales y para auto curar con colocación bajo del agua de limos o de arenas limosas. La zona 2B, es el apoyo resistente de la placa de hormigón y ha sido especificado a menudo con tamaños máximos de 75mm de material rocoso macizo.

**zona 3A, 3B, etc.** Zonas de enrocado de relleno proveniente de canteras. La diferencia entre A, B y C son principalmente el espesor de la capa de colocación y el tipo y tamaño de las rocas constitutivos. La zona 3A se coloca para compatibilizar y limitar la relación de vacíos en las zonas adyacentes a la zona 2B, es decir, para cumplir con las leyes de filtros. La zona 3B resiste el empuje del agua del embalse y las deflexiones de la pantalla. Generalmente se coloca en capas de 1m y es el principal material de la presa. Una correcta energía de compactación y granulometría es necesaria para disminuir la compresibilidad y por lo tanto las deformaciones en la pantalla. La zona 3C recibe poca carga de agua y su asentamiento ocurre principalmente durante la construcción. El espesor de la capa en la Zona 3C (generalmente 1,5 a 2 metros) acepta tamaños de roca mayores, es más económica su colocación y su menor densidad ahorra mucho volumen de enrocado.

**zona 4** Generalmente en el centro de la presa suele colocarse una zona 4 de material con gran tamaño máximo y una permeabilidad elevada. Este material actúa como dren del cuerpo de la presa en el caso de una infiltración en el cuerpo de la misma, manteniendo el talud de aguas abajo en condición seca.

**zona T** Adicionalmente, en el centro de la presa suele colocarse un material de transición entre los materiales 3B y 3C, conocida como zona T.

**junta perimetral** Es la junta de unión entre la pantalla de hormigón y su fundación, el plinto. Es la pieza clave de la estanqueidad de la presa y su diseño debe contemplar grandes desplazamientos a lo largo de su vida útil. Es uno de los elementos cuyo diseño ha avanzado muchísimo

en los últimos años.

**juntas verticales** Son las juntas entre placas adyacentes de la pantalla de hormigón. Deben absorber movimientos de cizalle, apertura y cierre sin comprometer la estanqueidad hidráulica de la pantalla.

**juntas horizontales** Se generan para dividir el hormigonado progresivo de las placas a medida que avanza la construcción de la presa.

**parapeto** Muro de contención que se ubica en las cercanías del coronamiento con el objetivo de disminuir el volumen de material empleado para alcanzar una determinada cota.

**cortina de inyección** Debajo o delante del plinto se coloca una cortina de inyección para disminuir el gradiente hidráulico debajo de la fundación y del cuerpo de la presa.

El éxito de una presa de enrocado con pantalla de hormigón depende, además de la calidad del material y el grado de compactación, de la construcción correcta de la pantalla de hormigón, del plinto y de la estanqueidad de todas sus juntas. Como bien dijimos, la más crítica de todas las juntas es la perimetral, en donde usualmente se suele colocar una triple barrera en contra de una posible apertura. En la Figura 2.2 se muestra un diseño aplicado en la presa Mazar (Cruz et. al. (2009)) que puede ser una alternativa interesante para el nivel de deformaciones que se espera para estas juntas. Además, posee la ventaja de ser construida sobre la unión de la losa con el plinto, donde se coloca un tubo de goma y acero que sirve de apoyo a la junta corrugada, se simplifica la unión de las juntas perimetrales con las verticales, admite grandes deformaciones y es fácil de producir. Adicionalmente, se puede rellenar dentro con arcilla o ceniza volante para dificultar aún más el ingreso de agua. El material de la junta corrugada de goma se denomina GB que fue desarrollado por el Instituto Chino de Recursos Hídricos e Investigación Hidroeléctrica (China Institute of Water Resources and Hydropower Research). Junto con la junta waterstop corrugada GB, el instituto desarrolló además materiales fillers GB, selladores GB, cobertores GB-EPDM, junta de cobre-GB waterstop en forma de W, junta de cobre-GB waterstop en forma de F, entre otros (Xu et. al. (2007)).

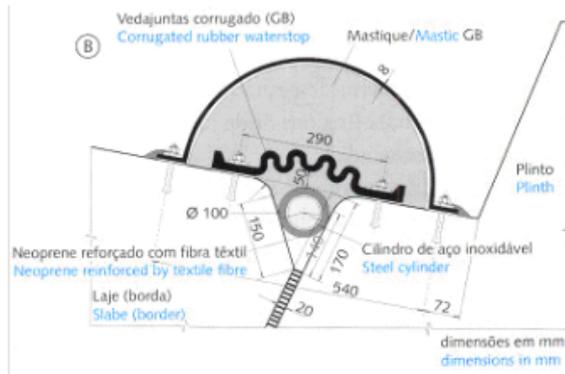


Figura 2.2: Detalle Junta Perimetral Moderna

Como mencionamos anteriormente, la compactación del enrocado para adquirir una elevada densidad es un requerimiento para minimizar las deformaciones y la pérdida de estanqueidad de la pantalla de hormigón. Uno de los factores que controla el módulo de compresión del enrocado es su granulometría. Materiales con correctas granulometrías, con partículas de tamaño pequeño llenando los vacíos entre las rocas grandes, que aún mantienen el enrocado permeable, han llevado a un diseño satisfactorio. Debido a la elevada energía de compactación empleada, las presas se construyen en capas de 1, 2 o 3 metros, dependiendo del tamaño máximo del enrocado. De esta manera se consigue un núcleo resistente capaz de soportar con muy buena performance las acciones a la que la presa se encuentra sometida.

Estas características de las CFRD les proporcionan un adecuado desempeño como estructuras de contención, aunque todavía quedan retos para superar y perfeccionar. En este sentido, las ventajas y desventajas principales de este tipo de obras son las siguientes:

▷ Ventajas:

- Taludes empinados. Gracias a la compactación del enrocado pueden alcanzarse ángulos de fricción interna elevados, y el hecho de que el pedraplén se encuentre en condición seca contribuye a una mayor resistencia, traducida en taludes con pendientes más empinadas reduciendo así el volumen total de obra.
- Velocidad de construcción. Al disminuir los volúmenes de hormigón únicamente a la pantalla y a que la colocación del

enrocado es independiente de las condiciones ambientales, estas presas pueden construirse en los ambientes más agrestes y en las condiciones más desfavorables, lo que implica un cronograma de obra acotado y mucho menor que otras alternativas.

- Efecto beneficioso de la presión del embalse. La resultante de la carga debido al embalse sobre la pantalla de hormigón se transmite a la fundación aguas arriba del eje de la presa, lo que se traduce en un mayor confinamiento del enrocado con el consecuente aumento de resistencia.
- Economía. Debido a los taludes más empinados, los volúmenes de obra se ven reducidos, por lo que las CFRD generalmente son una opción más barata a presas de tierra o enrocado convencionales.
- Estabilidad sísmica. Como el enrocado está esencialmente seco, una excitación sísmica no puede generar un exceso de presiones de poro, lo que junto con su elevada resistencia hacen a estas presas muy sismorresistentes.

▷ Desventajas:

- Junta Perimetral. La junta perimetral se presenta entre la unión de la pantalla y el plinto y es el elemento más crítico de toda la obra ya que cualquier rotura trae la consecuencia de infiltraciones en el enrocado. De todas maneras, si se provee una adecuada zona de filtros entre la pantalla y el enrocado principal, se puede disminuir la erosión de los materiales detrás de la pantalla.
- Fisuras en la pantalla de hormigón. Debido a las deformaciones del enrocado, las losas de la pantalla de hormigón se fisurarán. Sin embargo, con las adecuadas técnicas de compactación este fenómeno puede disminuirse. Se recomienda la utilización de materiales de baja compresibilidad en las zonas aguas arriba cercanas a la pantalla.

- Deformaciones. La experiencia ha demostrado que los asentamientos por construcción, que puede llevar entre 3 y 5 años, son del orden del 0,2% de la altura de la presa y la ocurrencia de un sismo puede aumentar los desplazamientos. Si bien esta magnitud de desplazamientos no ofrece una amenaza a la seguridad de las presas, es necesario proveer una revancha respecto de la cota máxima del embalse adecuada para evitar posibles rebalses por encima del coronamiento.
- Experiencia limitada en diseño y construcción. Los cambios en las nuevas tecnologías para la construcción de estas presas, y creciente popularidad, sobre todo en Brasil y China, han hecho el fenómeno de las CFRD algo reciente, por lo que contratistas y diseñadores actualmente no cuentan con una amplia experiencia en este tipo de presas.
- Envejecimiento de la pantalla. El enrocado con el que se construye la presa es un geomaterial cuyas propiedades mecánicas tienen una vida útil mucho mayor a la del hormigón de la pantalla. Por lo tanto, esta última se verá afectada por procesos de envejecimiento a una tasa mucho mayor que los demás materiales. Como consecuencia, la pantalla y su sistema de juntas requerirán de reparaciones programadas a lo largo de su vida útil, dejando tiempos muertos en la producción y utilización del embalse.

Las razones anteriores muestran que las CFRD tienen ventajas comparativas respecto de sus competidoras de materiales sueltos, lo que se ha ganado su popularidad entre los diseñadores y constructores a lo largo del mundo. Como es interés de este trabajo estudiar los aspectos sísmicos, detallaremos los historiales de performance sísmico de este tipo de presas.

### 2.3. Comportamiento observado en presas sometidas a sismos

Históricamente las presas de enrocado y tierra han tenido un buen desempeño frente a sismos de elevada intensidad. Debido al aumento en el interés en los últimos 20 años de la construcción de CFRD, hoy en día el número de presas es aún bajo y como la gran mayoría fue construida en la última década, hoy en día existen pocos casos del desempeño del diseño actual de estas presas.

A continuación se presenta un resumen de la performance de presas de enrocado con pantalla de hormigón hasta el momento (Wieland (2003), Ishihara (2010)):

- ▷ Zipungpu. La presa Zipungpu en China se encuentra ubicada a 17km del epicentro del sismo de Wencuhan de una magnitud de 8 en la escala de Richter, ocurrido en 2008. Esta presa de enrocado con pantalla de hormigón tiene una altura de 150m y fue diseñada para una intensidad VIII en la escala de Mercalli Modificada, con una aceleración máxima de la fundación de 0.26g con una probabilidad de excedencia de 2% en 100 años. La intensidad de Mercalli medida para este sismo en el sitio de la presa fue entre IX y X de acuerdo a lo registrado, mucho mayor a lo previamente diseñado. El embalse se encontraba en un 30% de su capacidad y las aceleraciones en el coronamiento ascendieron a 2g. Si bien la presa ha sufrido cierto daño, su estabilidad global y colapso no se vio afectado. Los daños sísmicos incluyen deformaciones permanentes, extrusión y estalle de las placas de hormigón y fallas locales en estructuras en la cresta y en el talud de aguas abajo. El asentamiento de la presa fue solamente de 80-90cm, aproximadamente un 0,6% de la altura de la presa y el cuarto superior del talud aguas abajo fue el más vulnerable a la excitación. Por otra parte, la deformación transversal del cañón fue de aproximadamente 102mm. Respecto de la estanqueidad de la presa, varias juntas perimetrales se abrieron y estallaron gran parte de las juntas horizontales, aunque la función de retención de agua de la pantalla no se vio destruida de acuerdo al monitoreo de las infiltraciones. En este caso, la

presa estuvo sujeta a un sismo mayor que a su máximo esperado, sin comprometer su estabilidad global ni posibles inundaciones por la falla del embalse, cumpliendo con los diseños sísmicos actuales. Luego de este sismo el embalse de la presa debió ser vaciado para efectuar las tareas de reparación de la pantalla de hormi-

gón y sistema de juntas. Dado que esta presa ha sido una de las primeras en ser sometida a un sismo de elevada intensidad, sienta precedentes para el diseño de las futuras CFRD. En la Figura 2.3 se muestran tres fotografías con los daños involucrados.



Figura 2.3: Daños en juntas horizontales (izq.), talud aguas abajo (centro) y juntas verticales y pantalla (der.) en la Presa Zipungpu

- ▷ Cogoti. La presa Cogoti en Chile fue construida en 1936 y ha estado sujeta a varios sismos a lo largo de su vida útil debido a la elevada sismicidad de la región. Con una altura de 85m, en 1943 el sismo de Illapel con una magnitud de 7.9 y una distancia epicentral de 90km, indujo un  $PGA$  de 0.19g. A pesar de estar construida con enrocado botado y sin compactar, el sismo produjo un asentamiento de la cresta de 40cm sin daños aparentes en la pantalla. Las infiltraciones luego del terremoto aumentaron de 200l/s a 1400l/s y hoy en día luego de las reparaciones se encuentran estables en 400l/s. Luego, en 1997 el sismo de Punitaque con una distancia epicentral de 20km y una distancia focal de 30km produjo un  $PGA$  de 0,19g y un asentamiento del coronamiento de 15cm. No se reportaron daños en la pantalla de hormigón.
- ▷ Sugawara. Una CFRD secundaria de la presa Sugawara en Japón, de 17m de altura, fue sometida en 2000 al sismo de Tottori. El  $PGA$  registrado en el estribo derecho fue de 0.36g. No se observaron daños aparentes.
- ▷ Ishibuchi. Durante el sismo de Iwate-Miyagui Nairiku de 2008, con una magnitud de 7.2, la presa Ishibuchi de 53m de altura fue sujeta a un excitación con un  $PGA$  de 1.04g. Sin embargo, se registró una aceleración máxima en

el coronamiento  $PCA$  de solo 0.54g. La distancia epicentral fue de 16km. Esta presa fue construida de manera similar a la Cogoti, en 1953. La presa se asentó 60cm durante el sismo, mientras que los asentamientos estáticos desde su construcción fueron de 50cm. No se observaron daños en la pantalla de hormigón debido principalmente a que la pantalla rotó respecto de su punto de apoyo en el plinto cuando se produjeron los asentamientos.

A partir de estas escasas experiencias en CFRD, podría decirse que si son diseñadas de acuerdo a las reglas del arte y construidas con procedimientos modernos de compactación, este tipo de presa pueden resistir sismos de elevada intensidad con relativa seguridad. En todas estas experiencias, su seguridad no se ha visto comprometida tras las deformaciones inducidas por el movimiento sísmico. Históricamente, los métodos de diseño sísmico se han centrado en establecer desplazamientos, pero no se ha prestado verdadera atención al comportamiento sísmico de la placa de hormigón, siendo ésta una gran deuda pendiente en el diseño de las CFRD. En todas las experiencias recientes es notorio el daño que se genera en la pantalla y su sistema de juntas, que por más que no hayan comprometido la estanqueidad, han necesitado reparación inmediata, con el consecuente vaciado del embalse y pérdidas de

tiempo de operación. Según Wieland and Brenner (2007), para comprender bien estos daños es necesario un análisis de los efectos de la componente longitudinal del sismo, ya que el comportamiento para los movimientos en el plano de la pantalla de hormigón es muy distinto a los del enrocado debajo, impidiendo el movimiento de este último por las placas. La rigidez de la pantalla en su plano, atraerá las fuerzas longitudinales del cuerpo de la presa, desarrollándose grandes esfuerzos en el plano de la pantalla con las consecuentes fallas por corte y estalle del hormigón. A continuación se desarrollarán los criterios de diseño recomendados para una adecuada performance sísmica de estas presas, con el objetivo de reducir los daños y riesgos asociados.

#### **2.4. Recomendaciones de Diseño Sísmico de Presas CFRD**

Actualmente las recomendaciones de diseño estáticas y dinámicas de las CFRD se basan fundamentalmente en la recopilación de trabajos hecha por Cooke and Sherard (1985), en donde se discuten los aspectos más importantes del diseño de esta tipología de presas, su construcción y su desempeño y se ha actualizado según la performance de eventos recientes. Se considera que las presas de enrocado con pantalla de hormigón son seguras frente a la acción sísmica, debido principalmente a las siguientes razones (Seed et. al. (1985)):

1. El empuje del embalse actúa en la cara aguas arriba, por lo que todo el cuerpo de la presa contribuye a resistirlo.
2. Al estar el enrocado seco, no existe la posibilidad de que se generen presiones de poros excesivas debido a la acción sísmica y por lo tanto no hay reducción de la resistencia del material; como resultado las deformaciones deberían ser bajas.
3. Las presas modernas se diseñan con una zona aguas arriba de roca y suelo, de menor permeabilidad. Por lo tanto, si se daña fuertemente la pantalla de hormigón durante un sismo de elevada intensidad, el agua que puede pasar a través de esta zona menos permeable hacia el cuerpo principal es muy baja.

El objetivo del diseño sísmico es verificar que la geometría de la presa (taludes, materiales, pantalla y juntas) se desempeñe adecuadamente para la intensidad sísmica esperable en el sitio de emplazamiento, evitando el desarrollo de deformaciones plásticas locales, fallas de taludes y rebalse del embalse. Para ello es imprescindible seleccionar una adecuada combinación de taludes aguas arriba y aguas abajo, esquema y sistema de juntas y establecer una adecuada revancha, de manera tal que los asentamientos alcanzados no superen la cota máxima del embalse, ni dañen la pantalla de hormigón. Para esto es importante conocer y entender los modos de falla por acción sísmica de las presas de enrocados (Bureau et. al. (1985)):

- ▷ Disminución de las pendientes de los taludes debidos al desmoronamiento y deslizamiento de materiales superficiales a lo largo de superficies planas o casi planas.
- ▷ Deformaciones excesivas generalizadas, sin la formación de superficies de falla por deslizamiento.
- ▷ Asentamiento y disminución del volumen del pedraplén.
- ▷ Falla en uno o ambos taludes (falla de cuña o falla rotacional más profunda).
- ▷ Rebalse debido a la pérdida de la revancha o por la ocurrencia de olas que desaten fallas del talud aguas abajo.
- ▷ Estalle (spalling) de las placas de hormigón por esfuerzos de compresión en su plano.
- ▷ Apertura y rotura de juntas verticales perimetrales como producto de asentamientos en el enrocado, con el consecuente aumento de la infiltración de agua en el enrocado.

Cabe aclarar que debido a la naturaleza de los enrocados, la falla rotacional profunda es poco probable que ocurra y los valores mínimos de seguridad se dan para cuñas superficiales (Núñez (2005)). Además, es poco probable que haya deslizamientos superficiales en la cara aguas arriba ya que esta se encuentra sujeta a la presión del embalse que genera una gran resistencia en el enrocado en contacto con la pantalla. Este aumento no sucede ante la ocurrencia de un sismo durante la construcción con

el embalse mínimo, situación desfavorable y menos probable que origina deformaciones aún mayores en el cuerpo de la presa. En cambio, para el talud aguas abajo la resistencia a los desplazamientos sísmicos depende solamente de la inclinación del talud y del ángulo de fricción de los materiales allí presentes.

Teniendo en cuenta estas posibles fallas, se recomienda los siguientes lineamientos de diseño para presas altas en áreas de sismicidad elevada (Materón and Fernandez (2005)):

1. Disminuir pendientes en las zonas superiores de las presas: El talud aguas abajo debería ser más tendido al de aguas arriba. Asimismo, si el embalse fluctúa demasiado y con gran frecuencia, también debería tenderse más el talud aguas arriba.
2. Ensanchar el ancho del coronamiento con la altura de la presa: Debería ser 8m para presas hasta 150m y para alturas superiores se recomienda seguir la siguiente ley:  $b = 8m + 0,02H$ , donde  $b$  es el ancho del coronamiento y  $H$  es la altura de la presa.
3. Zonificar la presa: se recomienda zonificar la presa adecuadamente. La zona 3B debería extenderse hasta la parte superior de la presa en el talud de aguas abajo (Ver Figura 2.4 )
4. Proveer una buena compactación al enrocado: utilizar como mínimo rodillos vibratorios de 12 toneladas con una relación peso/ancho cilindro de  $5t/m$ ; restringir espesores de capas a  $0,8m$ ; monitorear la aplicación de agua con una razón mínima de  $200l/m^3$ .
5. Proveer una revancha mayor que la convencional: se recomienda adicionar a los requeri-

mientos hidráulicos de revancha un  $0,3\%H$  en áreas de gran sismicidad.

6. Limitar la altura de los muros en el coronamiento (parapet walls): se deben limitar a cuatro metros.
7. Proveer “water stops” externos con mayor capacidad: además de la junta de cobre tradicional ubicada en la junta perimetral, se recomienda colocar un water stop corrugado por fuera de la junta con mayor capacidad (Ver Figura 2.2).
8. Reducir el ancho de las losas de la pantalla de hormigón en zonas donde la junta perimetral es muy empinada: El ancho tradicional de las losas de la pantalla de  $15m$  debería dividirse en dos de  $7,5m$  en zonas donde asentamientos diferenciales pueden ocurrir debido a fuertes vibraciones.
9. Tratar cuidadosamente las juntas constructivas entre las etapas de hormigonado de las losas de la pantalla: La experiencia ha demostrado que pueden dejarse aberturas en la junta fría; estas juntas deberían ser selladas con grout para limitar su apertura en caso de fuertes vibraciones.
10. Ubicar materiales de relleno compresibles en las juntas longitudinales centrales de la pantalla de hormigón: Para valles angostos donde la relación  $A/H^2 < 4$  (donde  $A$  es la superficie de la pantalla de hormigón) la experiencia ha demostrado que es necesario colocar rellenos compresibles para mitigar los esfuerzos de compresión debidos a los asentamientos en el enrocado por el llenado del embalse.

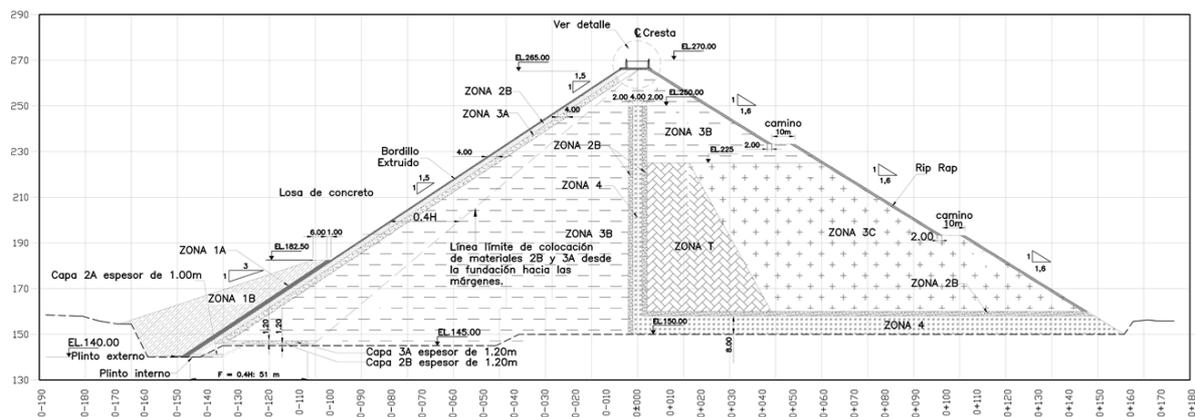


Figura 2.4: Zonificación Recomendada en Zonas Sísmicas

Es menester destacar y recordar que el diseño sísmico del sistema de juntas de la pantalla de hormigón es clave para una correcta performance. Si este elemento se daña demasiado y las infiltraciones aumentan, será necesario vaciar de emergencia el embalse para comenzar las tareas de reparación. Por lo tanto es condición sine qua non que el diseño de las juntas contemple suficiente elasticidad en los desplazamientos de manera tal que las deformaciones en el enrocado no se traduzcan en esfuerzos indeseados en las placas.

Con estos criterios de diseño sísmicos se espera que la presa responda adecuadamente ante sismos de elevada intensidad. A continuación trataremos las normativas y procedimientos vigentes para la evaluación sísmica de presas de enrocado.

## 2.5. Estado de la Práctica: Normativa y Procedimientos Vigentes

Actualmente el estado de la práctica implica procedimientos y recomendaciones para el análisis sísmico y diseño de las presas de enrocado. Estos procedimientos se enmarcan dentro de las recomendaciones de comités internacionales y normativas inherentes a cada país. Es así que International Commission on Large Dams (ICOLD) y el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos (USACE) proveen una serie de documentos donde se especifican los lineamientos en el diseño sísmico de presas de tierra y enrocado (ICOLD (1986, 1989); ?); USACE (1995)). Estos lineamientos incluyen la selección de sismos de diseño para distintos niveles de intensidad sísmica y exigencias en la performance de las

presas para dichas intensidades. Además, proporciona una guía para realizar los estudios necesarios para la correcta evaluación de la respuesta sísmica y el diseño de una presa. Con más de 20 años de antigüedad, actualmente el Boletín 72 se encuentra en revisión para su actualización a los nuevos procedimientos de diseño. Dentro de estos lineamientos se incluyen la información necesaria y relevante que se necesita para realizar estos proyectos, de los cuales podemos resaltar los siguientes puntos:

1. Geología Regional y de Emplazamiento: deberán hacerse estudios geológicos regionales para luego concentrarse en la geología del emplazamiento. Estos estudios deben cubrir al menos 100km de radio del sitio de la obra o hasta 300km para incluir sistemas de fallas activas de importancia.
2. Historia Sísmica: debe compilarse datos históricos para poder encontrar patrones y estimar la sismicidad actual del sitio. De ser posible se debe tener datos acerca de la ubicación epicentral, magnitud, fecha de ocurrencia, distancia focal y mecanismo focal.
3. Geología Local: Se necesita información geológica local del sitio de la presa para poder anticipar ciertas características de los movimientos sísmicos esperados en el sitio y para evaluar el potencial movimiento de una falla que atraviese las fundaciones.

Con esta información es posible evaluar sísmicamente el sitio de emplazamiento y realizar un análisis de amenaza, el cual puede realizarse determinísticamente o probabilísticamente. El primero

(DSHA por “Deterministic Seismic Hazard Assessment”) utiliza las fuentes sísmicas conocidas y el historial sísmico y geológico para generar eventos discretos o modelos de movimientos sísmicos en el sitio (se puede encontrar detallado en Kramer (1996)). Los registros sísmicos para el sitio son estimados determinísticamente dada la magnitud, distancia a la fuente y condiciones particulares del emplazamiento. La segunda (PSHA, por “Probabilistic Seismic Hazard Assessment”), propuesto por Cornell (Cornell (1968)), utiliza elementos del DSHA y adiciona la estimación de la probabilidad que dichos movimientos sísmicos ocurrirán durante el periodo de tiempo especificado. En este estudio se tienen en cuenta las incertidumbres y la probabilidad de ocurrencia de sismos de distinta magnitud e intensidad. Los resultados del análisis probabilístico de amenaza sísmica se utilizan para seleccionar registros sísmicos basados en la probabilidad de excedencia de una cierta intensidad durante la vida útil de la obra o para un período de retorno dado. Actualmente, estos dos abordajes se utilizan y se recomienda emplearlos en conjunto con el criterio ingenieril para evaluar y definir las características de los eventos sísmicos a emplear para el diseño del proyecto.

Para definir estas distintas intensidades de diseño se recomienda la utilización de dos intensidades de acción sísmica: Sismo Máximo Creíble (MCE, por “Maximum Credible Earthquake”) y Sismo Operacional (OBE, por “Operational Basis Earthquake”). El MCE se define como el mayor sismo que puede ocurrir o ser generado por una fuente con base en la evidencia sismológica y geológica de la zona. Como un proyecto puede estar afectado por sismos generados por distintas fuentes, cada uno con su mecanismo de falla, distancia al sitio y magnitud, se pueden definir varios MCEs para el sitio, cada uno con parámetros sísmicos distintos y distinto espectro. El MCE se determina utilizando un análisis determinístico de amenaza. De todas maneras la ICOLD y la USACE recomienda que una presa deberá ser diseñada y analizada para una vida útil de 100 años y para los siguientes niveles de intensidad sísmica, definidos como:

- ▷ Sismo Máximo de Diseño (MDE, por “Maximum Design Earthquake”): Este sismo produ-

cirá el mayor movimiento sísmico para el cual la presa debe ser diseñada o analizada. Para presas cuya falla pueden representar una amenaza social muy importante, el MDE se caracteriza por una intensidad igual a la máxima esperada, MCE, obtenidas de forma determinística o probabilística como se describió anteriormente. Usualmente se le asocia un período de retorno de 10.000 años. Será requisito de performance que no haya una erogación descontrolada del embalse cuando este sujeto a dicha carga, aunque se admiten algunos daños estructurales. Si la falla de la presa no representa ninguna amenaza a la vida, puede asociarse un nivel de movimiento sísmico menor al MDE. Adicionalmente, en el Boletín 46 se explicita que el MCE no debe causar: licuefacción de los materiales de la presa o su fundación, el colapso debido a una superficie de resbalamiento en los taludes o la fundación, perder su revancha, desarrollar infiltraciones descontroladas por fisuras o en interfaces con otras estructuras y los vertederos y controles hidráulicos no deben ser dañados. En definitiva, para este nivel de intensidad sísmica la presa no deberá desarrollar una falla catastrófica para la sociedad y el medio ambiente, aunque daño o pérdidas económicas están permitidos.

- ▷ Sismo Operacional (OBE, por “Operational Basis Earthquake”): representa el nivel de intensidad sísmica que se espera que ocurra a lo largo de la vida útil de la presa, esto es, con un 50 % de probabilidad de excedencia durante este periodo (para una obra de 100 años de vida útil se estima que tiene un período de retorno de 145 años). El requerimiento asociado de performance es que los daños sean menores o nulos y que la operación de la presa no sea interrumpida. Como consecuencia de su definición, el OBE se determina mejor probabilísticamente. La presa, estructuras complementarias y equipos deben permanecer funcionales y el daño debe ser fácilmente reparable. Como las consecuencias del OBE son económicas, según el caso puede escogerse un OBE más o menos severo con sus períodos de retorno asociados. En resumen, el OBE representa un es-

tado límite de servicio y se basa en criterios económicos.

- ▷ Sismo Inducido por llenado del Embalse (RIE, por “Reservoir-Induced Earthquake”): Representa el máximo nivel de un movimiento sísmico capaz de ser inducido en el sitio por el llenado, descarga o la presencia del embalse. Hay muy pocos casos documentados de sismos inducidos por el embalse. La consideración del RIE debe hacerse para presas mayores a 100m o para presas más pequeñas en zonas tectónicamente sensibles. Dependiendo de las zonas, el RIE puede ser mayor, igual o menor que el sismo OBE, pero nunca mayor que el MDE.

Adicionalmente, el ICOLD destaca que además de la definición de las acciones sísmicas de diseño, hay otros factores de riesgo que hay que considerar para que la evaluación y diseños sísmicos sean seguros. De esta manera, a partir del MCE se establece una categoría de la amenaza sísmica de la zona. Luego debe estimarse el riesgo potencial aguas abajo de la presa (cantidad de habitantes, áreas inundables, impacto ambiental), y así, junto con la categoría de amenaza, se define una nota de riesgo. Esta clasificación de riesgo se utiliza para guiar en la selección de evaluación de parámetros sísmicos, así como para identificar la necesidad de métodos de análisis para presas asociadas con una alta nota de amenaza. Además, a estos análisis, el ICOLD proporciona de guía en la influencia del tipo de presa relacionado con su performance y explicita varias situaciones donde métodos avanzados de análisis deben ser garantizados. De esta manera, la ICOLD recomienda completar el análisis de riesgo del proyecto con los siguientes puntos:

1. Categoría de riesgo sísmico de la zona de emplazamiento (similar a la clasificación de zonas sísmicas de la mayoría de los códigos).
2. El tipo de la Presa (presas de materiales sueltos incorporan mayores incertidumbres que una de hormigón, por ejemplo).
3. Los requerimientos funcionales y de uso (si se va a utilizar para riego, agua potable o generación de electricidad).
4. La categoría de riesgo de la presa completa y su embalse (a mayor magnitud, mayores medi-

das y análisis detallados deben realizarse).

5. Las consecuencias de desestimar o sobre estimar el riesgo asociado.

De todas maneras, el ICOLD aclara que a pesar de todos los análisis que puedan efectuarse, el diseño sísmico de las presas debe efectuarse con un adecuado criterio ingenieril y basarse en las experiencias de obras ya construidas.

Cabe aclarar que en este trabajo se hace hincapié en los requisitos de performance del cuerpo principal de la presa, pero en definitiva hay que analizar la seguridad, riesgo asociado y niveles de performance del proyecto en su conjunto y como un todo, analizando la performance y riesgos asociados de todas sus estructuras complementarias.

## 2.6. Estado del Arte - Ingeniería Sísmica Basada en la Performance

Actualmente el diseño está desarrollándose hacia una mirada más integral del problema, considerando niveles de intensidad continuos y cuantificando las incertidumbres asociadas en la sismicidad, el cálculo de la respuesta y la estimación de daños. En este sentido, con el impulso del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research), en los últimos años se ha dado especial crecimiento en lo que se denomina la ingeniería sísmica basada en la Performance (PBEE). En este capítulo enunciaremos dicha metodología y repasaremos la evolución histórica hasta la consolidación de este abordaje.

### 2.6.1. Revisión histórica del diseño basado en la performance

La ingeniería sísmica ha estado moviéndose naturalmente hacia una evaluación y diseño basados en la performance en los últimos 10 a 15 años. La ingeniería sísmica basada en la performance permite que estructuras puedan ser diseñadas y construidas de tal manera que su performance bajo cargas sísmicas puedan ser predichas con un adecuado nivel de precisión. La gran cantidad de incertidumbres en cuanto a la caracterización de los movimientos sísmicos, junto con las incertidumbres inherentes a la predicción de la respuesta de la estructura, daño físico y pérdidas han condicionado a que los abordajes para la evaluación sísmica basada en la

performance sean de carácter probabilístico, aunque este abordaje no es absolutamente necesario. Por esta última razón, la ingeniería sísmica basada en la performance no se emplea extensamente y consistentemente en la práctica profesional actual, aunque ha estado ganando terreno debido a sus comparativas ventajas (Kramer (2011)).

El concepto de la ingeniería sísmica basada en la performance es una extensión natural de los conceptos básicos que se encuentran implícitos en el diseño y la evaluación sísmica actual. La primera edición del Libro Azul de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, en 1959, ya describía los requerimientos de la fuerza lateral limitando las deformaciones en la estructura. Para este documento, objetivos básicos de performance fueron asociados a distintos niveles de intensidad del movimiento sísmico. Así, la performance era descrita en términos de daño, el cual implica una relación entre la respuesta de la estructura y su capacidad para resistir dicha respuesta. Luego en el reporte ARC-3-06 del Applied Technology Council, en 1978, se recomendaba el diseño para un sólo nivel de intensidad basándose en una probabilidad de excedencia de un 10 % para un periodo de 50 años.

Posteriormente, el primer documento que estableció procedimientos para el diseño basado en la performance de nuevas estructuras fue el reporte Vision 2000, de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC (1995)), el cual describe procedimientos con la intención de generar estructuras de performance predecibles respecto a una serie de niveles de amenaza discretos. En la Figura 2.6 se observa este esquema de abordaje, el cual cuenta con 4 niveles de intensidad y cuatro niveles de performance para tres categorías de estructuras. Actualmente, este abordaje se encuentra vigente y es ampliamente utilizado en la práctica profesional.

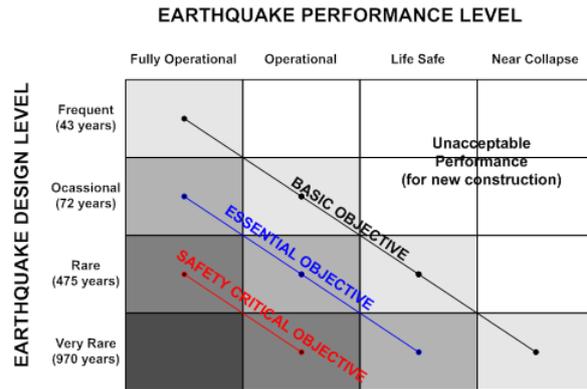


Figura 2.5: Combinaciones de amenaza sísmica y niveles de performance propuestos por el reporte Vision 2000

Además, como se vio en el inciso anterior, las normativas vigentes consideran niveles discretos de intensidad sísmica (MCE, OBE, RIE) y objetivos de daño asociados (no colapso, operación garantizada, etc), pero sin aún centrarse en las pérdidas asociadas. Recientemente en 2007, la Asociación Canadiense de Presas ha incluido el objetivo de performance “pérdida de vidas” asociado a una probabilidad de excedencia para evaluar la seguridad de las presas. Actualmente se ha derivado en un abordaje basado en la performance para diseñar y evaluar sísmicamente tanto edificios como presas y otras estructuras, teniendo en cuenta la magnitud de las incertidumbres que se manejan. Para lograr esto, el diseño basado en la performance, reconoce distintas intensidades, parámetros de demanda ingenieril, niveles de daño y pérdidas asociadas. Así, se puede estimar la amenaza de pérdidas que puede ser visto como una estimación de todos los posibles sismos, registros sísmicos, respuestas, daño y escenarios de pérdida, con su asociada incertidumbre. Con esta metodología se obtiene un nivel de performance (pérdidas) asociados a un continuo de intensidades que se desee evaluar. En resumen, este procedimiento posee las siguientes ventajas y desventajas según Kramer (2011):

1. Ventajas:

- a) El diseño basado en la performance, debido a que considera múltiples períodos de retorno, puede tratar una gran variedad de movimientos sísmicos potenciales, teniendo en cuenta las diferencias en la

ubicación y la forma de las curvas de amenaza para áreas de sismicidad distinta.

- b) En un encuadre integral como el propuesto por PEER, las incertidumbres en la respuesta, daño y pérdida para una gran variedad de rangos permiten un diseño más comprensivo y consistente. Con este abordaje los diseños pueden basarse en limitar riesgos anuales de excedencia de un particular valor de respuesta, daño o pérdida. Por lo tanto, estructuras en diferentes regiones geográficas con distinta sismicidad pueden ser diseñadas para alcanzar el mismo nivel de performance.
- c) Los análisis realizados durante el diseño basado en la performance generalmente involucran la predicción de deformaciones y deformaciones en el sistema de suelo estructura. Como tal, proveen una mirada en las deformaciones y mecanismos de daño que no son obtenidos usualmente con los procedimientos convencionales de diseño. Este proceso provee al ingeniero con un mayor entendimiento de la respuesta anticipada, u órdenes de magnitud de la respuesta de la estructura para diferentes niveles de intensidad sísmica.
- d) El diseño basado en la performance avanzado permite que componentes múltiples de proyectos complejos puedan ser diseñados para con niveles consistentes de riesgos, lo que maximiza el potencial correcto diseño de estos. El diseño consistente permite un riesgo balanceado, lo que proporciona la efectividad en los costos de la obra.
- e) El diseño basado en la performance requiere y facilita el diálogo con ingenieros geotécnicos y otros miembros del equipo de diseño. Cuando se lo relaciona con pérdidas, es posible explicar consecuencias del diseño en términos tangibles para el comitente o la sociedad.

## 2. Desventajas:

- a) El uso del diseño basado en la performance requerirá la educación de ingenieros,

propietarios y reguladores, y requiere de uso por parte de ellos para asimilar los beneficios asociados a este diseño.

- b) El diseño basado en la performance requiere múltiples diseños para múltiples niveles de intensidad sísmica, lo que involucra más análisis que el procedimiento convencional de diseño. Además, el carácter probabilístico de este diseño necesita que todas estas variables sean tratadas probabilísticamente. En conjunto, estas características originan un mayor esfuerzo de cálculo y análisis que el diseño convencional de estructuras.

Como se puede observar, el diseño basado en la performance nos da una visión más amplia e integral del problema, y desde un punto de vista probabilístico, provee cierta medida de la magnitud de incertidumbre involucrada. A continuación desarrollaremos el procedimiento para realizar una evaluación basada en la performance o un diseño basado en la performance.

### 2.6.2. Metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en la Performance

Esta metodología propuesta por el Pacific Earthquake Research Center (PEER) proporciona las bases para establecer un manejo de recursos efectivo con los costos para el diseño y construcción de estructuras en el contexto de la amenaza sísmica. En este sentido, “la ingeniería sísmica basada en la performance implica el diseño, evaluación, construcción, monitoreo del funcionamiento y mantenimiento de estructuras ingenieriles cuya performance bajo cargas comunes y extremas responden a las necesidades y objetivos de los propietarios y de la sociedad” (Krawinkler and Miranda (2004)). Dentro de la ingeniería sísmica basada en la performance existen dos abordajes que se pueden realizar sobre una estructura. El primero de ellos es el la Evaluación Basada en la Performance (o Performance-Based Assessment (PBA)) el cual nos permite evaluar cuantitativamente la performance de una estructura existente. PBA les da a los propietarios información acerca del edificio en términos probabilísticos que facilitan la toma de decisiones en la evaluación de riesgos. El segundo abordaje es

el Diseño Sísmico Basado en la Performance (Performance Based Design (PBD)), en el cual se diseña una estructura desde el comienzo, basándose en varias alternativas, prestando atención que cumpla a todos los objetivos de performance demandado por el propietario. Este último nos permite vincular costos de reparación, muertes, tiempos de baja, etc., con alternativas de diseño en etapas básicas de proyecto para así junto con los clientes evaluar la mejor alternativa que satisfaga todas sus necesidades y ayudar en la toma de decisiones.

Desarrollaremos a continuación la metodología para la evaluación basada en la performance propuesta por PEER (Cornell and Krawinkler (2001), Krawinkler (2002), Krawinkler and Miranda (2004)). Esta metodología es capaz de predecir la performance de una estructura o edificio de manera probabilística incorporando cuatros tipos de variables aleatorias en cuatro etapas consecutivas tal como se muestra en la Figura 2.6. Estas cuatro variables son:  $IM$ ,  $EDP$ ,  $DM$ , y  $DV$ . La medida de intensidad ( $IM$  por Intensity Measure) describe la intensidad de un movimiento sísmico (como por ejemplo, pseudoaceleración para el primer modo,  $PGV^2$ , intensidad de Arias, etc.). La variable  $EDP$  (Engineering Demand Parameter) se denomina parámetro de demanda ingenieril y tiene en cuenta un parámetro de respuesta de la estructura que sirve para cuantificar daños, como por ejemplo, distorsión entre pisos, asentamientos, etc. La variable  $DM$  (Damage Measure) cuantifica el nivel de daño a un elemento de la estructura (fisuras por punzonado, apertura de juntas en la pantalla de hormigón, etc.) y la variable  $DV$  (Decision Variable) describe la performance de la estructura (pérdidas monetarias, pérdidas de vidas, lesiones, etc.).

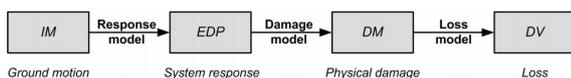


Figura 2.6: Metodología PBA

Los procesos de análisis asociados con cada una de estas etapas y variables se describen a continuación:

1. Análisis de Amenaza (Ground Motion): en esta etapa se calcula la frecuencia en la cual una intensidad de un movimiento sísmico es exce-

da. El resultado principal de un análisis de amenaza es una curva de amenaza sísmica que muestra la relación entre una medida de intensidad  $IM$  y su frecuencia anual de exceedencia  $\lambda(IM)$ . La  $IM$  puede ser un escalar o un vector, aunque históricamente  $Sa(T_1)$  (pseudoaceleración para el primer modo de vibración) se ha utilizado para edificios. Este análisis de amenaza puede realizarse tanto determinísticamente (DSHA) como probabilísticamente (PSHA) según lo expuesto en el inciso anterior, aunque en el diseño basado en la performance se utiliza el segundo. En la Figura 2.7 se esquematizan los pasos a seguir para realizar este tipo de análisis de manera probabilística Kramer (1996) y en el Apéndice F se detalla un ejemplo de aplicación.

2. Análisis Estructural (System Response): con la información del PSHA y un modelo analítico del edificio, se obtiene un vector de parámetros de respuesta estructural o parámetros ingenieriles de demanda ( $EDP$ ). Estos  $EDPs$  deben incluir todas las respuesta relevantes de la estructura que se correlacionan bien con el daño en componentes estructurales, no estructurales e instalaciones. Los  $EDPs$  obtenidos en este paso se utilizan para relacionar daños con intensidades, la cual se puede obtener a través de múltiples análisis de respuesta no lineal del edificio para distintas intensidades que incorpore los sistemas estructurales, no estructurales y aspectos geotécnicos de la estructura. Este procedimiento se conoce como Análisis Dinámico Incremental o IDA por sus siglas en inglés. El resultado de la etapa de análisis estructural es una estimación probabilística de la respuesta de la estructura a diferentes niveles de amenaza:  $P[edp \geq EDP \mid im = IM]$ . Un ejemplo de estos resultados podrían ser los asentamientos ocasionados en el coronamiento de la presa para distintas intensidades de Arias de la acción sísmica ( $P[w_w \geq W_w \mid ia = IA]$ ).
3. Análisis de Daño (Physical Damage): En esta etapa los  $EDPs$  obtenidos en la etapa anterior se relacionan con cantidades de daño en las partes componentes de la edificación. Estos componentes usualmente se clasifican en tres

tipos; estructural, no estructural y de contenido. Para cada componente, una variable definida como medida de daño o  $DM$ , describe el nivel de daño experimentado en un sismo. El arte del análisis de daño consiste primero en identificar estados de daños en componentes del edificio y luego obtener relaciones entre  $EDPs$  y  $DMs$  en la forma de  $P[dm = DM | edp = EDP]$ , lo que se lee como la probabilidad de estar en el estado de daño  $DM$ , dado que la variable  $edp$  es igual a  $EDP$ . Los  $DMs$  se definen como una función del nivel de daño que ocasiona diferentes reparaciones o implican tomar acciones en el remplazo de algunos componentes debidos al daño ocasionado por la acción sísmica. Usualmente, la relación entre  $EDP$  y  $DM$  se obtiene en la forma de una curva de fragilidad, que describe la probabilidad que un componente alcance o exceda un

estado de daño para un dado valor de  $EDP$ . La forma útil de relacionar  $DM - EDP$  es  $P[dm = DM | edp = EDP]$  y se obtiene sustrayendo las probabilidades de exceder dos estados de daños subsecuentes dado un  $EDP$ .

4. Análisis de Pérdidas (Loss): En esta etapa, las pérdidas ( $DV$  por Decision Variable o variable para la toma de decisiones) debidas a los daños en las partes componentes son estimadas.  $DVs$  se dividen en tres categorías, que son la pérdida monetaria, tiempo improductivo y pérdida de vidas. A diferencia de los  $DM$  que se definen a nivel de una parte componente, las  $DVs$  se definen a nivel del edificio. La representación probabilística de estas variables de decisión pueden estar en términos de la probabilidad de excedencia de un cierto valor o de la frecuencia anual de un valor de excedencia.

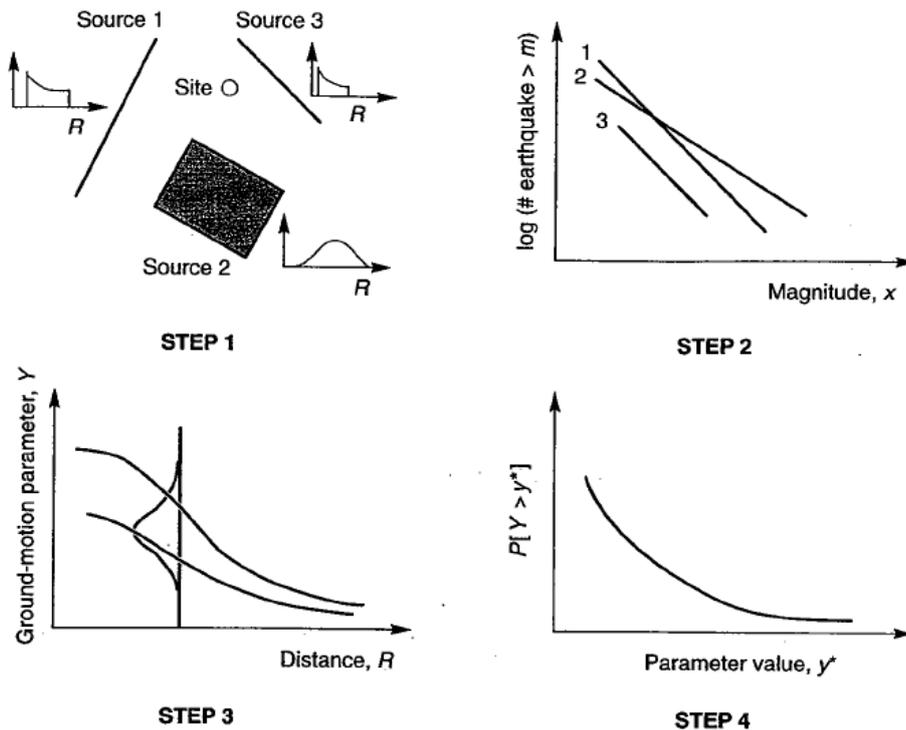


Figura 2.7: Curva de Excedencia de la Intensidad de Arias en PSHA (Kramer (1996))

Usando estas etapas, el proceso de ejecutar una metodología de PBA puede ser completado. El resultado de esta metodología es una representación probabilística de variables de decisión, la cual puede materializarse en dos formas, una basada en un

escenario en particular y otra basada en la frecuencia media anual.

En el primero, se busca describir la probabilidad de que una  $dv$  sea mayor a un nivel de  $DV$  dado que una variable  $im$  sea igual a  $IM$  ( $P[dv \geq DV |$

$im = IM$ ]. Esta probabilidad se obtiene de acuerdo al teorema de la probabilidad total como sigue:

$$G(DV | IM) = \int_{EDPs} \int_{DMs} G(DV | DM) dG(DM | EDP) dG(EDP | IM) \quad (2.1)$$

En el segundo, la expresión se obtiene integrando  $G(DV | IM)$  obtenido en la Ecuación 2.1 en todos los niveles de amenaza como se muestra en la Ecuación 2.2:

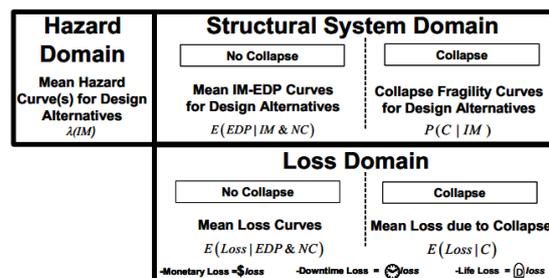
$$\lambda(DV) = \int_{IMs} G(DV | IM) d\lambda(IM) \quad (2.2)$$

Así, la formulación probabilística de la evaluación basada en la performance nos permite cuantificar la propagación de incertidumbres en la estimación de variables clave desde la intensidad hasta las variables de decisión. Estas incertidumbres tienen diferentes fuentes pero pueden categorizarse en dos grupos: aleatorias y epistemológicas. La incertidumbre aleatoria en la estimación de una variable existe en la naturaleza aleatoria de esa variable. La incertidumbre epistemológica en la estimación de una variable se origina en la información limitada que tenemos para estimar esa variable. Estas incertidumbres afectan las características de las funciones de distribución acumuladas y la frecuencia anual de la amenaza sísmica en la Ecuación 2.1 y la Ecuación 2.2. En el inciso siguiente completaremos el abordaje propuesto por PEER con el diseño sísmico basado en la performance.

### 2.6.3. Diseño Basado en la Performance (Performance Based Design)

La metodología de evaluación basada en la performance (PBA) de la sección anterior es comprensiva y general pero actualmente impráctica para el diseño. En la PBA la geometría y componentes estructurales del edificio deben conocerse para poder realizar la etapa de análisis estructural y obtener los parámetros de demanda ingenieriles ( $EDPs$ ). En el diseño basado en la performance (PBD, Performance Based Design), el edificio debe diseñarse todavía. Uno puede realizar una evaluación iterati-

va que comienza con un diseño conceptual y luego es refinado en cada iteración de la metodología del PBA, aunque no es un proceso de diseño recomendado ya que los objetivos de performance no están adecuadamente definidos en etapas de diseño conceptual. Además, la metodología de la evaluación basada en la performance tiene una base probabilística que incorpora el efecto de varias incertidumbres, lo que requiere mucho esfuerzo computacional y aparta la mirada sobre el diseño. Por lo tanto Zareian and Krawinkler (2009) proponen una metodología conceptual de diseño basado en la performance concentrándose en los valores medios de las variables aleatorias, lo que permite al diseñador concentrarse en el comportamiento global de la estructura. Este diseño luego puede completarse con una evaluación basada en la performance rigurosa para refinar los diseños previamente seleccionados. Para ello, esta metodología permite al diseñador elegir entre sistemas estructurales y parámetros estructurales globales basados en la pre selección de objetivos de performance globales fundamentados en consideraciones económicas y de seguridad. Esta metodología se enmarca en lo que se denomina un Sistema Soporte para Decisiones de Diseño (DDSS) cuyo objetivos es buscar la mejor combinación de sistema estructural, material del sistema estructural y sistema de parámetros estructurales que satisfagan todos los objetivos de performance de la manera más efectiva posible. Así, para concentrarse en esto, el DDSS implica tres dominios, el de amenaza, el del sistema estructural y el de pérdida, tal como se detalla en la Figura 2.8.



$$E(Loss | IM) = E(Loss | IM \& NC) \times P(NC | IM) + E(Loss | C) \times P(C | IM)$$

Figura 2.8: Esquema de Diseño Basado en la Performance

## 2.7. Resumen

En este capítulo se revisaron las características sísmicas más relevantes de las CFRD y su performance registrada en sismos de elevada intensidad hasta el momento. Luego se abordó la normativa y procedimientos actuales involucrados en el diseño y estimación del comportamiento sísmico de este tipo de presas. Por último se presentó el estado del arte en la práctica sísmica bajo el marco de la ingeniería sísmica basada en la performance. En el siguiente capítulo se estudiarán las propiedades mecánicas de los enrocados, para entenderlos y luego desarrollar una modelación que nos permitirá obtener relaciones para distintas intensidades de la respuesta sísmica de las CFRD con su incertidumbre asociada para poder ser utilizada en el ámbito de la ingeniería sísmica basada en la performance.



### 3. Propiedades Mecánicas de los Enrocados Compactados

#### 3.1. Introducción

El geomaterial conocido como enrocado consiste en un material granular compuesto en su mayoría por partículas del tamaño de gravas, que se extraen desde depósitos o canteras cercanas a la obra. Los enrocados proveen la masa estructural para el equilibrio de la presa y garantizan su estabilidad. Las propiedades mecánicas de este material dependerán íntimamente de su forma de colocación y compactación, granulometría y composición de las rocas.

La evolución de la construcción de las presas de enrocado ha originado cambios en la forma de colocación de estos materiales. En los albores de las CFRD, se colocaban “a mano” una por una. Luego se procedió al enrocado botado desde alturas de hasta 60m, ya que se creía que el golpe de los bloques contribuía a la compactación. Hoy en día, gracias a la aparición de grandes equipos vibradores, las presas de enrocado se construyen compactando el enrocado colocado, empleando grandes cantidades de agua para ello. Este procedimiento conduce a menores deformaciones y a una mayor resistencia.

Sin embargo, a la hora de hablar de acciones dinámicas en los suelos, debemos pensar en el orden de magnitud de deformaciones involucrado, ya que los suelos y enrocados describen variaciones en su comportamiento mecánico a medida que aumentan las distorsiones. Para problemas de respuesta dinámica, donde las deformaciones son pequeñas, es necesario caracterizar correctamente propiedades como el módulo de rigidez transversal y el amortiguamiento, mientras que para problemas de estabilidad o falla es necesario caracterizar el ángulo de fricción interna o cohesión. En la Figura 3.1 se observa un detalle de los distintos tipos problemas y las propiedades mecánicas que dictan el comportamiento según la magnitud de las distorsiones (Ishihara (1996)). Cabe destacar que para pequeñas deformaciones, los suelos se comportan de manera elástica, hasta una cierta deformación umbral, generalmente  $10^{-4}$ , para la cual comienzan deformaciones plásticas irreversibles y ocurre un aumento en la disipación de energía para ciclos de carga.

Al realizar un análisis de respuesta dinámica de estructuras de suelo, lo más importante es repre-

sentar el comportamiento cíclico de los suelos en la forma de un modelo material que correlacione tensiones de corte con distorsiones, es decir, conocer la relación  $\tau = f(\gamma)$ . Cuando se espera que haya pequeñas deformaciones, un modelo lineal elástico se justifica y el parámetro clave es el módulo de rigidez transversal. Cuando un problema trae asociado deformaciones en el rango medio, debajo de  $\gamma = 10^{-3}$ , el comportamiento del suelo se vuelve elastoplástico y el módulo de rigidez transversal  $G$  tiende a disminuir a medida que la deformación aumenta. Por esta característica, ocurre la disipación de energía durante ciclos de carga. Esta disipación de energía es de origen histerético y es independiente de la frecuencia, y el factor de amortiguamiento se puede utilizar para representar esta característica disipativa de los suelos. Como las deformaciones aún son pequeñas, los ciclos sucesivos de carga no modifican el módulo de corte ni el factor de amortiguamiento, en lo que se denomina un comportamiento del tipo histerético no degradado. Este comportamiento del suelo puede ser correctamente representado mediante el uso de la teoría lineal viscoelástica. El módulo de corte y el factor de amortiguamiento son los parámetros claves a determinar para representar correctamente las propiedades de los suelos en el rango medio de deformaciones. En este caso, el método más usualmente utilizado es el método lineal equivalente, basado en el comportamiento viscoelástico. Generalmente, un análisis lineal se repite paso a paso cambiando los parámetros del suelo hasta que se converge a una solución compatible con el nivel de deformaciones. Por otra parte, cuando las deformaciones son mayores a  $10^{-2}$ , las propiedades del suelo tienden a cambiar no sólo con el aumento de las distorsiones sino con el aumento del número de ciclos. Este tipo de comportamiento se denomina del histerético degradado. La manera en que el módulo de corte y el amortiguamiento cambian con el número de ciclos depende de la forma en que cambie la presión efectiva de confinamiento durante la aplicación de la carga dinámica. Cuando la ley de cambio de las tensiones presiones efectivas se establece, entonces es necesario tener una ley constitutiva en la cual la relación entre tensiones y deformaciones puede defi-

nirse a cada paso de carga, descarga y recarga. Uno de los conceptos más ampliamente utilizados para representar este propósito son las leyes de Masing. Para el análisis de repuesta del suelo que involucra

el empleo de estas leyes de carga y descarga hasta deformaciones cercanas a la falla, es necesaria la utilización de una técnica de integración paso a paso.

Nivel de la Deformación	$10^{-6} - 10^{-5}$	$10^{-5} - 10^{-4}$	$10^{-3} - 10^{-4}$	$10^{-4} - 10^{-3}$	$10^{-3} - 10^{-2}$	$10^{-2} - 10^{-1}$	$10^{-1} - 10^0$
Fenómeno	Propagación de ondas y Vibraciones		Fisuras y Asentamientos Diferenciales		Deslizamientos, compactación y licuefacción		
Características Mecánicas	Elástico		Elastoplástico		Falla		
Incidencia de la Repetición de la carga							
Incidencia de la Velocidad de la carga							
Parámetros que controlan el comportamiento	Módulo de corte, relación de Poisson		Módulo de Corte y Amortiguamiento en función de $\gamma$		Relación $\tau=f(\gamma)$		
Modelo del Suelo	Modelo Lineal Elástico		Modelo Viscoelástico		Modelo con Historia de Carga		
Método de Análisis de Respuesta Dinámica	Método Lineal		Método Lineal Equivalente		Método de Integración Paso a Paso		

Figura 3.1: Dependencia de las propiedades mecánicas según las distorsiones Ishihara (1996)

Durante la ocurrencia de un sismo en una CFRD, las pequeñas deformaciones dictarán la respuesta dinámica de la presa, mientras que el exceso de aceleraciones que puedan resistir los taludes involucrarán deformaciones cercanas rotura. Por lo tanto, en una presa sujeta a sismos tendremos todo el abanico de deformaciones distribuido a lo largo de la presa. En este sentido será menester caracterizar el comportamiento de los enrocados para todo el espectro de deformaciones, lo que involucra conocer su compresibilidad, resistencia al corte, valor del módulo transversal y amortiguamiento. En este capítulo desarrollaremos todas estas características y propiedades mecánicas de los enrocados compactados que lo caracterizan como un capítulo aparte en la mecánica de suelos.

### 3.2. Factores que afectan las propiedades mecánicas de los enrocados

Los enrocados generalmente se obtienen de las cercanías de la presa, ya sea o bien de depósitos aluvionales o bien por medio de la voladura de roca maciza en canteras especiales. Esto origina que no exista un único tipo de enrocado, ya que varían tanto su mineralogía cómo la forma de sus partículas y su granulometría. Para poder establecer cualidades comparativas entre los distintos tipos de enrocado, es necesario saber cómo influyen las distintas ca-

racterísticas físicas a su comportamiento mecánico. A continuación se enumeran los principales factores (Materón et. al. (1982)):

- ▷ Mineralogía: Afecta el ángulo de fricción interna  $\phi$
- ▷ Granulometría: las granulometrías más uniformes son más compresibles. Es beneficioso agregar materiales granulares más finos para disminuir la compresibilidad.
- ▷ Relación de vacíos: cuanto menor la relación de vacíos, menor la compresibilidad.
- ▷ Forma de las partículas: La forma está asociada a la cantidad de roturas por aplastamiento. Partículas angulosas se rompen más. Cuanto más cantidad de roturas haya, mayor compresibilidad.
- ▷ Humedad: el agregado de agua resulta en más compresión.
- ▷ Resistencia a la compresión de las partículas: Cuanta más alta sea la resistencia, menos se romperán.
- ▷ Textura y Tamaño: Bloques muy grandes lleva a mayor rotura, menor resistencia y mayor compresibilidad.
- ▷ Tiempo: períodos largos de tiempo aumentan la compresibilidad con el creep (aumento de deformaciones a tensión constante).

La interrelación entre estos factores es muy compleja y difícil de determinar. Por lo tanto, no existen reglas que puedan usarse para aumentar la resistencia o reducir la compresibilidad de un enrocado, una vez que las características naturales son influenciadas por la acción simultánea de diferentes factores. Sin embargo se pueden hacer las siguientes afirmaciones:

1. Enrocados bien graduados, resultan en enrocados más densos, los cuales son menos deformables y por lo tanto son menos propensos a sufrir fracturas internas que los enrocados con las mismas características pero granulometrías uniformes.
2. La resistencia al corte de los enrocados puede expresarse mediante una ley exponencial:

$$\tau = A (\sigma_n)^b \quad (3.1)$$

donde  $A$  y  $b$  son constantes del material y  $\sigma_n$  la tensión normal.

3. El ángulo de fricción interna puede calcularse como:

$$\phi = \phi_o - \Delta\phi \log(p/Pa) \quad (3.2)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna,  $\phi_o$  es el ángulo de fricción interna para una presión  $Pa$ ,  $\Delta\phi$  es la variación del ángulo para cada material,  $p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$  es la presión de confinamiento, y  $Pa$  es la presión atmosférica tomada como referencia.

En el inciso siguiente nos centraremos en cuantificar la compresibilidad y deformabilidad de los enrocados y en los posteriores la resistencia y el comportamiento para bajas deformaciones.

### 3.3. Compresibilidad y deformaciones en el enrocado

Las deformaciones volumétricas en el enrocado dependen íntimamente de dos fenómenos: el aplastamiento y la rotura de sus bloques. A medida que se aumenta la altura de la presa y con el llenado del embalse, las fuerzas de contacto entre bloques se ven incrementadas. Por una parte, si los enrocados están compuestos por bloques angulosos, estos puntos de contacto más pequeños fomentan la concentración de esfuerzos y su consecuente rotura

y aplastamiento, en mayor medida que si el enrocado tiene origen aluvional y son redondeados. Por otra parte, las fuerzas de contacto mayores van progresivamente rompiendo los bloques, ocasionando el rearmado del entramado del esqueleto resistente entre ellos. La rotura de estos bloques será mayor cuanto mayor sea el tamaño de los mismos, ya que bloques mayores tienen una mayor probabilidad de tener inhomogeneidades y debilidades en su cuerpo. Estos dos fenómenos progresivos, que continúan a lo largo del tiempo, son los responsables de las deformaciones y por lo tanto de la compresibilidad del enrocado.

En la evolución de las CFRD un hito importante lo marcó la utilización de agua durante la colocación del enrocado. A partir de las experiencias en el campo y en laboratorio, se llegaron a las siguientes conclusiones acerca de los beneficios de la utilización de agua y de los fenómenos que contribuyen a una menor compresibilidad (Terzaghi (1960a), Steele and Cooke (1960), Terzaghi (1960c)), concluyendo que el agua no es un lubricante y la resistencia de la roca disminuye una vez que la carga es suficiente para aplastar el contacto entre bloques:

- ▷ El agua no actúa como un lubricante entre los contactos de roca, sino que por el contrario, enrocados húmedos y saturados tienen el mismo ángulo de fricción.
- ▷ El agua, sin embargo, debilita la roca y la deformación aumenta debido a la rotura y aplastamiento de las partículas de enrocado.
- ▷ La resistencia de los bloques de roca está afectada por el nivel de tensiones y rotura progresiva. El valor del ángulo de fricción interna  $\phi$  disminuye tan pronto como haya suficiente tensión aplicada para iniciar el proceso de rotura.
- ▷ Los enrocados con bloques angulares son más compresibles que los enrocados con bloques de forma redonda.

De esta manera, con la adición de agua y el correcto espesor de capas, se genera un esqueleto de partículas sólidas en la cual los bloques grandes están en contacto entre sí, y las partículas pequeñas se ubican entre estos. La Figura 3.2 muestra los resultados de compactación en función del espesor de la capa, número de pasadas y tipo de equipo

compactador (Cruz et. al. (2009)) que reflejan las afirmaciones anteriores.

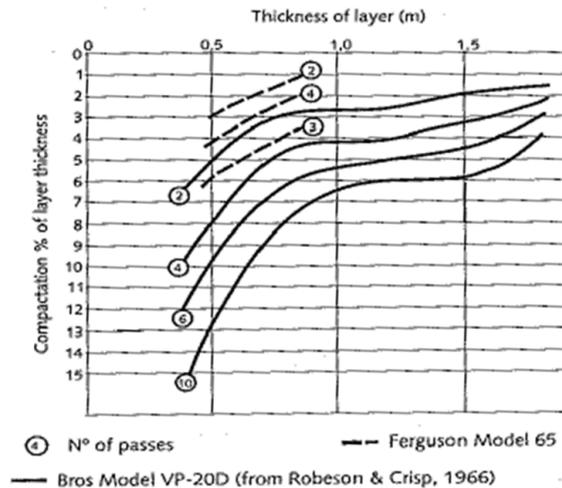


Figura 3.2: Grado de compactación según el espesor de capa y número de pasadas

De la figura anterior se pueden obtener dos conclusiones importantes:

- ▷ La compactación de la capa disminuye a medida que el espesor inicial aumenta, pero debe señalarse que en capas muy finas sólo los bloques más pequeños pueden acomodarse. Cuantos más pequeños sean los bloques, mayor será el número de contactos, lo que lleva a una estructura más densa del enrocado.
- ▷ Por encima de 1m de espesor, la compactación de la capa sólo aumenta con el número de pasadas para una misma granulometría.

A partir de estas conclusiones puede decirse que con los rodillos vibratorios es posible producir un enrocado más denso (con una relación de vacíos entre 0.35 y 0.25) en los cuales el ajuste y acomodamiento de partículas han producido un esqueleto menos deformable. Por razones prácticas y económicas, 4 a 6

pasadas de rodillo vibratorio de 10 toneladas en capas de 0.8m y 1.0m en zona 3B y 1.6 m a 2m en zonas 3C han dado resultados satisfactorios para las presas de enrocado. Por lo tanto, un procedimiento constructivo en capas con espesores máximos del diámetro de los bloques máximos (0.8m-1.0m) o a lo sumo 2 diámetros máximos (1.6m-2.0m) con cuatro pasadas de un rodillo vibratorio de 10 toneladas y con el agregado de agua ( $300l/m^3$ ), es suficiente para promover la trabazón y la correcta ubicación de los bloques de roca y fragmentos que lleva a un estado más denso (baja relación de vacíos), lo que permite una baja compresibilidad. En presas muy altas, las capas no deberían exceder los 1.20m.

Los bloques en contacto entre sí están sujetos a fuerzas intergranulares, como sugiere Marsal (Marsal (1973)). Estas fuerzas originan la fractura y rotura de granos por aplastamiento, la cual es mayor para diámetros mayores. Si la presión interna aumenta, las fuerzas de contacto aumentan también, y debido a la plastificación, las áreas de contacto también aumentan. Cuando las fuerzas de contacto exceden la fuerza de rotura, las partículas se rompen y se forma un nuevo esqueleto estructural en el enrocado. La rotura de granos ocurre más frecuentemente en enrocados debido a las elevadas fuerzas de contacto que existen hasta en condiciones normales de presión. Las fisuras naturales que existen en las rocas y la resistencia minorada de la roca meteorizada en la masa de enrocado favorece a incrementar la rotura. Cuando se trata de arenas o gravas, la rotura de rocas ya ha ocurrido y las partículas meteorizadas han sido lavadas, por lo que cuantos más chicos son los granos, más fuertes son.

En este aspecto, vamos a citar las consideraciones de Maranhã das Neves (Maranhã das Neves (1993)), sobre la rotura de los bloques y la fluencia lenta debido a este fenómeno:

“Este comportamiento se ha verificado en laboratorios de enrocado. No podemos olvidar que la rotura de un fragmento de roca da origen a partículas más resistentes que el material original del cual procedieron. Sucede que los enrocados compactados tienen una rigidez apreciable. Este comportamiento se mejora por el incremento en la presión de fluencia lenta debido a la compactación. El efecto no es sólo un reflejo del aplastamiento en los puntos de contacto sino un resultado de la rotura y la reducción de la relación de vacíos. Estas tensiones de fluencia han sido determinadas en laboratorio y en el sitio. Es interesante observar que cuando se compara con la curva de compresión normal, los enrocados tienen una rigidez mayor, es decir, posee un  $\lambda$  menor. En comparación con un elevado rango de otros materiales granulares, los valores para enrocados caen en el rango de 0,1 a 0,4. Esta situación corresponde a una fase en la cual la reducción de la relación de vacíos sólo puede ser posible con la rotura de partículas. La posibilidad de reducir la relación de vacíos por

el reagrupamiento de partículas fue usado enteramente a niveles de tensiones muy por debajo de la tensión de fluencia elástica. Esto significa que en arenas, la curva de compresión normal (NCL) coincide con aquella que los autores llaman de deformación elástica, e indica que la deformabilidad depende enteramente de la rotura. Como se mencionó anteriormente, la presión de fluencia en arenas es bastante elevada, en el orden de los  $10MPa$ . Por lo tanto, desde el punto de vista de lo micro mecanismos, los enrocados se comportan muy diferente comparado con las arenas para el rango de tensiones a los cuales están sujetos. De esta manera, en los enrocados, la rotura (incluyendo el aplastamiento de los contactos) y el reagrupamiento de las partículas coexisten para presiones muy bajas. No es sorpresa que tanto las presiones de fluencia como los valores de  $\lambda$  de estos sean menores. También puede deducirse que el creep en los enrocados difiere del creep en arenas porque está más relacionado al aplastamiento de los contactos que a la rotura de las partículas.”

La compresibilidad de los enrocados puede ser medida en el laboratorio en celdas de un metro de diámetro. Los resultados de los ensayos se muestran en la Figura 3.3 y las mediciones de campo en la Figura 3.4.

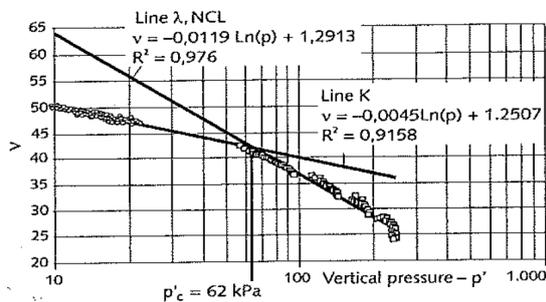


Figura 3.3: Determinación de  $N$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$  para enrocados secos (Cruz et. al. (2009))

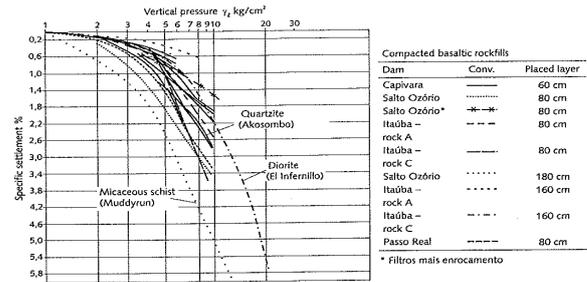


Figura 3.4: Compresibilidad de los enrocados compactados (Signer (1973))

Ambas curvas tienen similitudes, y ambas muestran un punto de rotura equivalente a una presión de pre consolidación en los suelos, siendo el punto de rotura un valor medio entre la presión normal y la curva de compresión específica definida por  $\lambda$ . El parámetro lambda tiene un valor entre 0,01 y 0,1 para los ensayos de laboratorio, bien por debajo de los valores para otros materiales, lo que muestra una menor compresibilidad de los enrocados. En este sentido, la Tabla 1 reproduce los valores obtenidos en presas de enrocados. La tercer línea es el módulo de compresión, los cuales van entre  $5000kgf/cm^2$  para presiones bajas y  $200kgf/cm^2$  para presiones altas.

Enrocado	$\lambda [MPa]$	Presión Vertical $[kgf/cm^2]$				
		2	4	6	10	15
Enrocado de Basalto (Presa Itaipúa, $H = 92m$ )	$\Delta h/h$	0.04	0.28		1.5	285
	$\frac{cm/m}{kgf/cm^2}$	0.02	0.07	0.1	0.15	0.19
	$E_v [kgf/cm^2]$	5000	1428	1000	666	526
Enrocado (Presa do Cavalo, $H = 150m$ )	$\Delta h/h$	0.22	0.5	1	1.85	3.9
	$\frac{cm/m}{kgf/cm^2}$	0.11	0.125	0.166	0.185	0.26
	$E_v [kgf/cm^2]$	909	800	600	540	384
Enrocado de Dioritas en capas de 1m (Presa Infiernillo, $H = 148m$ )	$\Delta h/h$	0.15	0.4	0.75	2	3.2
	$\frac{cm/m}{kgf/cm^2}$	0.075	0.2	0.125	0.2	0.246
	$E_v [kgf/cm^2]$	1333	1000	800	500	405

Tabla 1: Valores de Compresibilidad obtenidos en el Campo

Con estos valores de referencia es posible obtener las deformaciones en la presa debido a la construcción y al llenado del embalse.

### 3.4. Creep

Los enrocados presentan el fenómeno de creep, es decir, el aumento de las deformaciones en el tiempo para un nivel de esfuerzos constantes. Como bien se aclaró anteriormente, este proceso se debe al reacondicionamiento de los bloques de roca producto del aplastamiento de los bordes y a la fractura de los bloques, lo que origina a lo largo del tiempo un cambio en la granulometría original y en la estructura del enrocado. En general, el proceso de creep tiene dos aspectos: Creep volumétrico asociado con el fenómeno de endurecimiento, y creep distorsivo asociado con procesos de debilitamiento. La primera se desarrolla principalmente luego de la construcción y llenado del embalse, y durante este proceso aumenta la rigidez y la resistencia al corte. Luego viene seguido de una etapa donde las deformaciones volumétricas han casi cesado y el creep distorsivo es predominante. Este creep distorsivo ocurrirá independiente de todas las acciones de resguardo que tomemos durante la construcción. Es un proceso natural de los enrocados, necesario para generar una estructura estable. En la Figura 3.5 se observan las deformaciones por creep en las varias CFRD. En la mayoría de los casos, las deformaciones pueden ser de hasta un 50% más debido a este fenómeno.

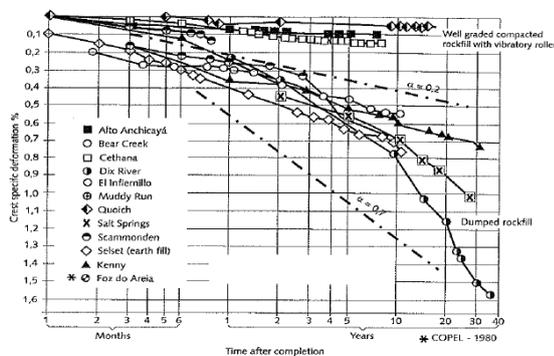


Figura 3.5: Fenómenos de Creep en los Enrocados - Ejemplos de Presas en todo el mundo Cruz et. al. (2009)

### 3.5. Resistencia al corte

Los enrocados son materiales granulares, que resisten en función de la fricción entre sus bloques. Esta fricción depende del ángulo de fricción interna, que como ya se vio anteriormente, depende de la presión de confinamiento. Esto origina que la función de resistencia tenga una relación no lineal con la presión de confinamiento. En la Figura 3.6 se resume la envolvente de ensayos realizados por Marsal (Marsal (1973)).

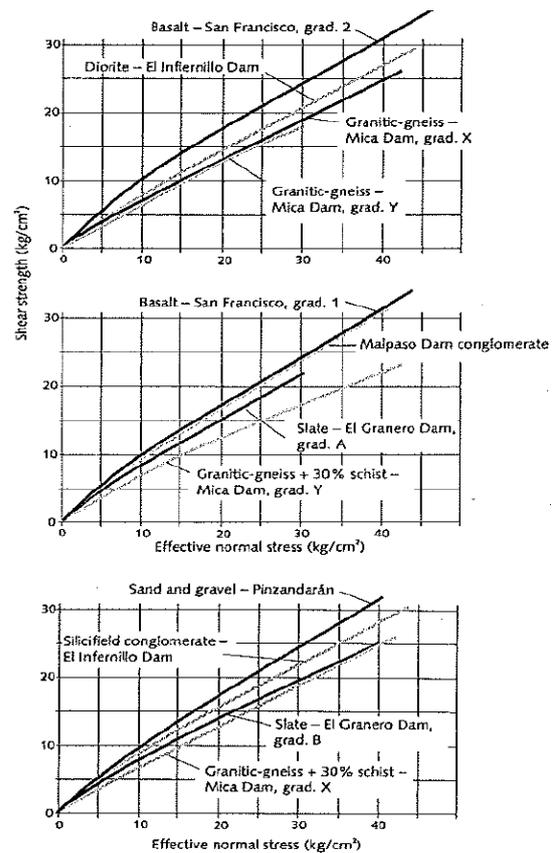


Figura 3.6: Envolventes de Mohr para varios enrocados (Marsal (1973))

Como se aprecia, los enrocados poseen una elevada resistencia al corte, sin cohesión aparente. Las envolventes de resistencia son curvas que reflejan la disminución de la resistencia al corte a medida que aumentan las presiones de confinamiento. Así, la envolvente de Mohr-Coulomb puede ser expresada por la ecuación de De Mello (De Mello (1977)):

$$\tau = A(\sigma_n)^b \quad (3.3)$$

donde  $\tau$  es la resistencia al corte y  $\sigma_n$  la tensión normal en el plano de corte.  $A$  y  $b$  son los pará-

metros de cada material y están definidos a partir de ensayos. El parámetro  $A$  es igual a  $\tan(\phi)$  para una tensión normal igual a la unidad y  $b$  refleja los cambios de  $\phi$  con  $\sigma$  (ver Ecuación 3). En la Tabla

2 se resumen los parámetros de los distintos enrocados encontrados en la bibliografía (Cruz et. al. (2009)) y a continuación se grafican varios de ellos en la Figura 3.7.

Enrocado	$A$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$b$	$\phi$ [deg]
Basalto – San Francisco	1.68	0.79	59
Diorita – El infiernillo	1	0.9	45
Gneiss – Mica Granítica	0.87	0.9	41
Arena/Grava - Pinzandarán	1.57	0.82	57
Conglomerado Silicificado – El infiernillo	1.53	0.79	57
Pizarra – El Granero	1.44	0.77	55
Gneis-granito-esquistos – Presa Mica	0.8	0.94	38
Basalto – San Francisco	1.69	0.78	59
Pizarra – El granero	1.4	0.82	54
Esquistos-Gneiss-Granitos – Presa Mica	1.15	0.8	49
Basaltos	1.54	0.82	57
Basalto	2.25	0.75	65
Graywacke - Bakún	2.13	0.75	64
Graywacke 30 % Shale 70 % - Bakún	1.41	0.77	55
Oroville RD=85 %	1.34	0.86	53
Arenisca – RD=85 %	0.85	0.96	40
Basalto (cantera) – Marimbondo Dam	2.18	0.79	64
Basalto (cuerpo presa después de 25a) – Marimbondo Dam	1.75	0.85	62
Basalto (meteorizado) – Marimbondo Dam	1.6	0.88	61
Basalto – Campos Novos	1.38	0.892	54
Gneiss-esquistos-esquistos de mica	0.83	0.83	–
Enrocado con 25 % de material cementado – Tankang Hp	3	0.6	72
Presa Oroville	1.12	0.82	48

Tabla 2: Resistencia al Corte de los Enrocados - Parámetros

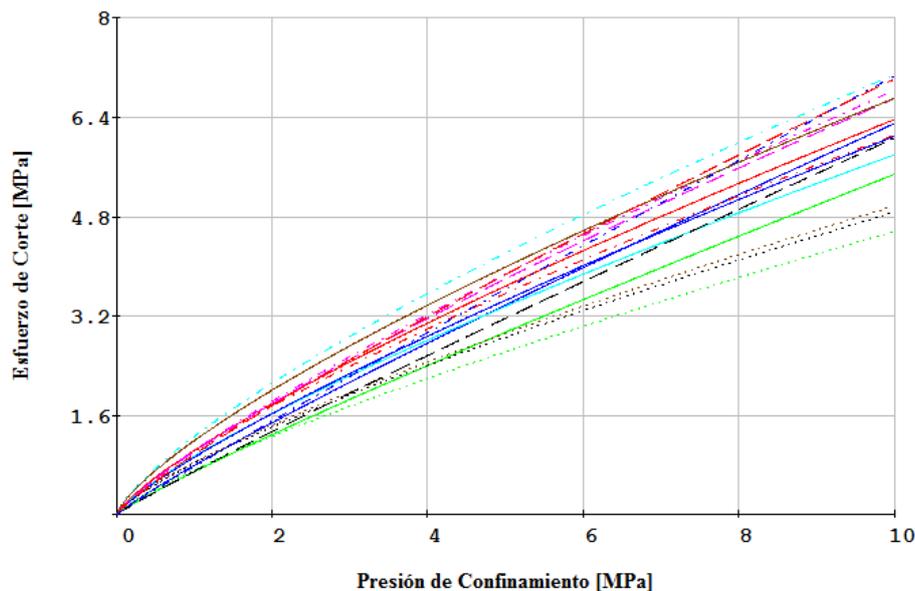


Figura 3.7: Resistencia al Corte - Envoltura según parámetros Tabla 2

Como se aprecia de los gráficos, la presión de confinamiento es determinante en la resistencia al corte de los enrocados, ya que para presiones elevadas, los contactos entre granos se rompen y plastifican, haciendo superficies más lisas y con menos ángulo de fricción, haciendo que la envolvente de la resistencia al corte de los enrocados no sea lineal como en la mayoría de los suelos granulares. De todas maneras, como se observa en la Tabla 2 el ángulo de fricción interna de los enrocados para presiones bajas es de 41 grados en adelante, lo que indica la elevada resistencia y los taludes empinados que permiten las presas con estos materiales. También cabe aclarar que la resistencia al corte máxima residual de estos ensayos sólo se alcanza para grandes deformaciones. A continuación describiremos las propiedades más importantes en la respuesta dinámica, que dependen del nivel de distorsiones, y estos son la rigidez para pequeñas deformaciones y el amortiguamiento bajo cargas cíclicas.

### 3.6. Rigidez Transversal y Amortiguamiento

Como se describió en la introducción de este capítulo, el problema de la respuesta dinámica de presas se ubica dentro del rango de pequeñas y medianas deformaciones. Dentro de este rango, las propiedades mecánicas que más influyen en la respuesta son la rigidez transversal y el amortiguamiento. Es por eso que es necesario un estudio exhaustivo de estas características para los enrocados. Para definir la rigidez transversal para cada nivel de distorsiones, es necesario definir el módulo de rigidez inicial  $G_0$  y la variación del módulo secante  $G$  con el aumento de las distorsiones, o curva de degradación  $G/G_0$ . En esta sección repasaremos las relaciones bibliográficas disponibles para definir tanto la variación de rigidez cómo el amortiguamiento.

#### 3.6.1. Rigidez Inicial $G_0$

Los ensayos de laboratorio han demostrado que la rigidez de los suelos se encuentra influenciada por la amplitud de la deformación, la relación de vacíos, la tensión principal media, el índice de plasticidad, la relación de preconsolidación y el número de ciclos de carga. En la Tabla 3 se resumen las propiedades que inciden en el valor de  $G_0$ , se-

gún Dobry y Vucetic (Vucetic and Dobry (1991)), para suelos no cohesivos. Hay que tener en cuenta todos estos factores a la hora de definir el módulo inicial es esencial para caracterizar adecuadamente el comportamiento mecánico del enrocado en cuestión. Notar que según lo presentado en el comienzo del capítulo, la incidencia de la velocidad de carga y los números de carga es sólo para deformaciones mayores a  $10^{-4}$ .

Factor	Influencia sobre $G_0$
Presión Efectiva de Confinamiento $p'$	Aumenta con $p'$
Relación de vacíos $e$	Aumenta con $e$
Antigüedad geológica $t_g$	Puede Aumentar con $t_g$
Cohesión $c$	Puede Aumentar con $c$
Velocidad de deformación $\dot{\gamma}$	Aumenta con $\dot{\gamma}$
Número de ciclos de carga	Aumenta (drenado), Disminuye (no drenado)

Tabla 3: Efectos ambientales y de Carga en  $G_0$  Vucetic and Dobry (1991)

Para determinar el módulo de rigidez transversal inicial ( $G_0$ ), el cual existe sólo a deformaciones muy bajas ( $10^{-6}$ ), se pueden utilizar distintas estimaciones, basadas en datos empíricos y ensayos de laboratorio. Una primera estimación se obtiene a partir de los valores de velocidad de onda de corte por refracción sísmica, según la siguiente ecuación:

$$G_0 = \rho v_s^2 \quad (3.4)$$

donde  $\rho$  es la densidad del suelo y  $v_s$  es la velocidad de onda de corte por refracción sísmica. De todas maneras la velocidad de onda de corte depende de la compacidad del material y de la magnitud de los esfuerzos a la que esta sujeto y para el caso de suelos gravosos, suele utilizarse la siguiente expresión:

$$G_0 = A \cdot f(e) \cdot \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^n \quad (3.5)$$

donde  $p'$  es la presión media en  $kPa$ ,  $p_{ref}$  es la presión de referencia ( $100kPa$ ) y  $A, f(e)$  es una función decreciente que tiene en cuenta la relación de

vacíos  $e$  y  $n$  es un exponente, que se cree que para enrocados está relacionado con el coeficiente de uniformidad. El coeficiente  $A$  es un parámetro que tiene en cuenta la granulometría, mineralogía y edad geológica, es decir, varía de acuerdo al tipo de grava y de la composición de sus partículas. El parámetro  $n$  toma un valor cercano a 0,5 y se cree para gravas depende del coeficiente de uniformidad ( $U_c$ ). La función  $f(e)$  tiene en cuenta la disminución del valor de  $G_0$  con el aumento de la relación de vacíos, y generalmente toma la forma de  $f(e) = \frac{(2,17-e)^2}{1+e}$  ó  $f(e) = \frac{(2,97-e)^2}{1+e}$  al igual que en arenas. En la Tabla 4 se resumen los valores ofrecidos por los dis-

tintos autores, los cuales se observan gráficamente en la Figura 3.8 (Ishihara (1996)). Nótese que para gravas, existe una gran variación en el valor de  $G_0$  debido principalmente a la diversidad de orígenes, formas, granulometrías y mineralogías de este material. También cabe aclarar que la mayoría de los ensayos están hechos para suelos gravosos, con muestras alteradas de depósitos naturales, de tamaño máximo y granulometrías distintas de los enrocados, ya que hay muy pocos ensayos sobre enrocados hechos por el hombre como los de las presas CFRD. Esta es la mejor aproximación que se tiene para estimar la rigidez inicial en los enrocados.

Referencia	$A$	$F(e)$	$n$	Material
Prange (1981)	7230	$\frac{(2,97-e)^2}{1+e}$	0.38	Balasto $D_{50} = 40mm$ $U_c = 3,0$
Kokusho and Esashi (1981)	13000	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0.55	Piedra Triturada $D_{50} = 30mm$ $U_c = 10$
Kokusho and Esashi (1981)	8400	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0.60	Grava Redondeada $D_{50} = 10mm$ $U_c = 20$
Tanaka et. al. (1987)	3080	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0.60	Grava $D_{50} = 10mm$ $U_c = 20$
Goto et. al. (1987)	1200	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0.85	Grava $D_{50} = 2mm$ $U_c = 10$
Nishio et. al. (1985) (inalterada)	9360	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0.44	Balasto $D_{50} = 10,7mm$ $U_c = 13,8$

Tabla 4: Constantes propuestas para fórmulas emíricas de  $G_0$

Por otra parte, Kokusho and Tanaka (1994) estudiaron la variación del módulo inicial con el aumento de la presión de confinamiento para muestras inalteradas de gravas arenosas. Los resultados obtenidos mostraron que el módulo inicial es creciente con la variación logarítmica de la presión de

confinamiento con exponentes  $n$  variables entre 0,6 y 0,84.

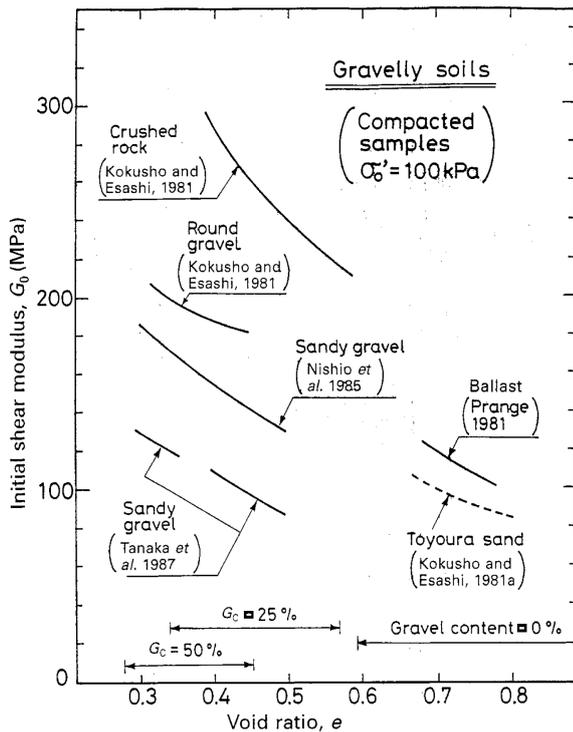


Figura 3.8: Valor del Módulo Transversal Inicial  $G_0$  para gravas. Ishihara (1996)

Con el valor de  $G_0$  y conociendo el módulo de Poisson, alrededor de  $\nu = 0,2$  para enrocados, es posible obtener también el módulo de elasticidad longitudinal inicial,  $E_0$ , ya que en este rango de deformaciones ( $0 \leq \gamma \leq 10^{-5}$ ) se considera que el suelo se comporta de manera elástica.

### 3.6.2. Relación $G_{sec}/G_0$ y Amortiguamiento

Es bien conocido que las características de deformación de los suelos son altamente no lineales y que esto se ve expresado en las relaciones del módulo de rigidez transversal y el amortiguamiento, los cuales varían significativamente con la amplitud de las deformaciones. Así, en el origen se obtiene el valor máximo del módulo secante ( $G_0$  o  $G_{max}$ ), mientras que para distorsiones mayores, el valor del módulo secante  $G_{sec}$  disminuye. Esta relación no lineal entre tensiones y deformaciones se denomina "backbone curve" o curva esqueleto, y si se grafica el valor del módulo secante, obtendremos la famosa curva de reducción del módulo de corte (ver Figura 3.9).

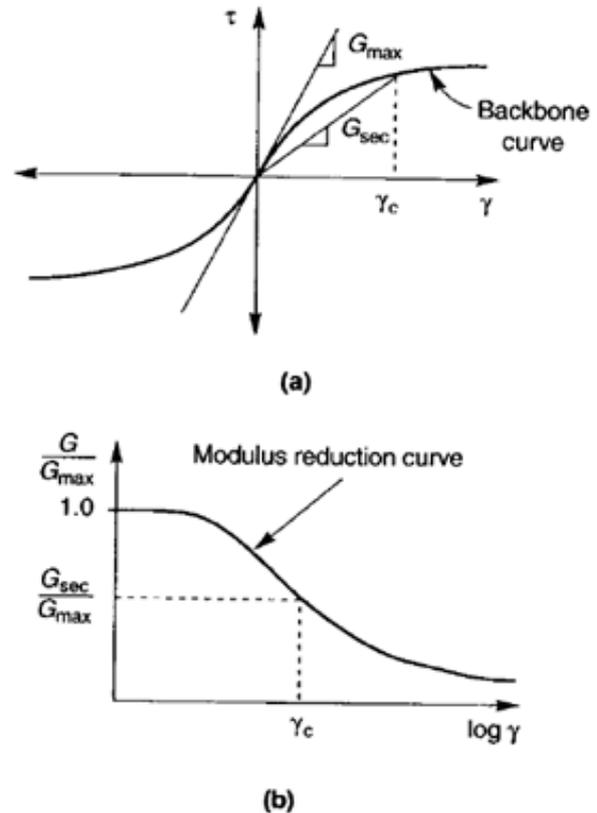


Figura 3.9: Relación entre tensiones y distorsiones para enrocados y suelos

Por otra parte, experimentalmente se ha obtenido que si la carga no es monotónica y se invierte, la rigidez vuelve a ser la inicial. De esta manera si se somete una masa de enrocado a cargas cíclicas, existe un ciclo de histéresis en el cual se disipa energía. A esta disipación la denominaremos amortiguamiento histerético. Este amortiguamiento difiere del amortiguamiento viscoso justamente porque está asociado a estos ciclos de histéresis y no como una fuerza viscosa proporcional a la velocidad. Así, la energía disipada en cada ciclo será el área encerrada en las curvas de carga y descarga. En la Figura 3.10 se observa la naturaleza de este fenómeno y el amortiguamiento específico puede obtenerse mediante la expresión:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (3.6)$$

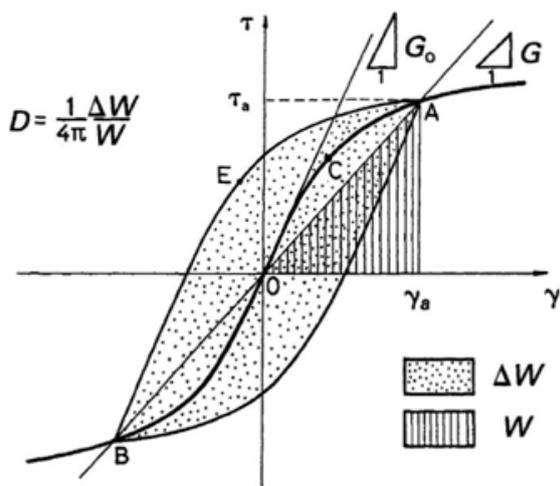


Figura 3.10: Ciclo de Histéresis y amortiguamiento asociado a un ciclo de carga

Analizaremos primero los factores que afectan la curva de reducción o degradación de la rigidez transversal, ya que esta propiedad influye directamente en el amortiguamiento. Estudios de Dobry y Vucetic (Vucetic and Dobry (1991)) y de Sun (Sun et. al. (1988)) concluyeron que la forma de la curva para los suelos en general está más influenciada por el índice de plasticidad que por la relación de vacíos y que la degradación se retarda si el nivel de confinamiento es mayor. Vemos que para suelos menos plásticos como los enrocados, la degradación del módulo  $G$  se produce para menores distorsiones (Ver Figura 3.11).

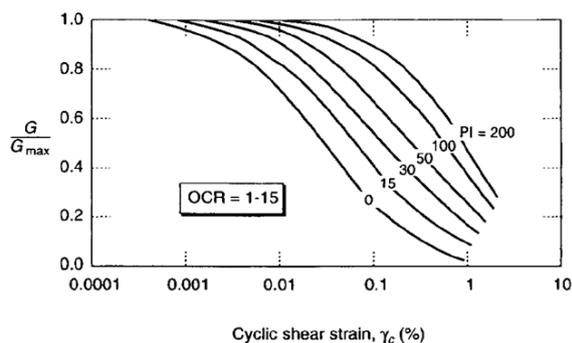


Figura 3.11: Curvas de Reducción del Módulo de Rigidez transversal para suelos granulares con distinta plasticidad. Ishibashi and Zhang (1993)

Por otra parte, la curva de reducción del módulo de rigidez transversal se ven altamente influenciada por la presión de confinamiento para suelos de baja plasticidad, como los enrocados. Así, si la presión media de confinamiento aumenta, las curvas se

ven desplazadas a la derecha, corriendo el umbral de comportamiento lineal (ver Ishibashi and Zhang (1993)). En el caso de los gravas, Kokusho (1980) y ? realizaron análisis sobre muestras reconstituidas cuyos resultados se observan en la Figura 3.12.

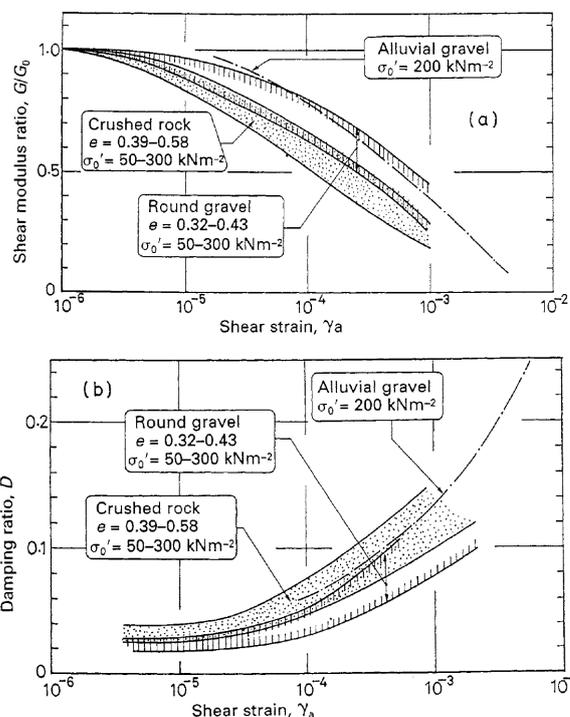


Figura 3.12: Curvas de Reducción del Módulo de Corte y Amortiguamiento para gravas Kokusho (1980).

Como se observa de estos resultados de laboratorio, el módulo de Corte disminuye y el amortiguamiento aumenta para valores crecientes de distorsiones. También cabe resaltar que la reducción del módulo de corte comienza a partir de  $\gamma = 5 \times 10^{-6}$ . Los efectos de la presión de confinamiento sobre el amortiguamiento y el módulo de corte fueron estudiados por Tanaka et. al. (1987) para materiales con contenidos de un 25% y un 50% de gravas. Los resultados de los ensayos pueden observarse en la Figura 3.13, de donde se desprende que las gravas tienen un mayor grado de no linealidad para presiones pequeñas de confinamiento, evidenciado en el pronunciado declive en el módulo transversal, con el consecuente pronunciado aumento del amortiguamiento con la disminución de la presión de confinamiento.

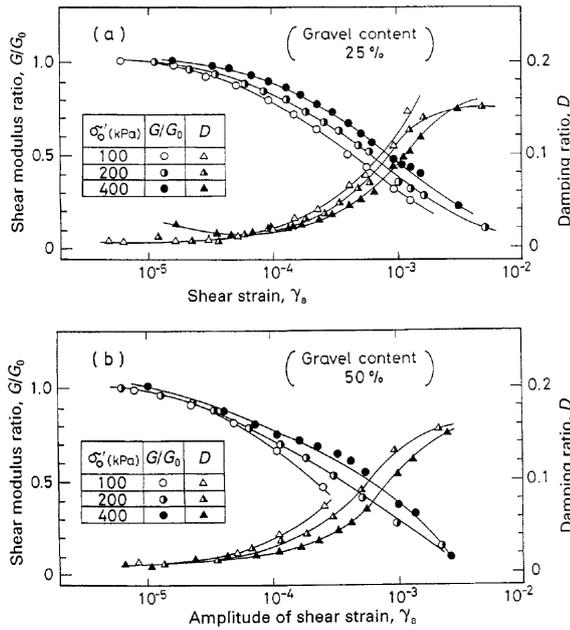


Figura 3.13: Variación del módulo secante y el amortiguamiento según la presión de confinamiento (Tanaka et. al. (1987)).

Varios autores han estudiado y propuesto expresiones en las cuales se determina las curvas de reducción para un determinado material, ajustadas en base a los distintos resultados de laboratorio. Entre ellos son de interés las formulaciones de Rollins, Seed, Ishibashi y Zhang y de Vucetic y Dobry (Rollins et. al. (1988); Seed et. al. (1986); Ishibashi and Zhang (1993); Vucetic and Dobry (1991)). Cada una de estas relaciones fue establecida a partir de ensayos sobre muestras distintas. Por ejemplo, la formulación de Seed aplica para arenas y gravas de pequeño tamaño, la de Rollins para depósitos naturales de enrocados, la de Ishibashi y Zhang para arcillas y la de Vucetic y Dobry para arcillas y arenas.

Como se aprecia en los siguientes gráficos, que surgen de la recopilación de todos los resultados precedentes de laboratorio (Lo Presti et. al. (2006)) para gravas y enrocados, la formulación que más se ajusta es la formulada por Rollins (Rollins et. al. (1988)).

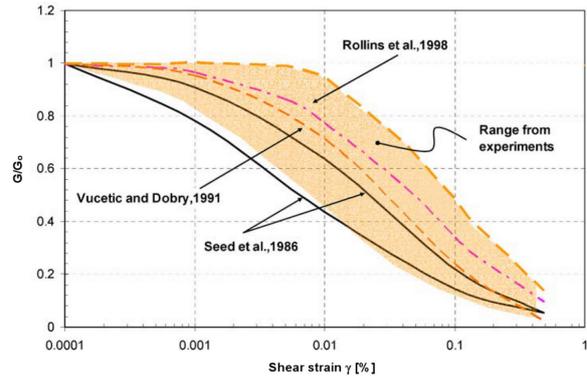


Figura 3.14: Ajustes de distintas Formulaciones al rango de resultados experimentales de  $G/G_{sec}$  para suelos gravosos, Lo Presti et. al. (2006).

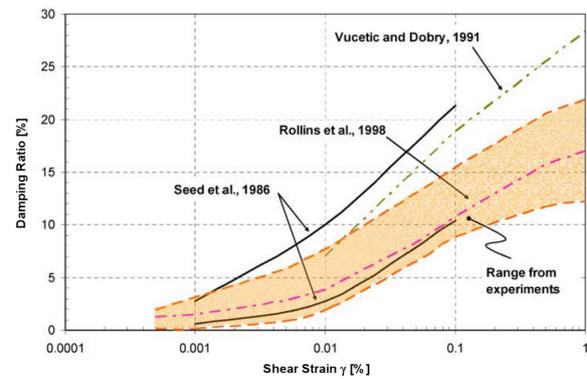


Figura 3.15: Ajustes de distintas Formulaciones al rango de resultados experimentales de amortiguamiento para suelos gravosos, Lo Presti et. al. (2006).

Así, la formulación de Rollins sigue la siguiente ley:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{[1 + 16\gamma(1,2 + 10^{-20\gamma})]} \quad (3.7)$$

$$D = 0,008 + 18 \cdot \left(1 + 0,15(\gamma)^{-0,9}\right)^{-0,75} \quad (3.8)$$

donde  $\gamma$  está expresada en porcentaje y es la distorsión máxima alcanzada. Podemos observar, que si bien esta relación es una media de los resultados de ensayos, la relación implícita no tiene en cuenta los efectos de la presión de confinamiento, la cual retrasa la degradación para presiones mayores. Estas relaciones nos permitirán construir un modelo dinámico de suelo lineal equivalente, como se verá en los capítulos subsiguientes.

### 3.6.3. Resumen

Los enrocados poseen características propias peculiares que logran que se considere como un capítulo aparte en la mecánica de suelos. Los mecanismos de deformación del enrocado se deben al aplastamiento y rotura de sus granos, en un proceso que continua a lo largo de la vida útil de estos materiales. Es por ello que los enrocados deben ser compactados en capas de pequeño espesor y con un tamaño máximo limitado, y deben ser mojados para que de esta manera se logre una mayor compactación a la hora de la colocación. Esta mayor compactación acompañada de una correcta granulometría traerá aparejados menores deformaciones en el enrocado, mejorando el comportamiento global de la presa.

Estos materiales poseen un ángulo de fricción interna que depende de la presión de confinamiento. A mayores presiones, las tensiones se concentran en los puntos de contacto, produciendo un aplastamiento y reduciendo el ángulo de fricción interna entre bloques. Por ello las envolventes de Mohr de los enrocados llevan la forma exponencial.

Existe una relación no lineal entre tensiones de corte y distorsiones para pequeños valores de deformación. Esto se debe a que se reduce la rigidez transversal con el aumento de las distorsiones, fenómeno que está asociado a la rotura de la estructura del suelo, proceso que se detiene si la carga se invierte. Este comportamiento, si se somete a cargas cíclicas como los terremotos, trae aparejado un amortiguamiento producto de ciclos cerrados de histéresis que disipan parte de la energía entregada a la masa de suelo. Para caracterizar este comportamiento es menester conocer el valor del módulo inicial  $G_0$  y la forma de la curva de reducción de este valor con las distorsiones,  $G_{sec}/G_0$ . El valor del módulo inicial depende de la relación de vacíos, de las características granulométricas y mineralógicas de sus partículas y de la presión de confinamiento. La forma de la curva de reducción de la rigidez transversal depende íntimamente de la presión de confinamiento para los enrocados, aumentando el valor umbral elástico para presiones mayores.

En los capítulos siguientes tendremos en consideración todas estas propiedades para representar correctamente el comportamiento de los suelos a

bajas deformaciones y para cargas cíclicas, requisito esencial para comprender y evaluar la respuesta dinámica de las presas.



## 4. Relación entre la intensidad de Arias y los asentamientos para presas de enrocado

### 4.1. Introducción

En este capítulo desarrollaremos las bases y el procedimiento realizado para la obtención de las relaciones entre una medida de intensidad  $IM$  y un parámetro ingenieril de demanda sísmica, o  $EDP$ . Describiremos las razones por las cuales se escogió como  $IM$  la Intensidad de Arias ( $IA$ ) y como  $EDP$  los asentamientos en el coronamiento  $w$ . También se desarrollará la elección y formulación del modelo de respuesta dinámico, denominado modelo proxy o sustituto, a partir del cual se obtuvieron las demandas sísmicas. Con este modelo se obtuvieron relaciones para la media y el desvío estándar de los asentamientos, asumiendo que tienen una distribución lognormal, en el dominio de la intensidad de Arias. El objetivo de este trabajo es proveer a los diseñadores curvas de diseño para ser empleadas en la cuantificación de la respuesta de presas de enrocado en el marco de la ingeniería sísmica basada en la performance. Comenzaremos por el desarrollo del modelo sustituto de respuesta dinámica y luego se completará el capítulo con los detalles del  $IM$  y el  $EDP$  escogidos y las relaciones alcanzadas.

### 4.2. Modelo sustituto (proxy)

La respuesta dinámica de la presas depende de la intensidad, de la frecuencia y de las peculiaridades del movimiento sísmico, así como también de la geometría y las propiedades del material de la presa. Para representar esta respuesta será necesario un modelo que tenga en cuenta estos parámetros en la estimación de la respuesta. Es así, que a lo largo de los años, el modelo de la viga de corte ha sido desarrollado satisfactoriamente con este objetivo.

En este inciso desarrollaremos nuestro modelo de respuesta dinámica, el cual se basa en la formulación de la viga de corte para valle rectangular y con propiedades homogéneas. Para este propósito se ha modelado al suelo como viscoelástico y nos encontraremos en el rango medio de deformaciones, por lo que antes, describiremos la evolución de los esfuerzos para obtener una confiable respuesta dinámica de las presas.

### 4.2.1. Breve Reseña Histórica y Métodos disponibles para el Análisis de Respuesta Sísmica

Debido a las características no lineales en el comportamiento mecánico de los suelos y los enrocados visto en el Capítulo 3, la estimación de la respuesta dinámica y de los asentamientos en presas de estos materiales ha sido dificultosa y llena de incertidumbres desde sus albores. Sin dudas hay dos publicaciones que marcaron hitos en la historia de evolución de este análisis que fueron el modelo del bloque deslizante de Newmark y el cálculo de asentamientos con este modelo tras considerar la respuesta dinámica de la presa propuesto por Makdisi y Seed ( Newmark (1965) y Makdisi and Seed (1977) ).

El análisis del bloque deslizante de Newmark propone estimar los asentamientos acumulados, sugiriendo que las sucesivas cuñas de falla deslizan como un bloque rígido. Para que deslice, debe superarse una aceleración de fluencia  $k_y$ . Una vez superada esta aceleración, se integran las velocidades y se obtienen los desplazamientos de las cuñas, los cuales, proyectados en la dirección vertical, permiten obtener el asentamiento del talud o de la presa. En la Figura 4.1 se observa un detalle de este procedimiento.

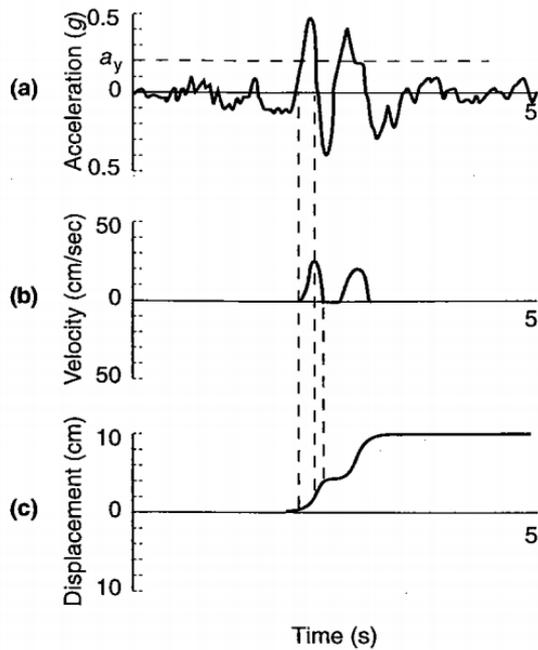


Figura 4.1: Procedimiento de Newmark

Por otra parte, la metodología propuesta por Makdisi y Seed supone el análisis de la respuesta dinámica de la presa para un modelo 2D de viga de corte a partir de la cual se establecen las aceleraciones a lo largo del tiempo y a lo largo del cuerpo de la presa. El modelo de la viga de corte, fue originalmente propuesto por Mononobe en 1936 y luego desarrollado a fondo 20 años después hasta nuestros días (ver Ambraseys and Sarma (1967); Elgamal et. al. (1987); Gazetas (1981, 1991); Gazetas and Dakoulas (1991); Hatanaka (1995a,b); Sarma (1975, 1979); Seed et. al. (1985)). Este

modelo es una idealización de la realidad y viola el requerimiento físico de tensiones nulas de corte en los taludes. Además, el modelo de viga de corte no tiene en cuenta las tensiones de compresión y tracción que se desarrollan en la presa debido al reflejo de las ondas en sus taludes, los cuales tienen influencia en la respuesta dinámica. Sin embargo, a pesar de estas limitaciones, el modelo de viga de corte predice adecuadamente la respuesta dinámica de las presas según observaciones. Además, con el desarrollo del método de los elementos finitos, se ha comprobado que las diferencias en la respuesta pueden ser menores al 10%. Si bien, hay más diferencias cuando se analizan tensiones y deformaciones, lo que nos interesa del modelo de viga de corte es la historia de aceleraciones a lo largo del cuerpo de la presa y la resultante de esfuerzos en su base. Por ello, en la metodología propuesta por Makdisi y Seed, a partir de un modelo sencillo de una viga de corte se calculan los desplazamientos inducidos empleando el modelo de bloque deslizante de Newmark. Es así que con esta metodología se incorpora la respuesta de la presa y las características del movimiento sísmico. En base a este análisis, Makdisi y Seed realizaron un ábaco que se utiliza aún hoy en día para estimar los desplazamientos en presas para un determinado nivel de PGA y geometría (Ver Figura 4.2). Adicionalmente, en la práctica se emplea el ábaco propuesto por Bureau et. al. (1985), el cual utiliza como parámetro de entrada el índice de severidad sísmica, definido como  $ESI = PGA \cdot (M - 4,5)^3$ .

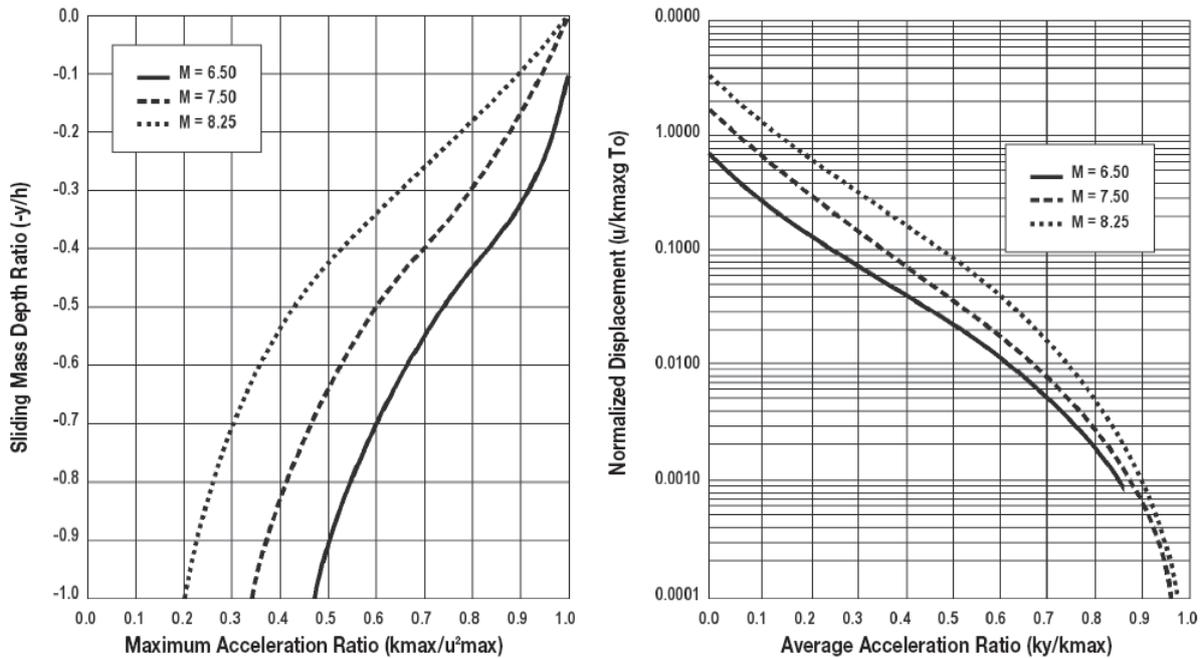


Figura 4.2: Ábaco de Makdisi y Seed para estimar Asentamientos Permanentes en Presas

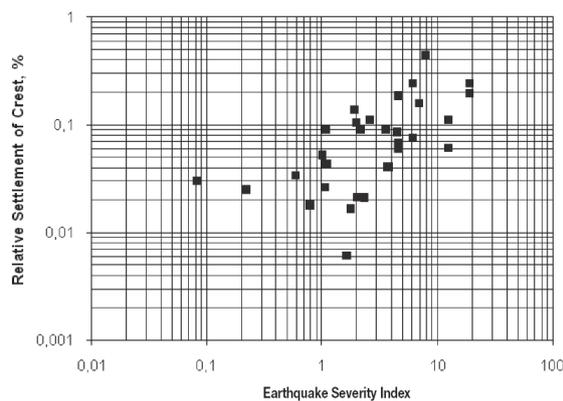


Figura 4.3: Relación entre asentamientos y el índice de severidad sísmica

Para incluir las relaciones no lineales del suelo en las ecuaciones y lograr su solución fueron necesarios los desarrollos de varios análisis no lineales como el método lineal equivalente, método no lineal simplificado, etc. (Gazetas and Dakoulas (1991)). En el modelo sustituto empleado en este trabajo, se utilizará el método no lineal simplificado, obteniendo su respuesta dinámica como suma de la respuesta modal de cada modo de vibración en el dominio de las frecuencias. Mediante este método, la respuesta no lineal del suelo se obtiene asumiendo una distorsión inicial y se actualiza al final del cálculo, con la respuesta se obtiene el valor de la distorsión RMS (Root Mean Square) y con este valor se obtienen los

nuevos valores del módulo de elasticidad y amortiguamiento. La convergencia se logra en muy pocos pasos. A continuación procederemos a caracterizar el modelo de viga de corte empleado.

#### 4.2.2. Modelo sustituto

El modelo sustituto implementado fue propuesto por Verri para la selección de registros sísmicos en presas de enrocado (Verri (2011)). Este modelo se desarrolla en 3D para el caso de valle rectangular y puede utilizarse para cualquier combinación de longitud, altura, taludes, altura del embalse y material y analiza la respuesta horizontal y vertical de la presa. En la Figura 4.4 se observa la geometría y convenciones del modelo empleado. Este modelo permite una resolución que se conoce como “closed form solution” ya que mediante expresiones analíticas explícitas es posible determinar la demanda sísmica en las presas. A continuación describiremos los pasos de cálculo para obtener la respuesta dinámica de la presa y a partir de ella obtener los desplazamientos con el método del bloque deslizante de Newmark. La respuesta dinámica se obtiene mediante la solución por superposición modal y resolviendo la ecuación de equilibrio dinámico en el dominio de las frecuencias. Para ello, primero se resolverá el problema de vibraciones libres y pos-

teriormente se procederá a aplicar la superposición modal para el caso de vibraciones forzadas. En el

Apéndice A se detalla la deducción de las fórmulas de este inciso Verri et. al. (2013).

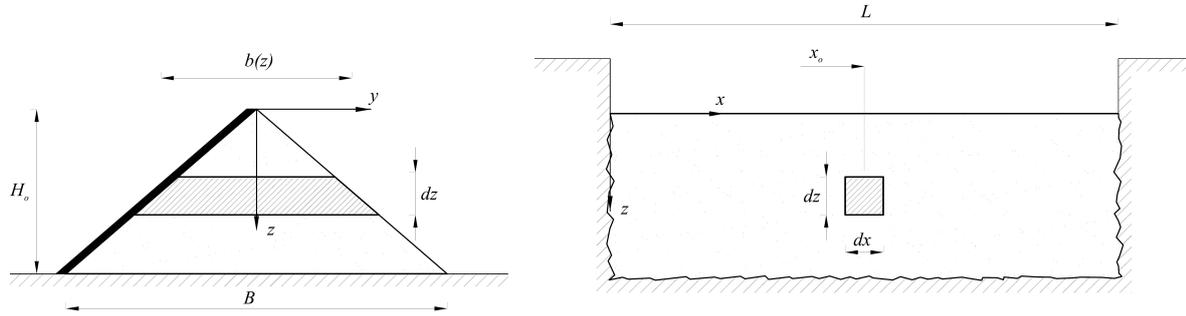


Figura 4.4: Geometría del modelo proxy formulado

Como modelo estructural de la presa se considerará que se comporta como una viga de corte de ancho variable, que implica las siguientes hipótesis (Gazetas (1981)), a saber:

1. Fuerzas de Corte Proporcionales a las distorsiones y Fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad. Material viscoelástico lineal.
2. Desplazamientos laterales y verticales constantes a una altura dada
3. Estado plano de tensiones.
4. Propiedades homogéneas de la presa.
5. Módulo de Corte y Módulo de Compresibilidad constante.
6. Sección linealmente variable desde 0 hasta el ancho de la presa.
7. Talud de aguas abajo de igual pendiente al de aguas arriba.
8. Las tensiones  $\sigma_z$  y  $\tau_{xz}$  son independientes de  $y$ , y por lo tanto uniformemente distribuidas sobre áreas infinitésimas  $b \cdot dx$  y  $b \cdot dz$ .
9. La presencia y altura del embalse no modifica la respuesta dinámica de la presa.

Como bien se discutió anteriormente, a pesar de ciertas incongruencias físicas y limitaciones, este modelo capta las componentes principales de la respuesta dinámica de las presas. A partir de las hipótesis anteriores se realiza el equilibrio de un elemento diferencial de la presa, cuyas fuerzas diferenciales se resumen a continuación:

$$dQ_{xz} = \tau_{xz} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \cdot dy \cdot dz \quad (4.1)$$

$$dQ_{zy} = \tau_{zy} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \quad (4.2)$$

$$dQ_{xy} = \tau_{xy} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \cdot dy \cdot dz \quad (4.3)$$

$$dN_{zz} = \sigma_{zz} \cdot dA = E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \quad (4.4)$$

siendo  $G_m$  el módulo de corte,  $\nu_m$  el módulo de Poisson y  $E_m^* = G_m \cdot \frac{2(1-\nu_m)}{1-\nu_m^2} = \frac{1}{\eta} \cdot G_m$  el módulo de elasticidad longitudinal equivalente del problema.

Primero se procede a resolver las vibraciones libres de la presa. Para ello se plantean las ecuaciones de equilibrio dinámico y se desprecia el amortiguamiento, ya que su consideración no influye sustancialmente la forma de los modos de vibración. Se plantea el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales según el principio de D'Alembert y se llega a la ecuación diferencial del problema:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot \frac{1}{z} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{v} \quad (4.5)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \cdot \frac{1}{\eta} + \frac{\partial w}{\partial z} \cdot \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{w} \quad (4.6)$$

con  $c_m = \sqrt{\frac{G_m}{\rho_m}}$  la velocidad de la onda de corte. Paso siguiente se procede a resolver estas ecuaciones mediante la separación de variables, obteniéndose las siguientes expresiones para los desplazamientos de la presa:

$$v(x, z, t) = \sum_{j=1,2,3} \sum_{k=1,3,5} C_{j,k} \cdot J_0 \left( z \frac{\beta_j}{H_0} \right) \cdot \sin \left( \frac{k\pi x}{L_0} \right) \cdot e^{i\omega_{j,k}t} \quad (4.7)$$

$$\text{con } \omega_{j,k} = c_m \cdot \sqrt{\left( \frac{\beta_j}{H_0} \right)^2 + \left( \frac{k\pi}{L_0} \right)^2} \text{ y}$$

$$w(x, z, t) = \sum_{j=1,2,3} \sum_{k=1,3,5} C_{j,k} \cdot J_0 \left( \frac{\beta_j z}{H_0} \right) \cdot \sin \left( \frac{k\pi x}{L_0} \right) \cdot e^{i\omega_{j,k}t} \quad (4.8)$$

con  $\omega_{j,k} = c_m \cdot \sqrt{\left( \frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0} \right)^2 + \left( \frac{k\pi}{L_0} \right)^2}$  y donde  $J_0(z)$  es la función de Bessel de Primera especie y orden cero y  $\beta_j$  son los ceros de dicha función. Los términos  $J_0 \left( \frac{\beta_j z}{H_0} \right) \cdot \sin \left( \frac{k\pi x}{L_0} \right)$  representan los modos de vibración de la presa, denotando el subíndice  $j$  el número de modo vertical, y con el subíndice  $k$  el modo de vibración horizontal correspondiente. El factor  $C_{j,k}$  es un factor de peso para cada modo  $j, k$ .

Si analizamos el período fundamental de respuesta, con  $\beta_1 = 2,405$ , nos queda la siguiente expresión ampliamente utilizada en la práctica:

$$T_1 = 2,61 \frac{H_0}{c_m} \quad (4.9)$$

Con estas expresiones en los desplazamientos, se resolvió la ecuación diferencial para una excitación sísmica empleando la metodología del análisis modal. Así, se llegaron a las siguientes ecuaciones diferenciales de la respuesta dinámica para desplazamientos horizontales y verticales respectivamente:

$$\begin{aligned} & (\omega_{j,k})^2 \cdot q_{j,k}(t) + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k} \cdot \dot{q}_{j,k}(t) + \ddot{q}_{j,k}(t) \\ &= \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} & (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k} \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \\ &= \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned} \quad (4.11)$$

dónde  $\ddot{v}_g(\tau)$  y  $\ddot{w}_g(\tau)$  son las aceleraciones en la base de la presa,  $\xi$  y  $\tilde{\xi}$  son los amortiguamientos horizontales y verticales y  $q_{j,k}(t)$  y  $\tilde{q}_{j,k}(t)$  son los desplazamientos para cada modo  $j, k$  y  $J_1$  es la función de Bessel de primera especie de orden uno. La solución de estas ecuaciones corresponden a un oscilador armónico de un grado de libertad, cuya solución es la conocida integral de Duhamel. Para independizarnos de esta solución implícita, resolveremos las ecuaciones en el dominio de las frecuencias aplicando la transformada de Fourier a ambos términos. Hecho esto y sumando las aceleraciones de la base, las expresiones para estimar las funciones de transferencia de las aceleraciones absolutas en la presa serán:

$$\ddot{V}^a(\omega) = \Lambda(x, z, \omega) \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (4.12)$$

$$\ddot{W}^a(\omega) = \tilde{\Lambda}(x, z, \omega) \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (4.13)$$

con,

$$\Lambda(x, z, \omega) = 1 + \frac{8 \cdot \omega^2}{\pi} \cdot \sum_{j=1,2,3..} \sum_{k=1,3,5..} \frac{J_0(\beta_j \cdot z/H) \cdot \sin(kx/\pi L_0)}{k \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot \left[ (\omega_{j,k})^2 + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k}i\omega + (i\omega)^2 \right]} \quad (4.14)$$

$$\tilde{\Lambda}(x, z, \omega) = 1 + \frac{8 \cdot \omega^2}{\pi} \cdot \sum_{j=1,2,3..} \sum_{k=1,3,5..} \frac{J_0(\beta_j \cdot z/H) \cdot \sin(kx/\pi L_0)}{k \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot \left[ (\tilde{\omega}_{j,k})^2 + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k}i\omega + (i\omega)^2 \right]} \quad (4.15)$$

donde  $\ddot{V}_g(\omega)$  y  $\ddot{W}_g(\omega)$  son las excitaciones sísmicas en la base de la presa en el dominio de las frecuencias. Estas funciones de transferencia representan la solución para una carga unitaria en el dominio de las frecuencias de un sistema de un grado de libertad, proporcionales a un factor de participación modal.

Para resolver estas ecuaciones es necesario cono-

cer los valores de  $\xi_{j,k}$  y  $\tilde{\xi}_{j,k}$  y los valores de  $\omega_{j,k}$  y  $\tilde{\omega}_{j,k}$ , los cuales dependen del nivel de deformaciones (distorsiones) del material como se ha explicado en el Capítulo 3. Por lo tanto se ha realizado un proceso lineal equivalente, partiendo de valores arbitrarios de  $\xi_{j,k}$  y  $\tilde{\xi}_{j,k}$  y considerando que los valores de frecuencia son los obtenidos con  $G_m = G_{max}$ . Estos parámetros  $G_m$  y  $\xi$  son parámetros lineales equivalentes, los cuales permiten describir el área y la longitud del ciclo de histéresis. Es un método equivalente para describir la curva de tensiones y deformaciones y no mediante la curva en sí misma. Partiendo de los valores iniciales, paso siguiente se calcula la respuesta y se obtienen las distorsiones promedio según el esquema RMS (Root Mean Square), considerando  $\gamma_{xy}^{RMS}$  para los desplazamientos horizontales y  $\gamma_{yz}^{RMS}$  para los desplazamientos verticales. Con el nuevo valor de las distorsiones, se emplea el esquema de degradación de  $G$  y amortiguamiento según el esquema de Rollins (Rollins et. al. (1988)) y se vuelven a calcular los valores de  $\xi_{j,k}$ ,  $\tilde{\xi}_{j,k}$ ,  $\omega_{j,k}$  y  $\tilde{\omega}_{j,k}$ . Con estos nuevos valores se recalcula la respuesta y el proceso se repite hasta lograr la convergencia, es decir, que la diferencia entre los valores de dos pasos consecutivos sea mínima o 0. Generalmente y en la mayoría de los casos, esta convergencia se logra con solamente 4 iteraciones. Así, con los valores efectivos se obtiene la respuesta con los parámetros del material acordes al nivel de deformaciones de la presa.

El paso siguiente para obtener los desplazamientos en una cuña de falla consiste en implementar el modelo del bloque deslizante de Newmark. Para ello, se aplicará la transformada inversa de Fourier para llevar las aceleraciones obtenidas al dominio del tiempo. Las aceleraciones y fuerzas estabilizantes de las cuñas se calculan integrándolas a lo largo de estas, estableciendo un promedio ponderado de las mismas (ver Ecuación 4.16). Además, se consideran los efectos beneficiosos de la presencia del embalse, cuando esté presente, que contribuyen a disminuir la magnitud de los asentamientos debido principalmente al aumento de la normal en la cuña.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_m(i) \\ \mu_m(i) \end{array} \right\} = \frac{\Delta t \cdot (\Delta s)^2}{g \cdot N_{FFT}} \cdot \frac{\tan(\beta)}{H_o^2} \cdot \frac{1}{\sin(\beta - \beta_c)} \cdot \left( \frac{i2\pi \cdot i \cdot r}{N_{FFT}} \right) \cdot [R] \cdot \tan(\beta - \beta_c) \cdot \sum_{n=0}^{N_{FP}-1} \sum_{r=0}^{N_{FFT}-1} \left\{ \begin{array}{l} [\Lambda]_{o,p,r} \cdot [\dot{V}_g]_r \\ [\tilde{\Lambda}]_{o,p,r} \cdot [\dot{W}_g]_r \end{array} \right\} \cdot \left( n + \frac{1}{2} \right) \cdot \exp \left( \frac{i2\pi \cdot i \cdot r}{N_{FFT}} \right) \quad (4.16)$$

Una vez obtenidas las aceleraciones normales y tangenciales medias a lo largo de la cuña, se procede a calcular los ángulos  $\beta_c$  que minimizan el  $FS(t)$ . De esta manera, para los valores de  $\beta_c$  mínimos para cada instante de tiempo, se procede a calcular la aceleración de fluencia requerida para cada instante de tiempo. Con estos datos se realiza el cálculo de asentamientos con el algoritmo de Newmark como se detalla en la Figura 4.6.

$$FS(t) = \frac{\int_{V_f} d\Re}{\int_{V_f} d\Im} = \frac{\tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t))}{[\sin \beta_c + \lambda_m(t) + \ddot{u}(t)]} \quad (4.17)$$

Los resultados son una curva de asentamientos acumulados en el tiempo a partir de los aportes de las componentes de deformación de las cuñas en el talud de aguas arriba y en el talud de aguas abajo (ver Figura 4.5). Cabe aclarar, que en el caso de embalse lleno, las ecuaciones se ven modificadas pero el procedimiento es el mismo (ver Anexo A).

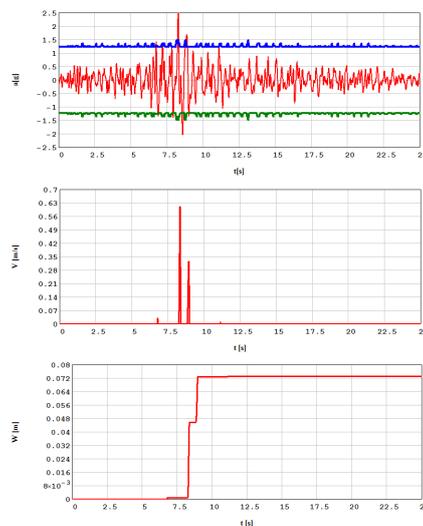


Figura 4.5: Resultados obtenidos con el procedimiento de Newmark

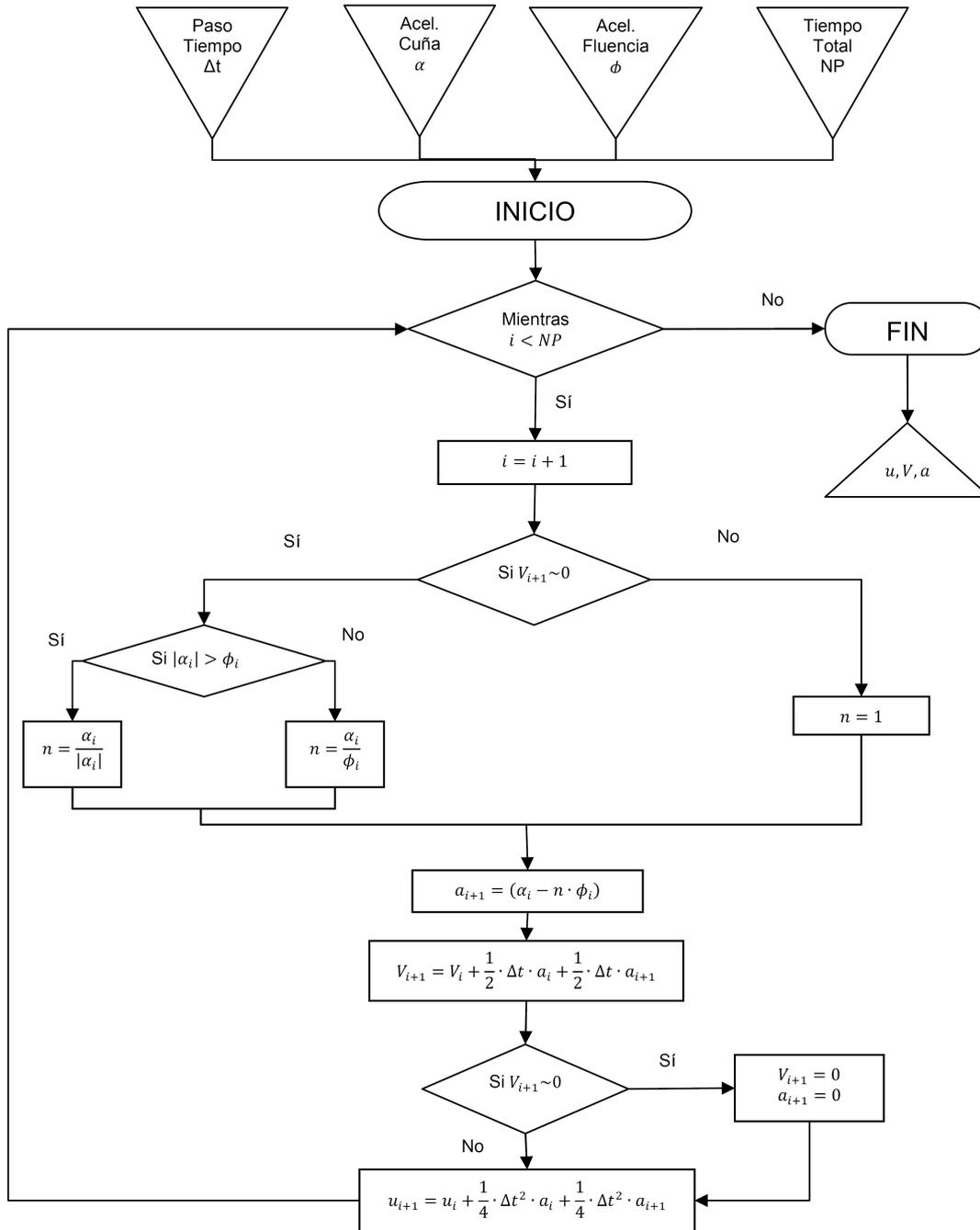


Figura 4.6: Diagrama de Flujo del Algoritmo de Newmark

### 4.3. Selección de la medida de intensidad y del parámetro ingenieril de demanda

Con la formulación del modelo sustituto ya es posible obtener la respuesta para un registro sísmico dado.

Para ello debemos elegir la medida de intensidad (*IM*) y el o los parámetros ingenieriles de demanda (*EDP*) que sean de interés en nuestro problema.

La *IM* o medida de la intensidad del movimiento sísmico es un parámetro escalar o un vector de

parámetros que representa la intensidad de un movimiento sísmico. Casos comunes de ejemplo de esto son el  $PGA$ ,  $PGV$  o  $S_a(T_1)$  (Aceleración pico en el suelo, velocidad pico en el suelo y Aceleración espectral en función del Período fundamental de la estructura, respectivamente). La elección de una  $IM$  debe hacerse teniendo en cuenta el parámetro de respuesta buscado ( $EDP$ ) y se considera apropiada si cumple con tres cualidades: eficiencia, suficiencia y previsibilidad.

▷ Eficiencia. Se refiere a la incertidumbre inhe-

rente en la respuesta dada una intensidad de un movimiento sísmico. Un  $IM$  eficiente es aquel para el cual la respuesta de interés está íntimamente relacionada. La Figura 4.7 muestra ejemplos de intensidades de medida eficientes e ineficientes para el cálculo de asentamientos en taludes con el método de Newmark para cuñas de falla superficiales (Travasarou and Bray (2003)). Como se observa, para este caso, el parámetro de intensidad de medida más adecuado es la Intensidad de Arias  $IA$ .

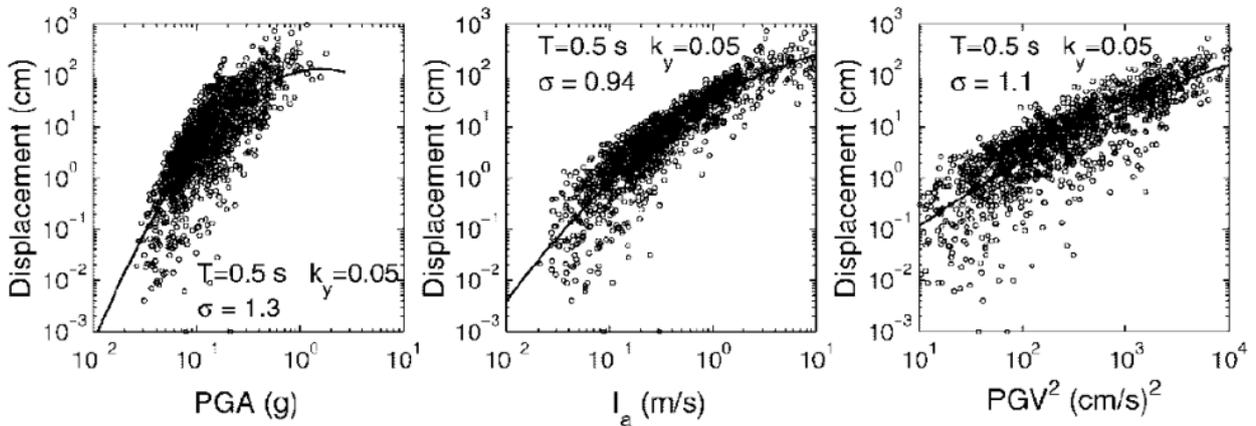


Figura 4.7: Correlación entre corrimientos permanentes calculados y (a)  $PGA$ , (b) Intensidad de Arias y (c)  $PGV^2$ . Travasarou et. al. (2003)

▷ Suficiencia. Una  $IM$  se considera suficiente si la  $EDP$  estimada usando esta  $IM$  es independiente de la magnitud, distancia a la fuente y cualquier otro parámetro específico del movimiento sísmico que afecta la respuesta de la estructura. En otras palabras, una  $IM$  es suficiente cuando contiene adecuada información acerca del movimiento sísmico.

▷ Previsibilidad. Una  $IM$  se considera previsible cuando es factible hallar una relación entre la amenaza sísmica y la medida de intensidad escogida. Esta relación es el nexo entre la sismicidad de la ubicación de la obra y la  $IM$  y se obtiene mediante un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA). También es una medida de la incertidumbre en las relaciones de atenuación disponibles de la región. En la Figura 4.8 se observa las funciones de densidad de probabilidad para las medidas de intensidad más frecuentes. Cabe destacar que para

este caso la Intensidad de Arias ( $IA$ ) resulta la menos previsible (Kramer (2011)). Dependiendo de la información sobre relaciones de atenuación y sismicidad de la zona estos valores pueden variar.

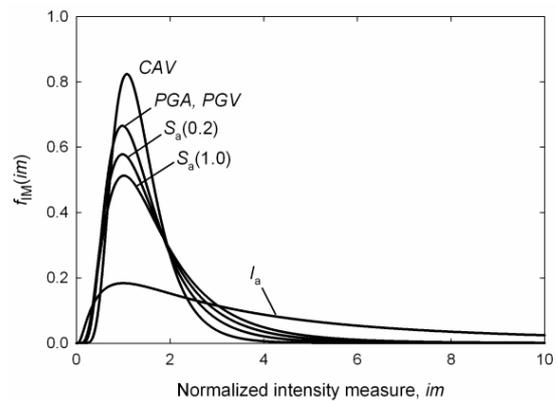


Figura 4.8: Funciones de densidad de probabilidad que indican diferencias en la previsibilidad para los  $IMs$  más frecuentes. Kramer (2011)

En el presente trabajo, se ha escogido como  $IM$

a la Intensidad de Arias  $IA$  (Arias (1970)) debido a su elevada eficiencia a la hora de estimar asentamientos en taludes para cuñas superficiales. Además, esta  $IM$  se ha considerado suficiente para su empleo en el la ingeniería sísmica basada en la performance. En la Ecuación 4.18 se resume la definición de la intensidad de Arias, la cual es la suma en el tiempo del cuadrado de las aceleraciones de un registro:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (4.18)$$

En cuanto a la selección de la  $EDP$  debe tenerse en cuenta que debe ser un parámetro el cual nos permita establecer relaciones para distintos estados de daños en la estructura. Como en el caso de las presas de enrocado con pantalla de hormigón los daños en la pantalla, apertura de juntas y probabilidad de rebalse del embalse (y por lo tanto colapso) dependen de los asentamientos en el coronamiento ( $w$ ), se han utilizado estos últimos como parámetros ingenieril de respuesta.

#### 4.4. Programa de Modelación

Para obtener las relaciones de Intensidad de Arias vs Asentamiento se realizaron una serie de corridas numéricas con el modelo substituto anteriormente presentado. Sobre una base de 131 registros sísmicos de la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center se realizaron los cálculos de asentamientos para 10 niveles discretos de intensidad, para 25 geometrías diferentes y 4 materiales distintos, en lo que se concibe como IDA o Análisis Dinámico Incremental. El tiempo total de cálculo de 23 días en una computadora de última generación. A continuación describiremos cada uno de estos puntos.

##### 4.4.1. Selección de Registros Sísmicos

Se ha seleccionado una base de sismos que busque independizarse de las propiedades sismológicas del emplazamiento. En este sentido, se han seleccionado sismos de diversas magnitudes, distintas distancias fuente-a-fuente y distintas intensidades de Arias. Además, esta base de sismos estuvo sujeta a la selección de registros cuyo período represen-

tativo se encontrase entre 0,2 y 2 segundos, rango de períodos fundamentales de las geometrías aquí consideradas, de modo de obtener la máxima respuesta posible. Además, se evitó emplear registros de distancias muy bajas para evitar posibles comportamientos específicos de fuente cercana a la falla ni muy lejanos para evitar la utilización de sismos con períodos significativos muy elevados. La base de datos de sismos empleadas se encuentra detallada en el Apéndice B.

##### 4.4.2. Geometrías

Hoy en día las alturas de las presas CFRD han ido incrementándose hasta alcanzar 300m. En el presente trabajo se han considerado 7 geometrías: 50, 90, 120, 150, 200, 250 y 300 metros de altura. Existen infinitas combinaciones de alturas y longitudes de presa que pueden evaluarse y hacer un análisis exhaustivo, pero excede los alcances de este trabajo. En todos los casos se han considerado presas “infinitamente” largas con una relación de  $L/H = 5$ . En este análisis se han adoptado taludes recomendados para zonas de alta sismicidad, con un talud aguas arriba de 1V:1.5H y un talud aguas abajo de 1V:1.8H (Cooke and Sherard (1985)). Según la formulación del modelo substituto aquí sólo se ha representado una geometría de valle rectangular, por lo que cambios en la respuesta debido a valle triangular o de alguna forma no han sido considerados. Queda pendiente para trabajos futuros la variación paramétrica de las pendientes, distintas relaciones de lados y la influencia de la forma del valle.

##### 4.4.3. Materiales

En la modelación se han considerado 4 materiales de enrocado diferentes con el objetivo de barrer la amplia gama de características mecánicas de estos (ver Leps (1970)). Así se han escogido, de menos resistente a más resistente, los materiales A1, A2, B1 y B2. Las propiedades mecánicas de estos materiales empleadas en los cálculos se encuentran en la 5. Las propiedades mecánicas de estos materiales han sido ponderadas de acuerdo a las formulaciones de Rollins a lo largo de la altura de la presa, obteniéndose propiedades mecánicas promedio. Para el ángulo de fricción interna, se ha

realizado un promedio en la altura para el ángulo de fricción interna triaxial  $\phi_{TC}$  y se ha corregido para falla en estado plano  $\phi_{PS}$  según la expresión

$$\tan(\phi_{TC}) = 1,15 \cdot \tan(\phi_{PS}) \text{ (Núñez (2005, 2006))}.$$

Material	$\rho_m [kg/m^3]$	$G_m [MPa]$	$\nu_m$	$e_{om}$	$c_m [m/s]$	$\phi_{TC} [deg]$	$\phi_{PS} [deg]$
A1	2060	560	0.25	0.31	520	40	44
A2	2410	806	0.25	0.12	580	40	44
B1	2110	560	0.25	0.28	515	44	48
B2	2450	806	0.25	0.087	570	44	48

Tabla 5: Propiedades Mecánicas de los Materiales

#### 4.4.4. Intensidades y escalado de registros

En este trabajo se han considerado 12 niveles discretos de intensidad de Arias: 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12 y 15  $m/s$ . Estos valores fueron escogidos con el objetivo de cubrir de manera lo más continua posible hasta niveles de intensidad sísmica moderada a muy fuerte. De esta manera se busca generar un espectro de intensidad continuo tal y como se busca con el abordaje de la ingeniería sísmica basada en la performance del PEER.

La base de registros previamente escogidos han sido escalados a estos niveles de intensidad en base a la intensidad de Arias, calculando el factor de escala  $FE$  para el sismo horizontal y luego se han multiplicado los registros horizontales y verticales por este factor. Cabe aclarar que este factor de escala varía de registro a registro y entre los distintos niveles de intensidad aquí evaluados y se calcula previamente a la implementación del modelo subs-

tituto, el cual emplea el registro escalado. El esquema de escalado sigue la expresión de la Ecuación 4.19.

$$FE = \sqrt{\frac{IA_{ESCALADO}}{IA_{BASE}}} \quad (4.19)$$

#### 4.4.5. Esquema y resultados de la modelación

Con todas las variaciones paramétricas y consideraciones anteriores se implementó un programa en *MATLAB* para automatizar todas las permutaciones de geometrías, materiales e intensidades, el cual incorpora el modelo substituto y el escalado de los registros. El código de este programa se encuentra en el Apéndice B. A continuación se resume gráficamente las permutaciones realizadas para la obtención de las distintas curvas  $EDP$  vs  $IM$ .

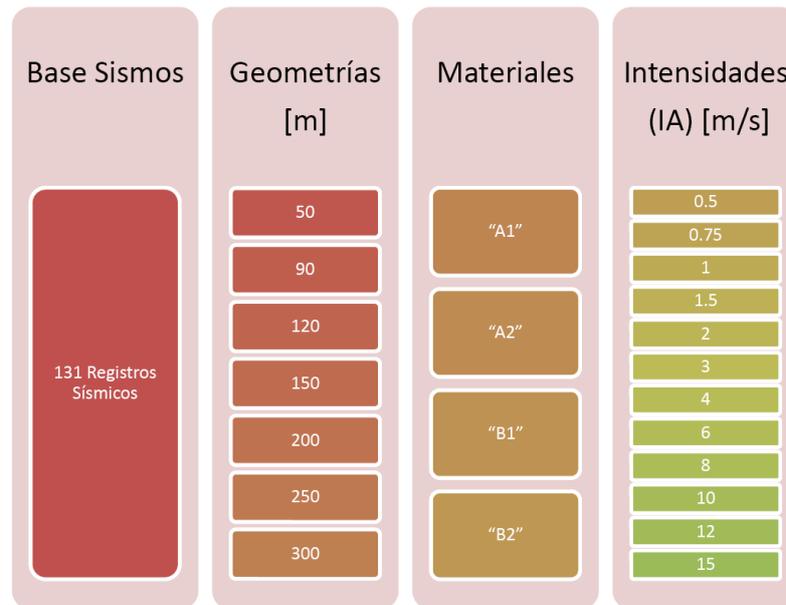


Figura 4.9: Esquema de la Modelación para Embalse Lleno y Embalse Vacío

Como se observa en total se han realizado 336 corridas para la base de 131 sismos, lo que involucra un total de 44016 registros con un tiempo de cálculo de 23 días corridos. Los resultados obtenidos han sido los desplazamientos de cada cuña en los taludes aguas arriba y aguas abajo, los asentamientos verticales y horizontales del coronamiento, las distorsiones RMS y el factor de degradación  $G/G_{max}$ , tanto para la condición de embalse vacío como la de embalse lleno. A partir de estos resultados, se ha procedido a establecer las relaciones de  $EDP$  vs  $IM$ .

#### 4.5. Obtención de relaciones Asentamiento vs. Intensidad de Arias

A partir de los resultados obtenidos con la modelación del inciso anterior se obtuvieron las relaciones entre la Intensidad de Arias ( $IA$ ) y los Asentamientos en el coronamiento de la presa ( $w$ ), curva  $EDP$  vs.  $IM$ , para todas las geometrías y materiales anteriormente enunciados, en condición de embalse lleno y embalse vacío. Recordemos que para cada geometría y material, existen doce muestras de resultados, cada una para cada nivel de intensidad asociado, lo que hace un total de 672 muestras. Para la construcción de las curvas se procedió al tratamiento estadístico de estas salidas.

Se asume que la distribución de resultados de asentamientos permanentes se ajusta a una distri-

bución log-normal, lo que implica que el logaritmo de la variable aleatoria (en este caso, los asentamientos) se encuentra normalmente distribuido. Cabe aclarar que la distribución log-normal es de común aplicación para muestras que tienen relación con algún parámetro del movimiento sísmico. Para verificar esto, para cada conjunto de datos asociado a una intensidad de Arias se realizó la prueba  $\chi^2$  de Pearson, para la cual sólo el 10% de las muestras no mostraron un adecuado ajuste. Estas últimas coincidieron en muchos casos con niveles bajos de intensidades de Arias ( $IA = 0,5 - 1,5 m/s$ ) y alturas bajas ( $H = 50m, H = 90m$ ). Estos rechazos para geometrías bajas e intensidades pequeñas son esperables para una distribución log-normal, ya que muchos de los resultados de la modelación rondan valores bajos o cercanos a 0. Al aplicarse el logaritmo de valores pequeños, puede resultar en números negativos tendiendo a infinito, lo que aumenta la dispersión y por lo tanto la distribución log-normal no se ajusta correctamente.

De esta manera, se obtuvieron la media y el desvío estándar para cada muestra asociada a un nivel de intensidad y considerando una distribución lognormal ( $\mu_{ln,IA}, \sigma_{ln,IA}$ ). Así, para cada geometría y material y para condición de embalse vacío y embalse lleno se realizó un ajuste de la siguiente forma:

$$\mu_{\ln.IA} (IA) = A_{\mu} + B_{\mu} \cdot IA + C_{\mu} \cdot \ln (IA) \quad (4.20)$$

$$\sigma_{\ln.IA} (IA) = A_{\sigma} + B_{\sigma} \cdot IA + C_{\sigma} \cdot \ln (IA) \quad (4.21)$$

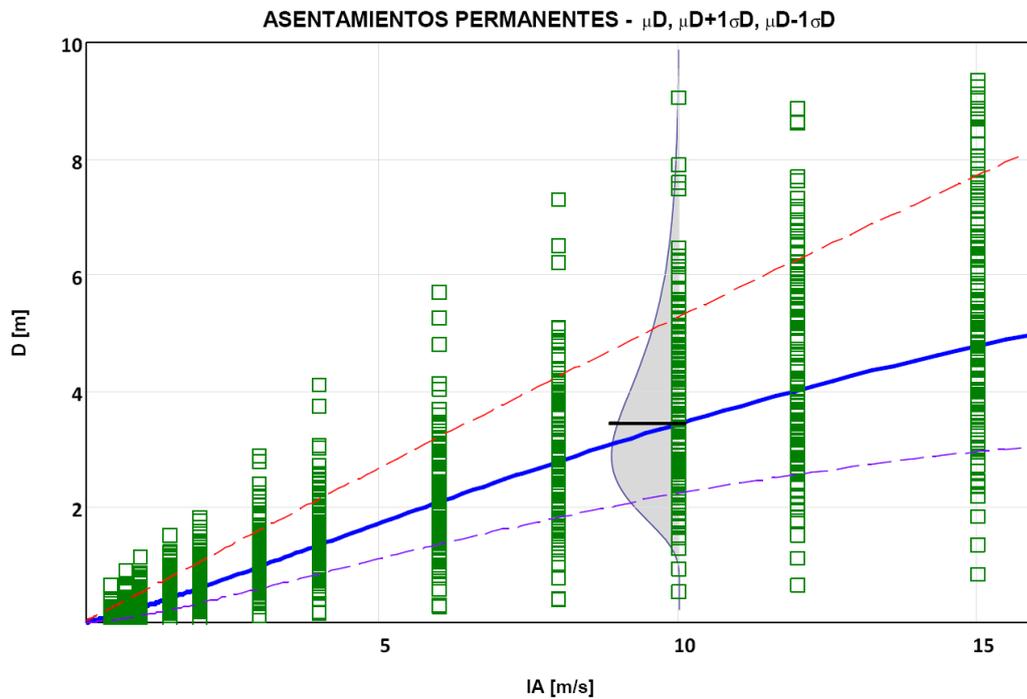


Figura 4.10: Distribución de Resultados y Ajuste de Curvas

Los coeficientes  $A_{\mu}$ ,  $B_{\mu}$ ,  $C_{\mu}$ ,  $A_{\sigma}$ ,  $B_{\sigma}$  y  $C_{\sigma}$  se obtuvieron ajustando por cuadrados mínimos los valores discretos de  $\mu_{\ln}$  y  $\sigma_{\ln}$ . La formulación presentada para el ajuste mostró resultados adecuados. La Figura 4.10 muestra esquemáticamente el procedimiento realizado.

Así, se obtuvieron las expresiones de la media y del desvío estándar de los asentamientos para todas

las geometrías y materiales descritos. En la Tabla 6 y la Tabla 7 se resumen los resultados obtenidos y en el Apéndice C se encuentran las relaciones de manera gráfica. Notar que los valores de la media representados por estas curvas corresponden a la media geométrica, es decir,  $\exp(\mu_{\ln})$  y los valores del desvío corresponden al desvío estándar  $\sigma_{\ln}$  de la distribución log-normal.

Altura Presa [m]	Material	$A_\mu$	$B_\mu$	$C_\mu$	$A_\sigma$	$B_\sigma$	$C_\sigma$
50	A1	-1.17038	-0.024583	1.2183	0.757473	0.0441367	-0.348326
50	A2	-1.51538	-0.0298729	1.29488	0.929973	0.0560695	-0.452418
50	B1	-1.5384	-0.0422588	1.3973	0.9504	0.0518447	-0.453585
50	B2	-1.91992	-0.0490364	1.48663	1.16773	0.0593702	-0.554006
90	A1	-0.389281	-0.0250505	1.11241	0.569395	0.0289282	-0.222702
90	A2	-0.529431	-0.0156153	1.07338	0.629921	0.0223781	-0.23018
90	B1	-0.704685	-0.0394519	1.26496	0.68627	0.0398881	-0.319188
90	B2	-0.847397	-0.029391	1.22403	0.775238	0.0312842	-0.323217
120	A1	-0.218937	-0.024357	1.10411	0.561238	0.019814	-0.148054
120	A2	-0.268415	-0.0229331	1.08036	0.55918	0.0245844	-0.190309
120	B1	-0.539603	-0.0370396	1.24826	0.64505	0.025661	-0.207403
120	B2	-0.5781	-0.0361405	1.22643	0.65458	0.0337667	-0.269126
150	A1	-0.159919	-0.0354893	1.14703	0.633798	0.0181675	-0.139176
150	A2	-0.163451	-0.0257262	1.09868	0.584304	0.0200806	-0.159957
150	B1	-0.502411	-0.0488928	1.30041	0.726589	0.027205	-0.216619
150	B2	-0.480521	-0.0378515	1.23948	0.667898	0.0250117	-0.214975
200	A1	-0.190059	-0.0372221	1.17241	0.781196	0.016952	-0.175987
200	A2	-0.104947	-0.0382672	1.15252	0.681579	0.0180861	-0.148509
200	B1	-0.573646	-0.0519729	1.34178	0.885702	0.0255402	-0.255881
200	B2	-0.456196	-0.0520649	1.31096	0.77775	0.0273341	-0.227891
250	A1	-0.280713	-0.0453614	1.24024	0.794042	0.0243074	-0.209465
250	A2	-0.144454	-0.0389925	1.17474	0.78926	0.0149404	-0.171976
250	B1	-0.70428	-0.0615824	1.42875	0.900527	0.0316	-0.287408
250	B2	-0.525954	-0.0537094	1.34381	0.887351	0.022259	-0.242092
300	A1	-0.405213	-0.0505742	1.29713	0.800693	0.0237867	-0.198843
300	A2	-0.220421	-0.0453014	1.23197	0.803298	0.0231963	-0.208883
300	B1	-0.855421	-0.0688314	1.50202	0.918754	0.0369577	-0.309005
300	B2	-0.636929	-0.0612231	1.41803	0.907796	0.0298036	-0.281711

Tabla 6: Relaciones entre la Intensidad de Arias y el Asentamiento del coronamiento para embalse vacío  
 $(\mu_{ln.IA}(IA) = A_\mu + B_\mu \cdot IA + C_\mu \cdot \ln(IA), \sigma_{ln.IA}(IA) = A_\sigma + B_\sigma \cdot IA + C_\sigma \cdot \ln(IA))$

Altura Presa [m]	Material	$A_\mu$	$B_\mu$	$C_\mu$	$A_\sigma$	$B_\sigma$	$C_\sigma$
50	A1	-2.2954	-0.0453877	1.41758	0.972748	0.0556037	-0.484237
50	A2	-2.67393	-0.0457525	1.47063	1.15529	0.04710	-0.50081
50	B1	-2.61023	-0.0541267	1.54364	1.09566	0.0470116	-0.476835
50	B2	-3.0063	-0.0536367	1.59296	1.30805	0.0351895	-0.485847
90	A1	-1.47836	-0.0377269	1.26912	0.72669	0.0398897	-0.335001
90	A2	-1.61574	-0.0289314	1.23444	0.77701	0.0292324	-0.315235
90	B1	-1.76459	-0.0488677	1.39975	0.823266	0.0423015	-0.381956
90	B2	-1.90663	-0.0409416	1.37171	0.921365	0.0362521	-0.39717
120	A1	-1.2929	-0.0355019	1.25114	0.657345	0.0276454	-0.218725
120	A2	-1.3423	-0.0357125	1.23567	0.693765	0.0366665	-0.299397
120	B1	-1.5821	-0.0473272	1.38506	0.749121	0.0354015	-0.290302
120	B2	-1.6332	-0.048077	1.37526	0.82316	0.0512987	-0.418081
150	A1	-1.2705	-0.0486577	1.31684	0.749402	0.0274041	-0.222901
150	A2	-1.2370	-0.0365589	1.2454	0.680672	0.0275263	-0.228016
150	B1	-1.5856	-0.0611377	1.46084	0.849773	0.0364905	-0.303961
150	B2	-1.5242	-0.0480136	1.3772	0.768414	0.0335476	-0.289446
200	A1	-1.3057	-0.0481262	1.31845	0.861778	0.0201719	-0.21961
200	A2	-1.1997	-0.0521096	1.31693	0.782561	0.0288407	-0.234181
200	B1	-1.6455	-0.0628315	1.47667	0.955158	0.0285561	-0.29482
200	B2	-1.5286	-0.0681214	1.48262	0.914257	0.0508883	-0.389416
250	A1	-1.4455	-0.0570472	1.40652	0.899741	0.0298318	-0.275529
250	A2	-1.2620	-0.0510726	1.32805	0.88013	0.020392	-0.22950
250	B1	-1.8215	-0.0727653	1.57997	1.00953	0.0410842	-0.371867
250	B2	-1.6009	-0.0657162	1.48621	0.976475	0.0286955	-0.304733
300	A1	-1.5959	-0.0639141	1.47928	0.927982	0.0361298	-0.312228
300	A2	-1.3817	-0.0567125	1.39777	0.913168	0.0293365	-0.277839
300	B1	-1.9941	-0.0801857	1.66064	1.03559	0.0432832	-0.388759
300	B2	-1.7486	-0.0711183	1.56296	1.00782	0.03492	-0.340879

Tabla 7: Relaciones entre la Intensidad de Arias y el Asentamiento del coronamiento para embalse lleno ( $\mu_{ln.IA}(IA) = A_\mu + B_\mu \cdot IA + C_\mu \cdot \ln(IA)$ ,  $\sigma_{ln.IA}(IA) = A_\sigma + B_\sigma \cdot IA + C_\sigma \cdot \ln(IA)$ )

#### 4.6. Resultados

Las relaciones para la media ( $\mu_{ln.IA}$ ) y el desvío estándar ( $\sigma_{ln.IA}$ ) entre la Intensidad de Arias  $IA$  y los asentamientos en el coronamiento  $w$  en presas

CFRD se corresponden con una distribución log-normal. Las relaciones obtenidas (ver Apéndice C) arrojaron similitudes entre sí, tal como se indica con un ejemplo en la Figura 4.11 y la Figura 4.12.

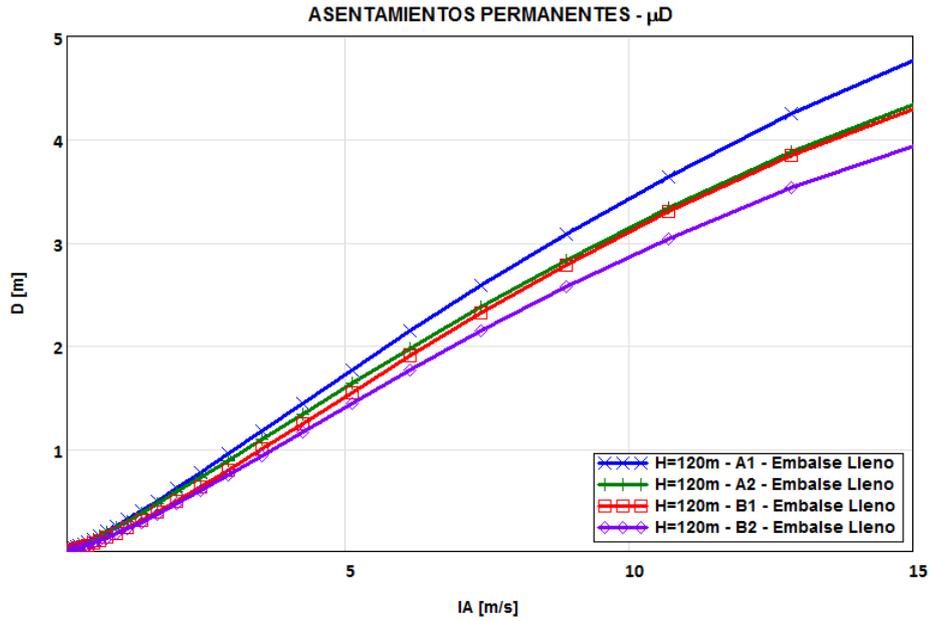


Figura 4.11: Relación para  $\exp(\mu_{ln})$  de los asentamientos en el cornamiento  $w$  vs.  $I_a$  para una CFRD de 120m de altura y en condición de embalse lleno.

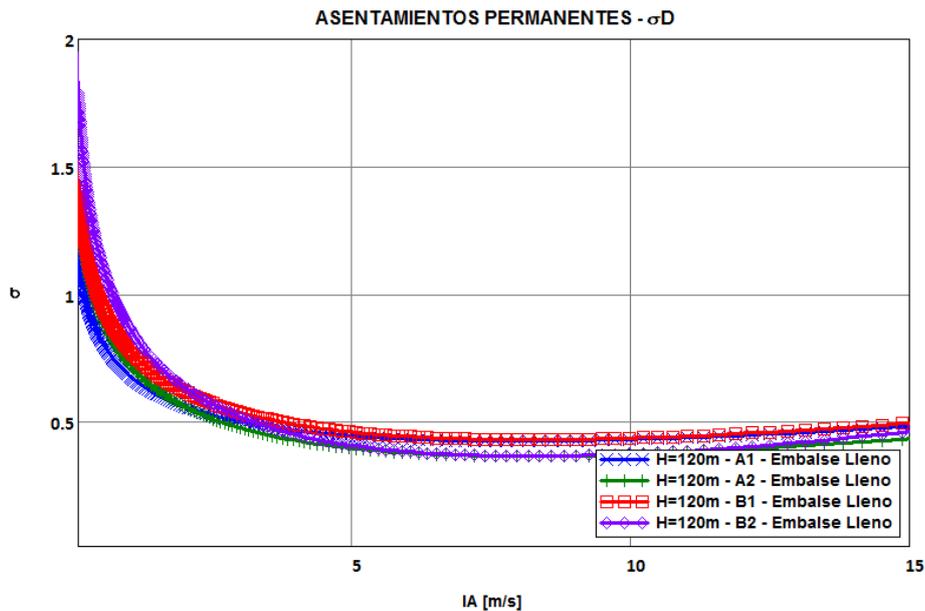


Figura 4.12: Relación para  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos en el cornamiento  $w$  vs.  $I_a$  para una CFRD de 120m de altura y en condición de embalse lleno.

Respecto de la media, como se observa, las relaciones mostraron una tendencia de mayor asentamientos para mayores niveles de intensidad de Arias, tendencia que se encuentra dentro de los valores aceptables. En la mayoría de los casos, la media de la distribución log-normal de asentamientos para los materiales más resistentes fueron menores a las de menos resistentes y los materiales con ma-

yor velocidad de onda de corte mostraron también un mejor desempeño. También es menester aclarar que los resultados de embalse vacío se corresponden a una máxima de desplazamientos esperables ya que este estado es poco probable que ocurra, mientras que el embalse lleno corresponde a una mínima. La realidad implica que el sismo ocurrirá para un nivel de embalse dado, que se encuentra

entre el máximo y mínimo operacional, y las deformaciones en la presa serán más importantes cuanto menor sea el nivel del embalse al momento de la ocurrencia sísmica.

Un aporte valioso de esta implementación es la relación del desvío estándar de los asentamientos en función de la intensidad de Arias. Esto permite la aplicación de estas relaciones en el marco probabilístico de la ingeniería Sísmica Basada en la performance. Gracias a esto puede conocerse una magnitud de las incertidumbres involucradas tanto como para el análisis de pérdidas, de daño o de performance de la estructura (como por ejemplo, la probabilidad de exceder un valor de asentamientos dada una intensidad de Arias específica). Cabe destacar que todas las relaciones del desvío estándar  $\sigma_{ln}$ , tienen la misma forma, con valores elevados de desvío (entre 1 y 2) para intensidades bajas, y valores de desvíos rondando 0,5 para intensidades elevadas ( $IA \geq 3$ ). Estos resultados merecen su atención. Por una parte, los valores elevados de desvío para intensidades bajas podrían corresponderse con lo analizado en el inciso anterior acerca de la bondad de ajuste de la distribución log-normal para pequeños valores de intensidad de Arias. Por otra parte, para valores medios y elevados de la intensidad de Arias, se puede apreciar que para todos los casos, los valores de desvío estándar  $\sigma_{ln}$  se mantienen constantes rondando un valor de 0,6. Este valor es importantísimo, ya que si truncamos el espectro de intensidades de Arias sobre el cual queremos realizar una evaluación, el desvío estándar de los asentamientos puede considerarse constante e igual a 0,6 simplificando los cálculos probabilísticos y permite la utilización explícita en metodologías aproximadas. En el Capítulo 6 se realizará una comparación de resultados según una metodología aproximada empleando estos resultados. En base a esto, se podría decir que para intensidades pequeñas el empleo de la intensidad de Arias como  $IM$  para el cálculo de asentamientos bajo una distribución log-normal ha sido ineficiente para valores bajos de intensidad de Arias mientras que para valores elevados ha obtenido resultados más que eficientes.

En los capítulos subsiguientes se dará desarrollo a las herramientas necesarias para la estimación de asentamientos por acción sísmica empleando el

método de los elementos finitos, con el cual contrastaremos la metodología del diseño basado en la performance con las relaciones aquí halladas.

## 5. Modelación Numérica

Vimos en el Capítulo 3 que cuando las deformaciones involucradas eran grandes, es necesario introducir modelos de suelo capaces de replicar la historia de cargas, y que el procedimiento a utilizar como solución de las ecuaciones diferenciales era la integración en el tiempo. En este capítulo revisaremos estos conceptos bajo la órbita del método de los elementos finitos, que nos permite abordar por este camino al problema dinámico de suelos, con técnicas que requieren un mayor costo computacional, pero permiten trabajar en todo el espectro de deformaciones considerado.

A la hora de seleccionar un modelo de suelo o modelo constitutivo adecuado, hay que tener en cuenta la posibilidad de poder materializar las propiedades dinámicas de estos con adecuada precisión. Para ello, hay que tener en cuenta que la propagación de ondas en el suelo involucra dos procesos de amortiguamiento de distinta naturaleza, uno denominado amortiguamiento por radiación y otro denominado amortiguamiento del material. El primero, se corresponde con la reducción de energía en una onda con la distancia, ya que para una misma cantidad de energía liberada, la superficie esférica del frente de onda aumenta, por lo que la energía por unidad de superficie o volumen disminuye. El segundo, tiene en cuenta los mecanismos de disipación de energía que se originan en la masa del suelo producto de las deformaciones impuestas por el pasaje de la onda. Estos mecanismos son friccionantes y disipan energía en forma de calor, reduciendo la cantidad de energía total del sistema, y son más importantes cuanto mayor sea la amplitud de deformación involucrada.

En este capítulo estudiaremos las limitaciones y aplicaciones para representar correctamente el amortiguamiento del material así como también los criterios generales para que la modelación mediante elementos finitos (FEM) de un problema de dinámica de suelos sea lo más fiel a la realidad. Hoy en día, en la mayoría de las modelaciones por elementos finitos, se utiliza un amortiguamiento del material impuesto numéricamente, ya sea en forma de tablas (modelo viscoelástico lineal equivalente) o mediante un esquema equivalente como el de Rayleigh. En el caso de utilizar el amortiguamiento de Rayleigh,

se pretende condensar todo el amortiguamiento como viscoso y no se tiene en cuenta la componente histerética, propia de la disipación de energía dentro de la masa de suelo. Superar estas limitaciones mediante el uso de modelos constitutivos complejos es uno de los ejes de este capítulo. Vimos en el Capítulo 3 que cuando las deformaciones involucradas eran grandes, es necesario introducir modelos capaces de replicar la historia de cargas, y que el procedimiento de resolución a utilizar era la integración en el tiempo. En este capítulo revisaremos estos conceptos bajo la órbita del método de los elementos finitos, que nos permite abordar por este camino al problema dinámico de suelos.

Por otra parte, al limitar el área de análisis en un modelo FEM, se impone una frontera ficticia, que no existe en la realidad. En los límites del modelo entonces se colocan fronteras para modelar la presencia del suelo en todo su alrededor. Desde el punto de vista dinámico, es importante que las ondas que incidan en estos elementos, no reboten, evitando la pérdida de energía por radiación del sistema. Por lo tanto, los elementos de frontera son los encargados de simular el continuo del suelo, permitiendo que la energía incidente en ellas no rebote. Al final de este capítulo se presentará especial atención a estos elementos.

### 5.1. Criterios para la construcción de modelos FEM

A la hora de construir un modelo FEM para modelación dinámica hay que tener bien en claro ciertas prácticas concernientes al tamaño de la malla, fronteras, paso de tiempo de cálculo, etc. que implican que no haya distorsiones numéricas en la modelación del problema, es decir, en la solución de integración implícita en el tiempo. Por esto, a continuación describiremos todos las consideraciones necesarias para que una modelación dinámica esté correctamente representada y su incidencia directa en los resultados.

#### 5.1.1. Tamaño de los elementos

La respuesta de los modelos de elementos finitos puede estar influenciada por la discretización

de los elementos. Si se utiliza mallas de tamaño muy grande, es posible filtrar componentes de alta frecuencia, que, debido a su pequeña longitud de onda, no pueden ser modelados por los nodos muy distantes entre sí. La dimensión máxima de un elemento debería ser limitado a un 1/10 de la longitud de onda más corta considerada en el análisis (Kuhlemeyer and Lysmer (1973)). Para una frecuencia máxima de filtro superior ( $f_{max}$ ), se tiene que el tamaño máximo de un elemento debe ser:

$$\Delta_{max} = \frac{v_s}{10f_{max}} \quad (5.1)$$

Por ejemplo, para una velocidad de onda de aproximadamente  $500m/s$  y una frecuencia máxima de  $5Hz$ , nos queda un tamaño máximo aproximado de  $10m$ . Por lo tanto, es posible que dada una malla establecida, esta filtre frecuencias muy elevadas, eliminando componentes de la respuesta. Por otra parte, si se quiere una frecuencia de máxima muy elevada, esto conllevará a que la malla sea mucho más densa. Deberá buscarse un equilibrio entre estas dos limitantes para alcanzar una respuesta completa sin excesivo gasto numérico.

### 5.1.2. Paso de tiempo en el cálculo

La mayoría de los softwares de elementos finitos utilizan un esquema de integración implícita para cálculos dinámicos. El paso del tiempo en el cálculo, es decir, la fracción de tiempo en que se dividen las iteraciones, está sujeta a ciertas limitaciones. Si el paso de tiempo es muy largo, la solución se apartará de la realidad y la respuesta calculada no será confiable. Si el paso de tiempo es muy pequeño, el número de operaciones y el tiempo de cálculo total ascienden enormemente. Es así, que hay un límite en el tamaño del paso de tiempo, el cual se denomina paso de tiempo crítico o  $\Delta t_{critico}$  que depende de la frecuencia máxima y del tamaño de los elementos de la malla de elementos finitos. En general, puede usarse la siguiente expresión para un elemento (Pal (1998)):

$$\Delta t_{critico} = \frac{l_e}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2}\right]}}} \quad (5.2)$$

donde  $B$  y  $S$  con el lado mayor y la superficie del

elemento en consideración,  $l_e$  es la longitud promedio del elemento,  $\nu$  es el módulo de Poisson y  $E$  es el módulo de elasticidad longitudinal. La primera raíz representa la velocidad de una onda de compresión. El factor  $\alpha$  depende del tipo de elemento (Zinkiewicz and Taylor (1991)) y vale  $\alpha = 1/(6\sqrt{c_6})$ , con  $c_6 = 5,1282 \cdot 10^{-2}$  para elementos de 6 nodos y  $\alpha = 1/(19\sqrt{c_{15}})$ , con  $c_{15} = 4,9479 \cdot 10^{-3}$  para elementos de 5 nodos.

Así, el paso de tiempo crítico de un modelo de elementos finitos será el menor de todos los  $\Delta t_{critico}$  de los elementos de la malla. Este paso de tiempo se elige de manera tal de asegurar que una onda de presión viajando por el elemento, durante una iteración, es decir, un paso de tiempo, no se mueva una distancia mayor a la mínima dimensión de un elemento. Los elementos muy rígidos y de pequeño tamaño condicionarán el valor de este parámetro de cálculo.

## 5.2. Amortiguamiento del Material - Esquema de Rayleigh

El amortiguamiento del material es aquél que se produce dentro de la masa de suelo como producto de la disipación de energía por fricción entre los granos de enrocado. Modelar esta atenuación de energía en la masa del enrocado es uno de los principales factores para obtener una respuesta confiable. En este inciso estudiaremos el esquema tradicional de amortiguamiento de Rayleigh, empleado ampliamente para modelar este amortiguamiento del material de manera equivalente.

Este esquema propone una fuerza viscosa, opuesta a la dirección de la velocidad y proporcional a esta, cuya constante de proporcionalidad es una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez del sistema., tal como se observa en las Ecuaciones 5.3 y 5.4. Esta combinación lineal garantiza la ortogonalidad de los modos de vibración del sistema y no introduce ningún modo adicional (Kramer (1996)). El éxito de este esquema se basa en su simplicidad numérica ya que permite que la matriz de amortiguamiento  $C$  sea calculada a partir de las matrices de masa  $M$  y rigidez  $K$ , con un número de operaciones mínimo, aunque tiende a reducir drásticamente los pasos de tiempo en la integración numérica por criterios de estabilidad, pudiendo ocasionar tiem-

pos de simulación excesivo.

$$K \cdot u + C \cdot \dot{u} + M \cdot \ddot{u} = M \cdot \ddot{u}_g \quad (5.3)$$

$$C = \alpha M + \beta K \quad (5.4)$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se determinan experimentalmente a partir de dos valores de amortiguamiento para dos frecuencias diferentes, que generalmente cubren el espectro de frecuencias de excitación y fundamentales del sistema. Cuando la contribución de la matriz  $M$  es dominante ( $\alpha_r \gg \beta_r$ ), la mayoría de las vibraciones de baja frecuencia son amortiguadas. Cuando la contribución de la matriz de rigidez  $K$  es dominante ( $\beta_r \gg \alpha_r$ ), se amortiguan en su mayoría vibraciones de elevada frecuencia.

Conceptualmente, el término de  $\alpha_r$ , proporcional a las masas, introduce fuerzas de amortiguamiento proporcionales a las velocidades absolutas en el modelo, como consecuencia de pérdidas por fricción en los nodos. El término de  $\beta_r$ , proporcional a la rigidez, introduce amortiguamiento proporcional a la velocidad de deformación y esta relacionado con el amortiguamiento propio del material. Para una frecuencia dada  $\omega$  y porcentaje de amortiguamiento crítico  $\xi$ , se tiene la siguiente relación entre estos coeficientes:

$$\xi = \frac{1}{2} \left( \beta\omega + \frac{\alpha}{\omega} \right) \quad (5.5)$$

En el caso de suelos, se pueden obtener los valores de  $\alpha_r$  y  $\beta_r$  mediante 2 ensayos a distinta frecuencia, en donde los porcentajes de amortiguamiento también son establecidos. Además, cuando se eligen valores de  $\alpha_r$  y  $\beta_r$ , se debe tener cuidado que el amortiguamiento proporcional a la rigidez no elimina la respuesta a frecuencias elevadas. Por otra parte, deberá verificarse que el amortiguamiento proporcional a las masas no afecta la respuesta de la estructura, puesto que puede originar la aplicación de fuerzas externas que disminuyen el corte basal aplicado a la estructura por carga sísmica. Además, cuanto mayor es el rango entre las frecuencias para la definición del esquema de amortiguamiento y cuanto mayor sea el valor absoluto del amortiguamiento  $\xi$ , más pequeño será el paso de integración temporal. Hay que ser muy cuidadosos en la elección de las frecuencias de referencia, para así

obtener un amortiguamiento constante en las frecuencias de trabajo. La representación de la Ecuación 5.5 puede observarse en la Figura 5.1, donde se aprecian las características anteriormente descritas.

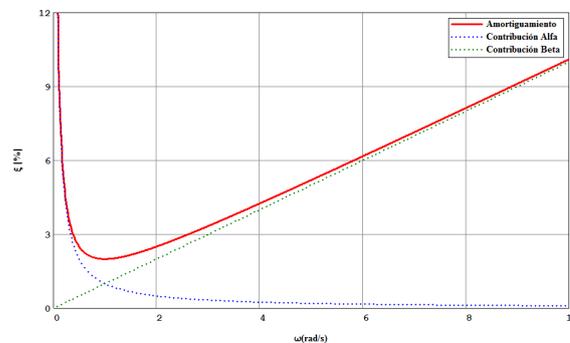


Figura 5.1: Esquema de Amortiguamiento de Rayleigh

Así, tenemos que el nivel de amortiguamiento es proporcional a la velocidad de la sollicitación, mientras que en los suelos se ha observado que la mayor dependencia del nivel de deformación. Por lo tanto, es prudente usar un modelo constitutivo que tenga un amortiguamiento dependiente de la deformación proveniente de la inherente relación no lineal entre tensiones y deformaciones.

### 5.3. Amortiguamiento del material - Aplicación del HS Small

Hemos visto en el Capítulo 3 que los suelos poseen naturalmente una disminución de la rigidez transversal con el aumento de las deformaciones o distorsiones. Por esta cualidad, si se los somete a ciclos de deformaciones de una amplitud  $\gamma_c$ , se describen ciclos cerrados en el plano de tensiones y deformaciones con una variación de energía negativa entre cada ciclo de histéresis, lo que se conoce como amortiguamiento del material.

En esta sección se evaluará la aptitud del modelo constitutivo HSSmall (Hardening Soil con pequeñas deformaciones) para generar este amortiguamiento de tipo histerético como producto de su formulación. Por un lado, se trabajará analíticamente, deduciendo a partir de las ecuaciones constitutivas del HSSmall el amortiguamiento para un ciclo cerrado de histéresis de amplitud  $\gamma$  y para distintos valores de relación  $G_0/G_{ur}$ , siendo  $G_{ur}$  el

módulo transversal en la descarga. Por otra parte, se buscará representar numéricamente el valor de amortiguamiento, realizando una modelación en PLAXIS, para distintos valores de distorsión y para una relación  $G_0/G_{ur}$ .

Cabe aclarar HSSmall mantiene todas las propiedades mecánicas del Hardening Soil, un modelo elastoplástico perfecto avanzado para simular el comportamiento de varios tipos de suelos duros y blandos, donde la superficie de fluencia no está fija en el espacio de los esfuerzos principales, y puede expandirse debido a deformaciones plásticas. Dentro de este endurecimiento puede diferenciarse el debido a corte o el debido a compresión. El primero se utiliza para modelar deformaciones irreversibles debidas a esfuerzos desviadores. El segundo se utiliza para modelar las deformaciones plásticas irreversibles debidas a la compresión primaria bajo carga edométrica y carga isotrópica. Cuando se aplica una carga primaria desviadora, el suelo muestra una disminución en la rigidez y a la vez distorsiones plásticas irreversibles. El hardening soil model supera el modelo hiperbólico ampliamente: utiliza la teoría de plasticidad en vez la de elasticidad, introduce la dilatancia, y por último introduce un límite de fluencia. Este modelo puede ser incorporado para representar el comportamiento de los enrocados.

La diferencia entre el HSSmall y su predecesor, el Hardening Soil, es la adición de un módulo de rigidez transversal inicial y una curva de degradación del mismo. Así, este modelo emplea dos parámetros adicionales,  $G_0$  y  $\gamma_{0,7}$ , donde  $\gamma_{0,7}$  es la distorsión para la cual  $G$  es un 70% de  $G_0$ . Con estos dos parámetros es posible obtener la curva de reducción del módulo transversal con la siguiente expresión:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad (5.6)$$

Esta expresión tiene la forma de reducción del modelo de Hardin-Drnevich y a partir de ella se obtendrán los valores de amortiguamiento para un ciclo cerrado de histéresis. Un detalle de las formulaciones de cada modelo se encuentra en el Anexo E.

### 5.3.1. Amortiguamiento Histerético

A partir de las ecuaciones constitutivas del Hardening Soil con pequeñas deformaciones se procedió a calcular el amortiguamiento específico para un ciclo cerrado de carga y descarga con una amplitud  $\gamma_c$ , aplicando las reglas de Masing. Para ello, primero se calcula el módulo tangente como la derivada del módulo secante respecto de las distorsiones. Además, por la formulación, se debe limitar el valor del  $G_t$  al valor mínimo de  $G_{ur}$ , el cual se alcanza para un valor  $\gamma_{lim} = \frac{\gamma_{0,7}}{\alpha} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right)$ . Así, la expresión del módulo tangente es la siguiente:

$$G_t(\gamma) = \begin{cases} \frac{G_0}{\left(1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right| \right)^2} & Si \quad |\gamma| \leq \gamma_{lim} \\ G_{ur} & Si \quad |\gamma| > \gamma_{lim} \end{cases} \quad (5.7)$$

De esta manera, si el modelo planteado de carga y descarga cumple con las Reglas de Masing, es posible construir ciclos cerrados de amplitud y obtener el amortiguamiento para un determinado valor de distorsión. Las reglas de Masing son las siguientes:

- ▷ Se define la curva virgen o “backbone curve”.
- ▷ Si la inversión de carga ocurre en el punto A para  $\tau = \tau_A$  y  $\gamma = \gamma_A$ , entonces la ecuación de la curva de tensión-deformación en la descarga se asume que tiene la forma (nuevamente alcanza el valor de  $\tau_A$  para el doble de distorsiones):

$$\frac{\tau - \tau_A}{2} = f \left( \frac{\gamma - \gamma_A}{2} \right) \quad (5.8)$$

- ▷ Si esta curva alcanza el punto B en el lado opuesto de la curva esqueleto, la curva de tensión-deformación debe seguir la curva esqueleto más allá del punto B en el lado negativo. Si la recarga comienza en el punto B, la curva tensión deformación para la recarga viene dada por una ecuación similar a la Ecuación 5.8 en la cual el signo de  $\tau_A$  y  $\gamma_A$  ha cambiado.
- ▷ Si la curva esqueleto es interceptada nuevamente en el punto A durante la recarga, se asume que la carga continua la curva esqueleto en el lado positivo.

Aplicando las reglas de Masing (ver Inciso 3.6) se

procedió a obtener el amortiguamiento. Para esto se considera que  $\gamma_{0,7-recarga} = 2\gamma_{0,7-carga\ virgen}$ . Así, el camino de carga ha sido desde  $+0$ , hasta  $\gamma_c$ , luego hasta  $-\gamma_c$  y de vuelta hasta  $\gamma_c$ .

Empleando las relaciones entre tensiones de corte y distorsiones y las expresiones de carga y descarga, se obtiene la siguiente expresión que resume la energía disipada en un ciclo  $\Delta W$ :

$$\Delta W = \frac{4G_0\gamma_{0,7}}{\alpha} \left( 2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1+\gamma_{0,7}/\alpha\gamma_c} - \frac{2\gamma_{0,7}}{\alpha} \ln \left( 1 + \frac{\alpha\gamma_c}{\gamma_{0,7}} \right) \right) \quad (5.9)$$

donde  $\alpha = 0,835$ ,  $\gamma_{0,7}$  es la distorsión para la cual  $G$  es un 70 % de la rigidez transversal inicial  $G_0$ . Esta expresión es válida hasta un valor de  $\gamma_c = \gamma_{lim}$ , luego de la cual, el valor de  $G$  alcanza su valor mínimo y se mantiene constante. Si ahora calculamos el valor del trabajo lineal equivalente  $W$ , que se obtiene como:

$$W = \frac{1}{2}G_s\gamma_c^2 = \frac{G_0\gamma_c^2}{2 + 2\alpha\gamma_c/\gamma_{0,7}} \quad (5.10)$$

Así, con estos dos trabajos se obtiene la expresión del amortiguamiento específico en función de la distorsión con la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (5.11)$$

$$\xi = \frac{\gamma_{0,7}}{2\alpha\pi} \left( 2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1+\gamma_{0,7}/\alpha\gamma_c} - \frac{2\gamma_{0,7}}{\alpha} \ln \left( 1 + \frac{\alpha\gamma_c}{\gamma_{0,7}} \right) \right) \frac{1+\alpha\gamma_c/\gamma_{0,7}}{\gamma_c^2} \quad (5.12)$$

Cabe aclarar que esta relación se cumple mientras que no se haya alcanzado el valor del módulo de corte para descarga y recarga,  $G_{ur}$ . es decir, mientras que la distorsión máxima sea  $\gamma_c \leq \gamma_{lim}$ , para el cual el amortiguamiento alcanza su valor máximo.

Por lo tanto, la Ecuación 5.9 sólo aplica mientras  $G_0 \geq G_{ur}$ , donde el módulo de corte disminuye de acuerdo a la formulación para pequeñas deformaciones. Tan pronto como se alcanza  $G_{ur}$ , el amortiguamiento es máximo y constante. También debe notarse que la formulación del amortiguamiento porcentual sólo se basa en relaciones entre tensiones y deformaciones y es para un ciclo de carga. Luego, si los ciclos de cargas se repiten con mayor rapidez, la energía total disipada será mayor, siendo coinci-

dente con la bibliografía sobre amortiguamiento en suelos.

Se realizaron varios análisis paramétricos para entender cómo inciden la variación de los distintos parámetros clave en el comportamiento mecánico mediante el HSSmall. El objetivo de esto es entender qué parámetros guían las curvas de degradación y amortiguamiento en función de la distorsión y hasta qué punto se asemejan al comportamiento real de los enrocados. Se comienza variando el parámetro,  $\gamma_{0,7}$ . Fijando un valor de  $G_0$  se analizan las variaciones en los parámetros  $G_s$ ,  $\tau$ ,  $G_t$ , y el amortiguamiento. Los resultados respectivos pueden observarse en las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4.

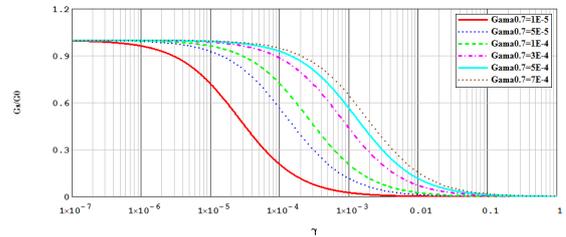


Figura 5.2: Curvas de degradación de  $G_s$  Vs. Distorsión para distintos valores de  $\gamma_{0,7}$

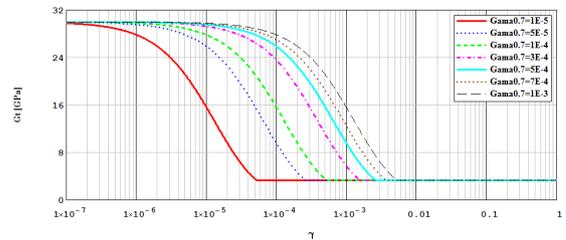


Figura 5.3: Variación del módulo tangente en función de la distorsión para distintos valores de  $\gamma_{0,7}$

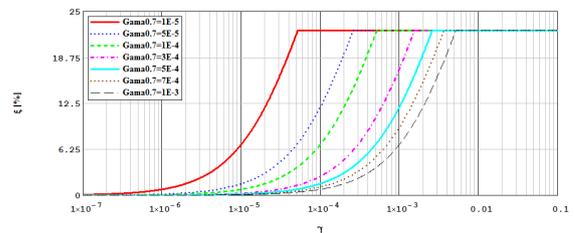


Figura 5.4: Amortiguamiento Vs. Distorsión para distintos valores de  $\gamma_{0,7}$

A partir de las imágenes se observa que a un valor mayor de  $\gamma_{0,7}$  se retarda la degradación de  $G$  y por lo tanto el amortiguamiento es menor para

la distorsión dada. También debe resaltarse que el amortiguamiento máximo alcanzado no varía con respecto a  $\gamma_{0,7}$ . Además, debe notarse para una distorsión crítica, se alcanza un mínimo de módulo transversal tangente  $G_t$  lo que implica que no es posible aumentar el área encerrada en un ciclo de histéresis.

Ahora analizaremos la influencia de la relación  $G_0/G_{ur}$  en el amortiguamiento, para dos valores fijos de  $\gamma_{0,7}$ . En la Figura 5.5 se observa esta variación paramétrica:

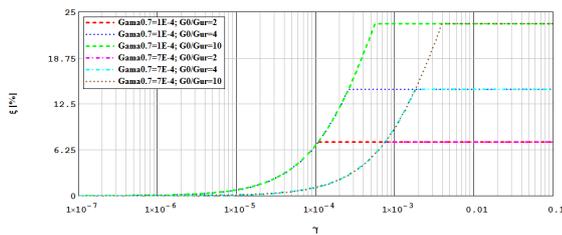


Figura 5.5: Curva de amortiguamiento Vs. Distorsión para distintas combinaciones de  $\gamma_{0,7}$  y  $G_0/G_u$

Es notable apreciar, que el valor máximo de amortiguamiento es mayor cuanto mayor es el valor de la rigidez inicial  $G_0$  mayor es la relación  $G_0/G_{ur}$ . Esto conllevaría a pensar que en elementos de suelos cercanos a la fundación de las presas, donde  $G_0$  es mayor se tendría una disipación mayor de energía. Esto no es así. El HSSsmall limita la relación  $G_0/G_{ur}$  a un valor de 10, obteniéndose un valor máximo posible de amortiguamiento de 23 %.

### 5.3.2. Validación Numérica

Con el espíritu de representar el amortiguamiento en un modelo numérico, se implementó un ensayo de distorsión mediante el código de elementos finitos PLAXIS. En él, se dispuso un estrato plano de 1m de espesor, por 5m de largo, y se sometió a una precarga. Luego se disminuyó el valor de la precarga a 100kPa y se aplicó una excitación sinusoidal en la base, de manera tal de representar ondas de corte y por lo tanto ciclos de histéresis en la masa de suelo. De esta manera se calculó el área encerrada por cada ciclo, calculando el valor del amortiguamiento en cada caso. El suelo modelado es el de un suelo blando cuyos parámetros se detallan a continuación (Brinkgreve et. al. (2007)):

Parámetro	Valor
$E_{50}$	1500kPa
$E_{ur}$	8000MPa
$E_{oed}$	750kPa
$G_0$	33300MPa
$\gamma_{0,7}$	$2 \cdot 10^{-4}$

Tabla 8: Propiedades Mecánicas Suelo Modelada

Con estos parámetros se impusieron desplazamientos en el borde superior y se realizaron 10 ciclos de carga a razón de 1Hz. Así se realizaron 6 modelaciones, aumentando la magnitud de los desplazamientos impuestos y por lo tanto, de las distorsiones efectivas del suelo. En las Figuras 5.6 y 5.7 se observa los resultados obtenidos y se los compara con la Ecuación 5.11.

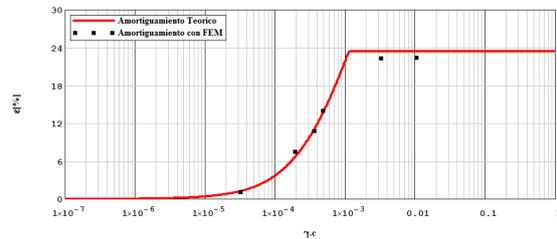


Figura 5.6: Amortiguamiento Vs. Distorsiones - Modelo FEM

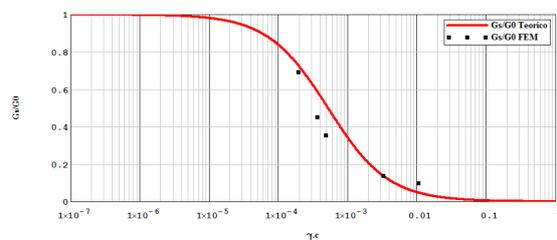


Figura 5.7:  $G/G_0$  Vs. Distorsiones - Modelo FEM

Adicionalmente se han representado los ciclos de carga en un eje coordenado  $\tau$  Vs.  $\gamma_c$ , donde se observan los resultados obtenidos para diferentes amplitudes de distorsión cíclica. En ella se observan dos fenómenos característicos de los suelos:

- ▷ A mayores distorsiones, el módulo secante disminuye. Esto se observa uniendo los puntos extremos de cada ciclo, en donde la pendiente media disminuye a medida que aumentan las distorsiones.
- ▷ A mayores distorsiones, mayor amortiguamiento. Para mayores distorsiones, el área en-

cerrada en cada ciclo es mayor, por lo tanto el amortiguamiento también lo es.

- ▷ Para el ciclo de mayor histéresis se observa una parte recta, parte en la cual, se ha alcanzado la distorsión para la cual la reducción de  $G$

es máxima. La adición de esta área con tramo recto es proporcional al área del trabajo elástico, por lo que el cociente entre las dos áreas es constante, alcanzándose un máximo en el amortiguamiento

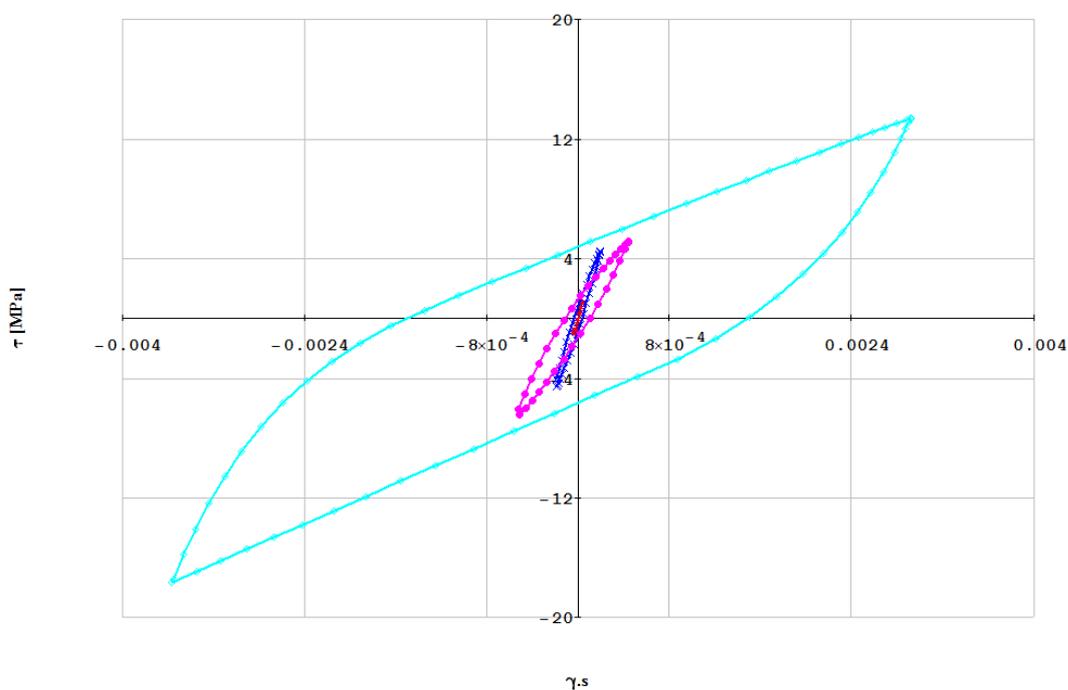


Figura 5.8: Resultados de los ciclos de histéresis obtenidos mediante el modelo FEM

A continuación evaluaremos la idoneidad de este modelo para reproducir las propiedades mecánicas de los enrocados desarrolladas en el Capítulo 3.

#### 5.4. Aplicabilidad del HSSmall en los Enrocados

Vimos anteriormente que el HSSmall es el Hardening Soil Model con un apéndice elástico. En este

inciso evaluaremos la aptitud de este modelo constitutivo para representar las propiedades tanto mecánicas como estáticas de los enrocados (Ver Capítulo 3). Para resumir lo anteriormente dicho, se ha realizado un cuadro comparativo entre las propiedades reales de los enrocados y su variación y se ha comparado con las formulaciones del modelo constitutivo del Hardening Soil Model con pequeñas deformaciones:

Propiedad	Enrocados	HSSmall
$\phi$	$\phi = \phi_o - \Delta\phi \log(p/Pa)$	No
Falla	$\tau = A(\sigma_n)^b$	$\tau = \sigma_n \tan \phi$
Deformabilidad	Disminuye con $p$	Disminuye con $p$
Variación $G_0$ vs $p$	$(p/Pa)^n$	$\left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_1' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi}\right)^m$
Variación $G_0$ vs $e$	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	No
Variación $G_0$ vs $\dot{\gamma}$	Aumenta	No
Variación $\gamma_{0,7}$ vs $p$	Disminuye con $p$	Constante
Curva $G_0$ vs $\gamma$	Disminuye con $\gamma$	Disminuye con $\gamma$ (Hardin-Drnevich)
Curva $D$ vs $\gamma$	Aumenta con $\gamma$	Aumenta con $\gamma$ - Limitado a 23% máximo
Carga y Recarga	Sí	Si, Reglas de Masing
Efecto No. Ciclos	Sí	No
Creep	Sí	No

Tabla 9: Comparación entre HSSmall y los enrocados

El HSSmall es un modelo constitutivo originalmente desarrollado para considerar las deformaciones en los suelos a tensiones bajas, cuya formulación nos permite representar constitutivamente el amortiguamiento en los suelos. Calibrando correctamente los parámetros es posible ajustar las curvas de degradación y amortiguamiento a los resultados experimentales de los enrocados, los cuales vimos que se ajustaban correctamente a la formulación de Rollins. Si comparamos esta formulación con la del HSSmall, tendremos que para pequeñas distorsiones el ajuste no es correcto, ya que el HSSmall dispone de valores nulos de amortiguamiento, mientras que en la realidad los suelos tienen un amortiguamiento basal de alrededor de un 3% para pequeñas deformaciones y que para grandes distorsiones los valores de amortiguamiento provistos por HSSmall son menores que al correspondiente a los enrocados. Además, existe una zona donde el esquema de Amortiguamiento de HSSmall se encuentra sobreamortiguado. En este sentido pue-

de decirse que para pequeñas deformaciones se encuentra subamortiguado, luego a medida que se supera el valor de  $\gamma_{0,7}$  el modelo se encuentra sobre amortiguado, hasta converger al amortiguamiento máximo para grandes distorsiones. Esto es debido a que el decaimiento del módulo transversal se realiza más rápido que la formulación de Rollins (Hardin-Drnevich vs Rollins), adelantando un amortiguamiento mayor a menores distorsiones. En este último punto es donde se encuentran las mayores diferencias respecto de la curvas obtenidas a partir de ensayos (ver Figura 5.9).

Para corregir levemente estas desviaciones, es posible agregar amortiguamiento de Rayleigh de manera de ajustar mejor las curvas obtenidas con HSSmall con las obtenidas en ensayos. En la Figura 5.9 se observa el adición de amortiguamiento para generar una mejor representación del comportamiento del material ajustándolo a la formulación de Rollins.

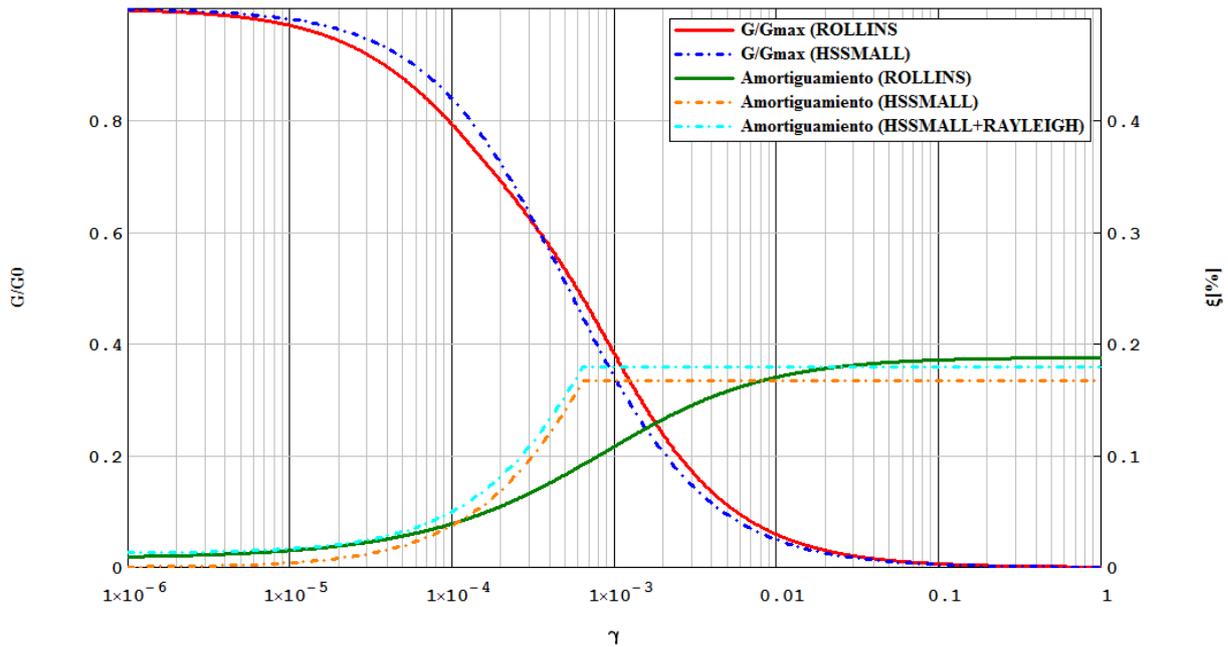


Figura 5.9: Ajuste de la curva de amortiguamiento con la ayuda de amortiguamiento de Rayleigh

Como conclusión, puede establecerse que el HSSmall puede utilizarse como modelo constitutivo para representar las propiedades mecánicas de los enrocados. Si bien hay características que el modelo aún no contempla, los parámetros principales que inciden en la respuesta mecánica son representados. En este sentido, el HSSmall es un modelo con una doble superficie de fluencia para deformaciones por corte y deformaciones plásticas volumétricas. Además, contempla una ley de endurecimiento para las cuales las superficies de fluencia se ven expandidas. Adicionalmente, se tiene en cuenta el aumento de la rigidez con la presión de confinamiento, tanto para la rigidez transversal inicial, como la rigidez edométrica de deformaciones volumétricas, hecho que se representa en los enrocados, aunque no sigue la misma ley de variación. En cuanto a las propiedades dinámicas de interés, vimos que la curva de degradación del módulo transversal  $G/G_0$  se ajusta muy bien a la formulación de Rollins, mientras que para el amortiguamiento, el esquema del HSSmall posee un aumento más abrupto y necesita ser compensado con amortiguamiento de Rayleigh, aunque sea de naturaleza distinta.

Por otra parte, aún queda trabajo por representar la reducción del ángulo de fricción interna con la presión de confinamiento y una ley cuadrática de la envolvente de Mohr-Coulomb. El valor de  $\gamma_{0,7}$

en el HSSmall es constante a lo largo de la presa, mientras que en la realidad varía con la presión de confinamiento, por lo que se podría variar según la profundidad el valor de  $\gamma_{0,7}$  para distintas discretizaciones de suelo hasta que una solución constitutiva esté disponible. Además, el HSSmall no tiene en cuenta ni la velocidad ni el número de ciclos de carga, que en menor medida modifican la rigidez y la resistencia de los enrocados. Asimismo, el HSSmall no representa los fenómenos de creep en los enrocados, los cuales deberían ser tenidos en cuenta, al menos indirectamente, a partir de las experiencias pasadas de construcción de CFRD. En el capítulo siguiente aplicaremos este modelo constitutivo de suelo aplicable a enrocados en un modelo FEM de una presa en Costa Rica.

## 5.5. Amortiguamiento por Radiación - Fronteras Absorbentes

El amortiguamiento por radiación se conoce en los suelos como el fenómeno de atenuación de la energía como producto del aumento de la superficie del frente de onda a medida que estas se alejan de la fuente. Es decir, que para una energía liberada finita, a medida que nos alejamos de la fuente, la energía por unidad de superficie es menor, como consecuencia de la propagación de la onda sísmica.

En la aplicación del método elementos finitos, debido a que el tamaño de los elementos está definido por la velocidad de propagación de ondas del material y por la frecuencia máxima de interés, una de las principales tareas en minimizar el número de cálculos es minimizar la cantidad de elementos, disminuyendo el área discretizada. Al imponer esta frontera ficticia que limita el área de análisis, uno está imponiendo bordes en los cuales las ondas incidentes pueden rebotar, generando comportamientos espurios, es decir, impidiendo la salida efectiva de esa energía del modelo. Por ello deberán incorporarse elementos de frontera que simulan el espacio semi infinito detrás de ellos. A medida que el tamaño de la región discretizada disminuye, la influencia de estos elementos de frontera aumenta considerablemente.

Es por esto que en la mayoría de los modelos de elementos finitos de respuesta dinámica, se colocan fronteras absorbentes en los límites del modelo. De esta manera, la energía que viaja fuera de esa región de interés, se elimina y no queda enjaulada (efecto de “caja”). Es importante representar este fenómeno de amortiguamiento por radiación, evitando que la energía que sale del modelo rebote en las fronteras. Si esto no se logra representar adecuadamente, conducirá a incrementos en la energía total del sistema, llevando a resultados no realistas. Por esto, para contrarrestar estas reflexiones, se necesita tomar medidas especiales en las fronteras del modelo. Existen 3 tipos de fronteras que cumplen estos objetivos de mayor o menor medida (Kramer (1996)):

**fronteras elementales** En las fronteras elementales sólo se especifican condiciones de desplazamientos nulos o tensiones nulas. Las fronteras elementales pueden ser utilizadas para modelar la superficie del suelo como una frontera de tensiones nulas con adecuada precisión, pero para los límites laterales o inferiores del modelo, sólo existe la condición de 0 desplazamientos, por lo que existe una reflexión perfecta que puede atrapar energía en la malla que en realidad sería irradiada del área de análisis. Este efecto de caja, puede producir grandes errores. Sólo si estas fronteras elementales se colocan lo suficientemente lejos del área de interés,

las ondas reflejadas pueden ser absorbidas por el suelo para disminuir su influencia en el área de estudio. Esto conlleva la utilización de más elementos y un tiempo de cálculo mayor.

**fronteras locales(Absorbentes)** Para simular el espacio semi-infinito pueden emplearse amortiguadores viscosos, lo que se conoce como un tipo común de frontera local. Se puede demostrar que el valor de la constante del amortiguador depende del ángulo de incidencia de la onda para garantizar una perfecta absorción. Como las ondas incidentes probablemente lleguen a la frontera con ángulos de incidencia distintos, una frontera local con coeficientes constantes siempre reflejará algo de la energía que le llega. También hay dificultades adicionales cuando las ondas de superficie de Love o Rayleigh llegan a la frontera local. Como la velocidad de estas ondas depende de la frecuencia, también es necesario un amortiguado dependiente de la frecuencia que pueda absorber toda la energía. Los efectos de estas reflexiones, aunque menores que en el tipo anterior de fronteras, pueden disminuirse si se alejan las fronteras del área de interés. Este tipo de fronteras es el disponible en códigos como PLAXIS.

**fronteras consistentes** Las fronteras que pueden absorber todos los tipos de ondas de cuerpo y superficie, para todos los ángulos de fricción, se denominan fronteras consistentes. Pueden ser representadas por matrices de frontera dependientes de la frecuencia de excitación, obtenidas de las ecuaciones integrales de frontera o mediante el método de elemento de frontera Wolf (1985). También puede obtenerse la respuesta para una columna de suelo infinita y luego superponer las tensiones obtenidas en los elementos de frontera, en lo que se conoce como “Free Field Boundary”. Este último tipo de fronteras se puede utilizar en códigos como FLAC o ABAQUS.

A continuación nos centraremos en describir y entender las limitaciones de los dos últimos tipos de fronteras.

### 5.5.1. Fronteras Locales

En el caso de fronteras absorbentes, se emplea un amortiguador en vez de apoyos fijos en una cierta dirección. El amortiguador asegura que un incremento de tensiones en la frontera se absorba sin rebote. La siguiente sección se basa en los trabajos realizados por Lysmer & Kuhlmeyer (Lysmer and Kuhlemeyer (1969)). Así, las tensiones normales y de corte absorbidas por un amortiguador en la dirección  $x$  son:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (5.13)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (5.14)$$

donde,  $\rho$  es la densidad del material;  $V_p$  y  $V_s$  son las velocidades de onda de presión y de corte, respectivamente ( $V_p = \sqrt{E_{oed}/\rho}$  y  $V_s = \sqrt{G/\rho}$ );  $C_1$  y  $C_2$  son los coeficientes de relajación que han sido introducidos para incrementar el efecto de absorción. Cuando las ondas de presión solamente llegan a la frontera perpendicularmente, la relajación es redundante y por lo tanto  $C_1 = C_2 = 1$ .

Cuando hay ondas de corte, el efecto de amortiguamiento de las fronteras absorbentes no es suficiente sin relajación. El efecto puede ser aumentado ajustando los coeficientes. La experiencia hasta hoy nos dice que los valores  $C_1 = 1$  y  $C_2 = 0,25$  se genera una razonable absorción de ondas en la frontera. Igualmente, las ondas de corte no son totalmente absorbidas por lo que para éstas ondas hay un leve efecto de frontera y se recomienda colocar las fronteras un poco alejadas del área de análisis.

A modo de ejemplo se modeló un estrato de suelo elástico con PLAXIS, de 30m de largo por 15 de alto, en donde se le aplicó media onda sinusoidal de desplazamientos en la base, representando una onda de corte y una onda de presión por separado. El material empleado fue elástico lineal y se compararon los resultados con fronteras absorbentes en sus 4 bordes y sin fronteras absorbentes. Los resultados se observan en la Figura 5.10 y la Figura 5.11, en donde se observa la bondad de absorción de estas fronteras para ondas incidentes de manera perpendicular y paralela. En los modelos sin fronteras se observa el rebote y propagación de las ondas luego de la aplicación del impulso, mientras que en los

modelos con frontera, la absorción de la onda en los bordes impidió su reflejo.

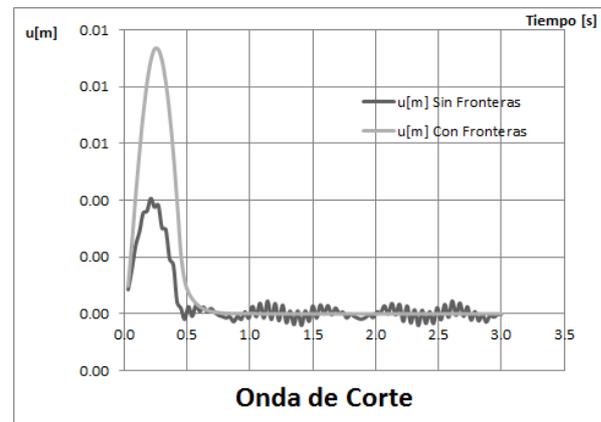


Figura 5.10: Pulso sinusoidal de corte - Propagación de onda con y sin fronteras absorbentes

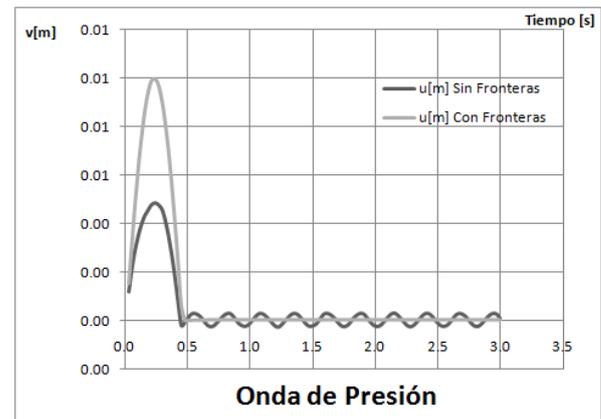


Figura 5.11: Pulso sinusoidal de presión - Propagación de onda con y sin fronteras absorbentes

### 5.5.2. Fronteras Consistentes

Las fronteras consistentes resultan una aproximación más precisa del espacio semi infinito, disminuyendo las deformaciones de las ondas incidentes en los bordes al mínimo. Hoy en día, el ejemplo más utilizado de estas fronteras es el “Free Field Boundary” o frontera de campo libre, en donde dos columnas de suelo semi infinitas se definen a los laterales del modelo FEM. Estas columnas se resuelven paralelamente con el modelo, y los corrimientos de campo libre se convierten en tracciones y compresiones en la frontera, las cuales se aplican al modelo principal. Esto implica que la información sólo viaja desde el campo libre al cuerpo principal del modelo y no en el otro sentido, de manera tal que los desplazamientos del campo libre semi

infinito no se ven influenciados por la presencia de la estructura. De esta manera los movimientos en las fronteras son iguales a los del campo libre y se elimina el reflejo de ondas. Aunque este esquema es simple, puede involucrar hasta 3 cálculos paralelos para la solución del problema si los estratos a izquierda y derecha del modelo no son idénticos.

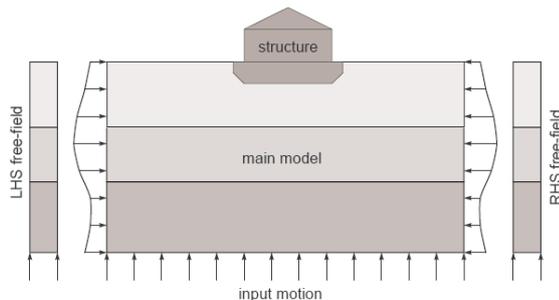


Figura 5.12: Fronteras Consistentes - Free Field Boundary

## 5.6. Resumen

En este capítulo se analizaron las limitaciones para realizar una modelación dinámica de suelos mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (FEM).

Primero se centró en las limitaciones del tamaño de malla, el cual debe ser lo suficientemente pequeño para que las frecuencias más altas no sean filtradas. Si se eligen tamaños de elementos muy grandes, se filtran componentes de frecuencias elevadas, limitando las componentes de respuesta de modos superiores de vibración de estructuras presentes. Luego se vio, que junto con la limitación del tamaño de los elementos, viene asociado un paso de tiempo límite en el esquema de solución por integración implícita. Este paso de tiempo se debe elegir de manera tal de asegurar que una onda de presión viajando por el elemento, durante una iteración, es decir, un paso de tiempo, no se mueva una distancia mayor a la mínima dimensión de un elemento.

También se analizaron distintas maneras de representar numéricamente el amortiguamiento en los suelos con el esquema de amortiguamiento de Rayleigh y con la utilización de un modelo constitutivo más avanzado. El amortiguamiento en los suelos es de carácter histerético friccionante, consecuencia de la reducción de la rigidez con el au-

mento de las deformaciones. El esquema de amortiguamiento de Rayleigh, en cambio, es de carácter viscoso, y su gran ventaja es su simplicidad numérica. Este depende de la frecuencia de excitación y se ha utilizado como un esquema equivalente al amortiguamiento en suelos. Por otra parte, vimos la formulación del modelo HSSmall que permite la representación del amortiguamiento histerético. Vimos que la formulación se acerca a los resultados experimentales obtenidos en los enrocados, representados por la formulación de Rollins, aunque se encuentra sub amortiguado para pequeñas y grandes deformaciones y sobre amortiguado para deformaciones intermedias. El amortiguamiento máximo obtenido con este modelo oscila en el 23 % y se puede ajustar aún más a las curvas teóricas mediante la adición en pequeña proporción de amortiguamiento de Rayleigh. Además, este modelo rescata las principales características de la respuesta mecánica de los enrocados, por lo que su aplicación en este tipo de materiales se considera adecuado, aunque aún quedan salvedades que deben ser tenidas en cuenta.

Por último se analizaron los distintos tipos de elementos de frontera disponibles en los códigos comerciales de elementos finitos. Se analizaron en particular los elementos de fronteras locales y consistentes. Los locales se encuentran representados por resortes y amortiguadores para tensiones normales y de corte y genera comportamientos espurios es su cercanía, por lo que se recomienda apartarlas un poco del área de análisis, aumentando la cantidad de elementos en el modelo. Los elementos de borde consistentes, ofrecen una respuesta más realista de la realidad. Entre estos analizamos la frontera de campo libre, la cual calcula la respuesta de una columna de suelo en los bordes del modelo y añade dichas fuerzas a los nodos en la frontera, de manera tal que en dichos nodos se tenga la respuesta del espacio semi infinito.

En el capítulo siguiente aplicaremos los conocimientos aquí desarrollados en un modelo avanzado de elementos finitos, el cual servirá de contraste para aplicar y validar los conceptos desarrollados a lo largo de todo este trabajo de tesis.

## 6. Ejemplo de Aplicación

### 6.1. Introducción

En el presente capítulo se aplicarán todos los contenidos de los capítulos precedentes a un ejemplo de aplicación concreto, que denominaremos CFRD 1, ubicado en Costa Rica.

Se comenzará por describir el proyecto, su emplazamiento, geometría y materiales y luego se aplicarán las relaciones obtenidas entre Asentamientos Vs. Intensidad de Arias junto con un análisis probabilístico de amenaza sísmica del sitio (PSHA) para realizar una evaluación y diseño basado en la performance dentro del marco de la ingeniería sísmica basada en la performance desarrollado anteriormente por Zareian y Krawinkler (Zareian and Krawinkler (2009)).

A partir de este primer análisis, se procederá a realizar una evaluación sísmica basada en la performance mediante un modelo de elementos finitos que englobe todos los conocimientos de este documento y posea todas las singularidades de geometría y materiales de este proyecto en detalle. En total se estimarán asentamientos para cuatro niveles de intensidad sísmica, correspondientes a los niveles de intensidad respectivos de los sismos OBE (Operational-Basis Earthquake), y 3 niveles

de MDE (Maximum Design Earthquake). Estos resultados, permitirán contrastar y evaluar, de manera preliminar, la precisión de las relaciones obtenidas en el Capítulo 4 para su aplicación dentro de la ingeniería sísmica basada en la performance.

### 6.2. Descripción del Proyecto

El Proyecto CFRD1 se encuentra a 8 kilómetros al sudoeste de de la ciudad de Siquirres, en Costa Rica. El proyecto cuenta con una presa CFRD de 130 metros de altura, con un volumen de relleno de  $7,89hm^3$ , creando así un embalse de  $120hm^3$  de capacidad. El coronamiento de la presa tiene 12 metros de ancho, un desarrollo de 535 metros y se ubica en la cota 270 por encima del nivel del mar. Los taludes aguas abajo y aguas arriba son de 1,5H:1V y 1,6H:1V respectivamente. El área de la pantalla de hormigón ( $A$ ) es de  $76,000m^2$  y la carga hidráulica máxima ( $H$ ) es de 127,5m, obteniéndose un valor de forma del valle  $A/H^2 = 4,68$ , clasificando como valle ancho. En la Figura 6.1 se observa un corte transversal de la presa en su altura máxima. En el diseño de esta presa se aplicaron las últimas tecnologías y toda la experiencia previa del comitente.

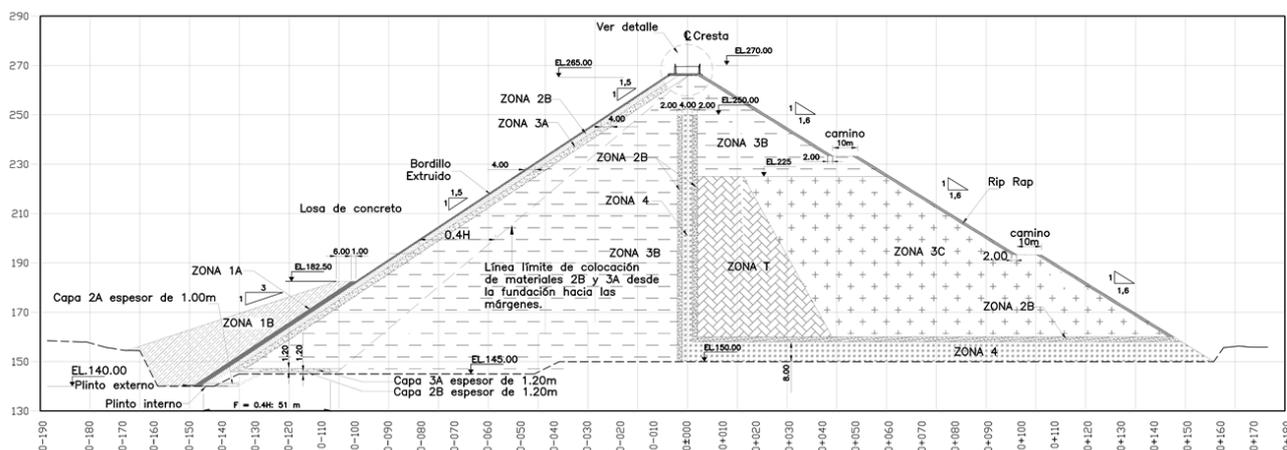


Figura 6.1: Sección Transversal de la presa CFRD1

#### 6.2.1. Geología y Sismogénesis

El proyecto se ubica en una región de geología compleja y actividad tectónica moderada, resultando así sistemas de fallas complejos. El sitio de la

presa se ubica en una zona con 3 litologías: la Formación Doan, la Formación Suretka, y la Formación Guayacán. La roca superior corresponde a una brecha volcánica asociada a la Formación Doan con

un espesor variable entre 50 y 200m. Luego continúa en profundidad un conglomerado de la formación Suretka (depósito aluvional) con un espesor variando entre los 65m y 130m. La capa inferior está formada por varios flujos de lavas correspondientes a la Formación Guayacán y paleosuelos. Estas lavas basálticas son alcalinas con un espesor variable entre 30m y 190m. Los flujos de lava por debajo de los conglomerados en el sitio de la presa se

cuentan en contacto entre sí con una lava alterada conformando una zona débil y muy meteorizada.

En la Figura 6.2 se describen los distintos sistemas geológicos en el emplazamiento de la presa. Las fallas que pueden tener alguna influencia en el sitio son del tipo strike-slip y thrust-slip. De éstas, la más cercana se encuentra la falla de Lomas, que es una strike-slip zurda.

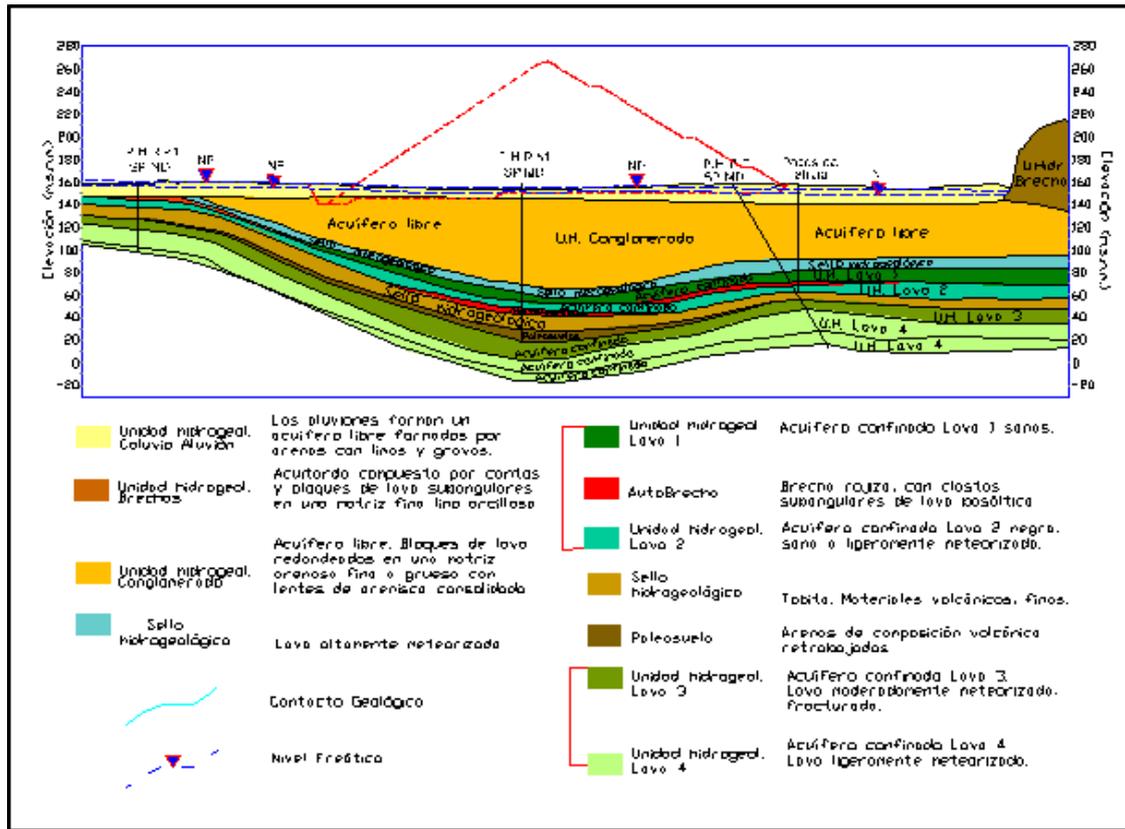


Figura 6.2: Geología emplazamiento - Corte Longitudinal

### 6.2.2. Materiales de la Presa

A continuación se presenta un resumen con los principales aspectos de los materiales constitutivos de la presa, cuya disposición puede observarse en la Figura 6.1.

**Material 1A.** Corresponde al material localizado para la protección de la pantalla de hormigón obtenido a partir del procesamiento del aluvión. Se trata de una arena limosa limpia con tamaño máximo de 4,76 mm. Este material será compactado en capas de 25 cm mediante 2 pasadas de tractor D8 o similar.

**Material 1B.** Constituye el elemento de confina-

miento y protección de la zona 1A obtenido a través de la excavación de las diferentes obras. Se trata de relleno no seleccionado con tamaño máximo de 300 mm.

**Material 2A** Este material se considera como elemento de protección de la junta perimetral. Se considera como material de filtro fino con tamaño máximo de 38 mm obtenido del procesamiento del aluvión.

**Material 2B.** Material para el apoyo de la pantalla de hormigón compuesto por material de filtro con tamaño máximo de 100 mm obtenido del procesamiento del aluvión.

**Material 3A.** Material de transición entre las zonas 2B y 3B del cuerpo de la presa. Está compuesto por gravas aluviales con tamaño máximo de 250 mm obtenido de los depósitos cercanos a la obra.

**Material 3B.** Material de enrocado en la zona aguas arriba de la presa. Está compuesto por gravas aluviales con tamaño máximo de 550 mm obtenido de los depósitos aluviales existentes en el sector. Este material constituye la zona con mayor volumen de material requerido.

**Material Zona T.** Elemento localizado en el respaldo de la zona de filtro que constituye un elemento de transición entre los materiales de la Zona 3B y 3C. Este material está compuesto por una mezcla, en proporción 2 a 1 (en volumen), de aluvión con brecha consolidada obtenida de la excavación de los estribos de la presa, con tamaño máximo de 550 mm.

**Material 3C.** Elemento que constituye el material de enrocado de la cara aguas abajo de la presa. Está compuesto por gravas aluviales mezcladas con brecha en proporción 3:1 (en volumen) y por conglomerados, con tamaño máximo de 700 mm.

**Material 4.** Corresponde al material de dren, compuesto por un material anguloso proveniente del quebrado (chancado) de material aluvional, con tamaño máximo limitado a 6 pulgadas y el tamaño mínimo limitado a 0,75 pulgadas. El espesor de capa en la zona de la chimenea es de 30 cm. En la zona del dren horizontal, el espesor de capa es de 80 cm.. Su densidad es del orden de 17 KN/m<sup>3</sup>.

#### **Material de Protección del Talud Aguas Abajo**

Corresponde al material de protección de la cara aguas abajo de la presa. Está compuesto por sobre-tamaños a 700mm del depósito aluvial. Este material será dispuesto en capas de 2 m de espesor.

Como se observa, el mayor volumen y material principal del cuerpo de la presa es el material 3B. Para este material se considera una velocidad de onda de corte de 365m/s y un ángulo de fricción interna de 43°. Con estos datos se preseleccionará la relación

correspondiente para realizar la evaluación y diseño basado en la performance mediante las relaciones obtenidas anteriormente.

### **6.3. Evaluación y Diseño Sísmico Basado en la Performance - Aplicación de las Relaciones Obtenidas**

A partir de las relaciones obtenidas en el Capítulo 4 se aplicarán los conceptos del Diseño Sísmico Basado en la Performance formulados en el Capítulo 2 (Zareian and Krawinkler (2009)). Para ello, será necesario conectar la medida de intensidad *IM* (en nuestro caso Intensidad de Arias) con la sismogénica del lugar, para poder establecer una probabilidad de excedencia y un período de retorno asociado para el continuo de intensidades. Esto se logra mediante un análisis probabilístico de Amenaza Sísmica que se detalla a continuación. Luego se procederá a la obtención de las curvas de excedencia dado un valor de nuestro parámetro ingenieril de demanda *EDP*, los asentamientos permanentes en el coronamiento. Primero, definiremos arbitrariamente los objetivos de performance para nuestro proyecto, tomando como base las recomendaciones de la ICOLD.

#### **6.3.1. Objetivos de Performance**

Primero, deberemos definir objetivos de performance específicos. En el caso de las presas de enrocados, los costos de reparación de la pantalla y juntas y probabilidad de falla global de la presa están asociados a los asentamientos en el coronamiento *w*. Para ello, y en base a las recomendaciones de los códigos internacionales y experiencias, se asocia dos niveles de performance los cuales deben ser cumplidos. En el caso de este trabajo y generalmente, estos niveles de performance son definidos por el comitente, organismos o la sociedad. Además, según Bertero (Bertero (2010)) deben definirse como mínimo dos objetivos de performance, uno para la operatividad y otro para el no colapso o “life safety”.

En el Capítulo 2 se observó que, según las recomendaciones de la ICOLD, se espera que una presa se mantenga operativa inmediatamente luego de un

sismo con un 50% de probabilidad de excedencia para la vida útil de la obra de 100 años. En base a esto, se define como objetivo de performance operativo (PDR1, por “Performance Design Requirement” 1), que los asentamientos más probables sean menores a 30cm para un período de retorno de 145 años o lo que es lo mismo, para un 50% de probabilidad de excedencia en un período de 100 años. Se espera que para este nivel de asentamientos, la apertura y daño en el sistema de juntas y estanqueidad de la pantalla de hormigón no se vea lo suficientemente comprometido como para detener la operación por reparaciones una vez ocurrido el sismo. En cuanto al objetivo de performance de no colapso (PDR2) se le asocia una probabilidad de excedencia de un 1% para 100 años, exigiendo que los asentamientos en el coronamiento no deben ser mayores al 3% de la altura de la presa, en este caso 3,9m. Según la ICOLD, para este nivel de intensidad, el objetivo de performance debe “verificar que no ocurra la licuefacción de los materiales de la presa o su fundación, el colapso debido a una superficie de resbalamiento en los taludes o la fundación, perder su revancha, desarrollar infiltraciones descontroladas por fisuras o en interfaces con otras estructuras”. Se estima que para un nivel de asentamientos de 3,9m nos encontraremos en el límite inferior de la revancha de la presa e independientemente se generarán daños y roturas en el sistema de pantalla y juntas que ocasionarán un fuerte incremento de las infiltraciones hacia el cuerpo de la presa.

Estos objetivos de performance asociados a una

probabilidad de excedencia deberán ser satisfechos según las características estructurales de nuestra presa para tener un diseño basado en la performance satisfactorio.

### 6.3.2. Análisis Probabilístico de Amenaza Sísmica

Para tener una estimación de nuestra medida de intensidad, la Intensidad de Arias, es necesario vincular este parámetro con la sismogénesis y geología del lugar. Para ello se realiza un análisis probabilístico de amenaza sísmica o PSHA.

El Proyecto se encuentra ubicado en la Región de Siquirres, en el centro de Costa Rica. En esta región, las amenazas sísmicas corresponden a sismos de subducción que se originan en la subducción entre la placa Caribe y la de Cocos y a sismos Corticales, distribuidos a lo largo de la corteza. El análisis probabilístico se realizó primero ubicando las fuentes sismogénicas y luego modelando las fuentes como fuentes lineales, superficiales o puntuales, obteniéndose distribuciones de probabilidad de distancias a la fuente. Para cada una de ellas se emplearon leyes de atenuación para Costa Rica y la ley recurrencia de sismos truncada de Gutenberg-Richter. El cálculo detallado corresponde con el trabajo de Verri (2011) y aunque no es objeto del presente trabajo, se encuentra detallado en el Anexo F. Así, se obtuvieron las curvas de excedencia para la Intensidad de Arias y del período de retorno, para un tiempo de exposición de 100 años, equivalente a la vida útil de la obra, las cuales pueden observarse en la Figura 6.3.

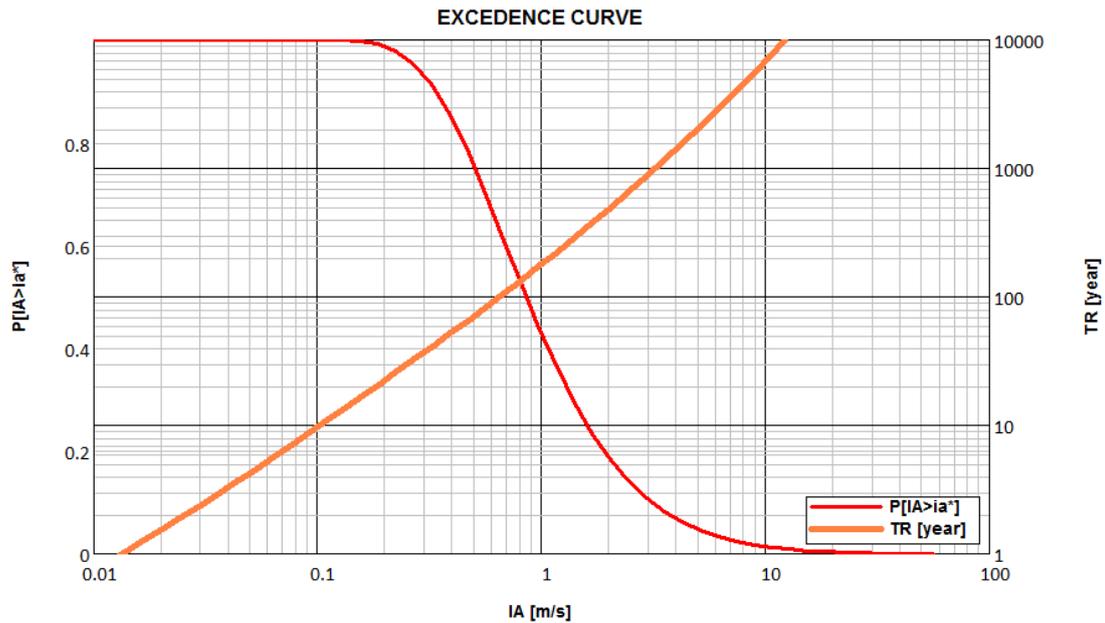


Figura 6.3: Curvas de Excedencia de la Intensidad de Arias y Período de Retorno para el Proyecto CFRD1 (Verri (2011))

Nótese que un aumento en la incertidumbre (previsibilidad) implica una disminución en el período de retorno o lo que es lo mismo, un aumento en la probabilidad de excedencia, estando estas variaciones del lado inseguro. A partir de estas curvas, será posible obtener la probabilidad de excedencia de los asentamientos.

También, a partir de este análisis, es posible obtener las intensidades discretas para los niveles de intensidad sísmica recomendados por los distintos organismos. En el Capítulo 2, se observó que el sismo operacional se define como aquél que tiene una probabilidad de excedencia de un 50% para la vida útil de la obra (100 años). Del gráfico, podemos establecer que para dicha probabilidad se encuentra asociado un nivel de intensidad de Arias de  $0,85\text{m/s}$  y a un período de retorno de 145 años. Para el caso del sismo máximo de diseño (MDE o MCE), debido a la elevada categoría de riesgo de este proyecto, se establece un periodo de retorno de 10.000 años, para el cual se determina que tiene una probabilidad de excedencia de un 1% y está asociado a un nivel de intensidad de Arias de  $12,00\text{m/s}$ . Estos valores se utilizarán luego para escalar registros y obtener la respuesta dinámica mediante un modelo de elementos finitos.

### 6.3.3. Evaluación y Diseño Basado en la Performance - Aplicación relaciones obtenidas

A continuación procederemos a desarrollar una evaluación sísmica basada en la performance de la presa CFRD1 y propondremos una mejora en el diseño empleando la metodología del diseño sísmico basado en la performance. Para ello emplearemos las curvas halladas en el Capítulo 4 para la media y el desvío estándar para los asentamientos en función de la intensidad de Arias. Cabe aclarar, que este desarrollo es una aproximación simplificada que busca capturar el comportamiento de la presa, puesto que nuestro proyecto CFRD1 no es equivalente con sus características geométricas y de materiales a las presas homogéneas modeladas con el modelo sustituto, sino que las características similares lo hacen una aproximación. Para un mayor detalle hay que realizar un modelo más sofisticado y que rescate las peculiaridades de cada proyecto, como se realizará en el inciso siguiente.

A partir de la geometría de la Presa CFRD1 ( $H = 130\text{m}$ ) y de los materiales constituyentes ( $v_s = 365\text{m/s}$ ,  $\phi = 43^\circ$ ) se escoge la relación obtenida en el Capítulo 4 para  $H = 120\text{m}$  y material A1, los cuales expresan las siguientes relaciones para la media y el desvío estándar de la distribución log-normal de los asentamientos ( $w$ ):

$$\mu_{\ln IA}^{EL}(IA) = -1,2929 - 0,0355019 \cdot \exp(IA) + 1,25114 \cdot IA \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\ln IA}^{EL}(IA) = 0,657345 + 0,0276454 \cdot \exp(IA) - 0,218725 \cdot IA \quad (6.2)$$

$$\mu_{\ln IA}^{EV}(IA) = -0,218937 - 0,024357 \cdot \exp(IA) + 1,10411 \cdot IA \quad (6.3)$$

$$\sigma_{\ln IA}^{EV}(IA) = 0,561238 + 0,019814 \cdot \exp(IA) - 0,148054 \cdot IA \quad (6.4)$$

Cabe aclarar, que las dos primeras expresiones corresponden a la condición de embalse lleno, mientras que las últimas dos corresponden a la condición de embalse vacío. Con estas funciones es posible obtener la función de densidad de probabilidades complementaria de los desplazamientos de la siguiente forma:

$$G(w \geq w^* | IA = ia^*) = \Phi \left( \frac{\ln(w^*) - \mu_{\ln IA}(ia^*)}{\sigma_{\ln IA}(ia^*)} \right) \quad (6.5)$$

A partir de estas expresiones y de la derivada de la probabilidad de excedencia de la Intensidad de Arias dado un nivel de intensidad, es posible calcular la probabilidad de excedencia de los desplazamientos como:

$$H_w(w \geq w^* | IA = ia^*) = \int_{IM_s} G(w \geq w^* | IA = ia^*) dH(IA \geq ia^*) \quad (6.6)$$

Realizando estos cálculos de manera discreta y con las funciones de distribución truncadas, llegamos a la curva de probabilidad media de excedencia de asentamientos. Asumiendo que la tasa de ocurrencia sigue una distribución de Poisson, es posible obtener los períodos de retorno asociados a cada nivel de desplazamiento. Las relaciones obtenidas se pueden observar en la Figura 6.4. Cabe aclarar que en la evaluación y el diseño basado en la performance solamente estamos interesados en las curvas de embalse lleno, ya que las de embalse vacío corresponden con un estado poco probable de ocurrencia y no lo hace una condición de diseño, sino que dichos desplazamientos deben tomarse como cota máxima de desplazamientos posibles.

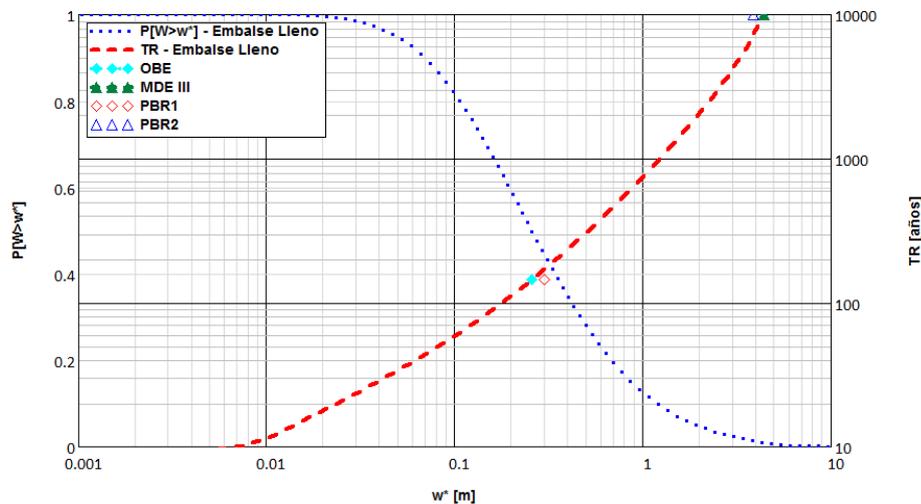


Figura 6.4: Curva de probabilidad de excedencia de asentamientos para el proyecto CFRD1

A partir de estas curvas, es posible extraer los períodos de retorno asociados a los objetivos de performance PDR1 y PDR2. Para el objetivo PDR2, con un período de retorno de 10.000 años tendremos 4,38m de asentamientos permanentes en el coronamiento, con una probabilidad de excedencia de 1% para embalse lleno. Para el objetivo PDR2, en cambio, con un período de retorno de 145 años, tendremos 26cm de asentamientos permanentes, con una probabilidad de excedencia de 50% en los 100 años de vida útil de la obra.

Estos resultados implican que el objetivo PDR1 ha sido satisfecho mientras que el objetivo de performance PDR2, con una probabilidad de excedencia de 1% en la vida útil de la obra, no lo ha sido ( $w \leq 3,9m$ ).

Si nos detenemos aquí, concluiría la evaluación basada en la performance aduciendo que el objetivo PDR2 no se cumple para el diseño actual. Como

disponemos de otras curvas de diseño para distintos materiales, propondremos un cambio en las propiedades mecánicas del enrocado 3B, mejorándolo hasta alcanzar una calidad similar a la del material B1 empleado en las relaciones de este manuscrito, es decir, alcanzando un ángulo de fricción interna sin confinar de aproximadamente 44°. Con este cambio y volviendo a evaluar la performance de esta “nueva” presa CFRD1, estamos realizando la metodología del diseño basado en la performance, es decir, proponer una geometría y materiales y realizar una evaluación basada en la performance hasta que se verifiquen todos los objetivos. Empleando la relación correspondiente obtenida en el Capítulo 4 al principio de este inciso y en un procedimiento análogo al anteriormente descrito, obtenemos la siguiente curva de probabilidad de excedencia de asentamientos y períodos de retorno, y la comparamos con la anterior.

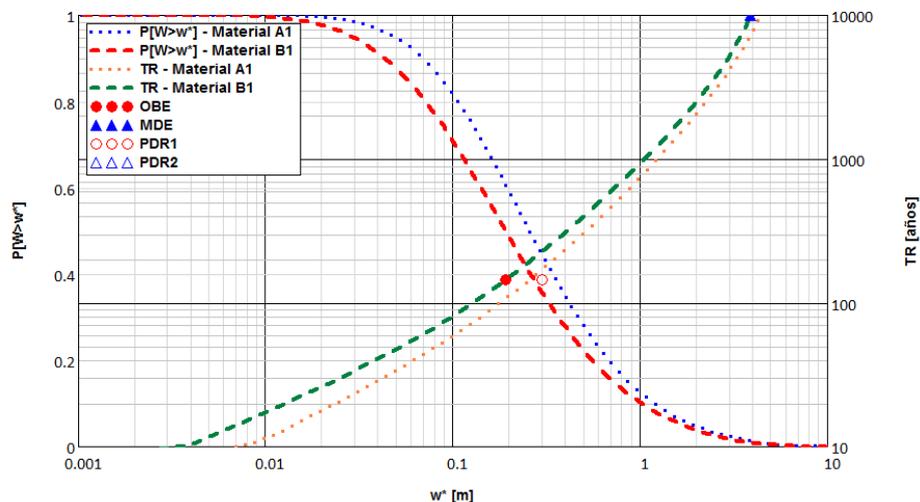


Figura 6.5: Curva de probabilidad de excedencia de asentamientos para el Proyecto CFRD1 - Mejora Diseño

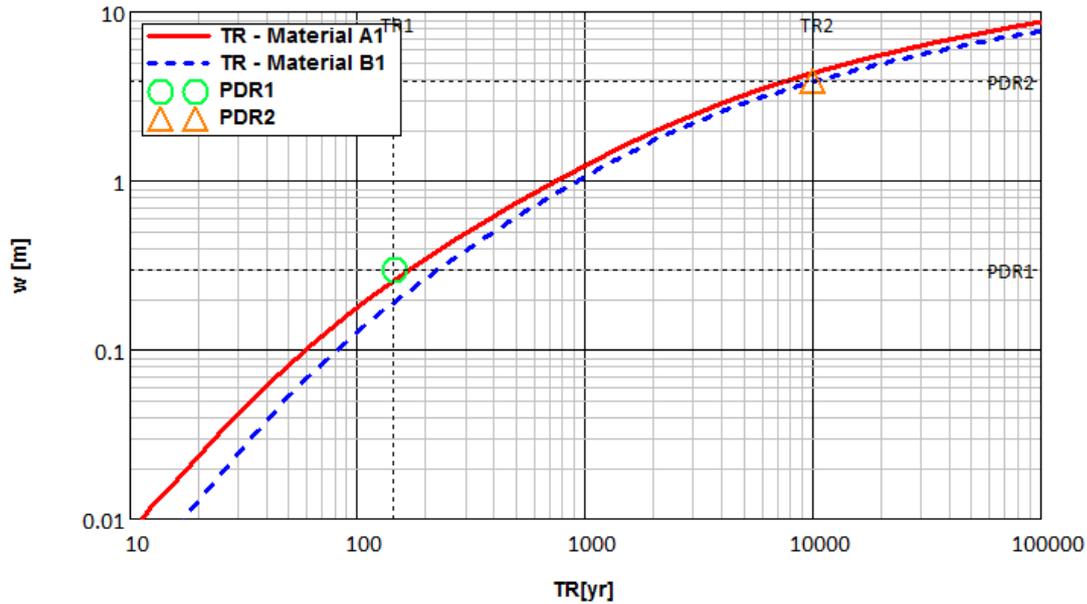


Figura 6.6: Período de Retorno de asentamientos para el Proyecto CFRD1 - Mejora Diseño

Como se observa, para un material más resistente, las probabilidades de excedencia se reducen o lo que es lo mismo, el período de retorno aumenta. Para este nuevo material principal de la presa ( $\phi = 44^\circ$ ,  $v_s = 512m/s$ ), se verifican ambos objetivos de performance sísmica. En el caso del objetivo de performance PDR1, con un período de retorno de 145 años, los asentamientos medios esperables con una probabilidad de excedencia de un 50% corresponden a 19cm. En el caso de objetivo de performance PDR2 correspondiente con un período de retorno de 10.000 años o una probabilidad de excedencia de un 1%, se esperan 3,86m de asentamiento, verificando el objetivo de performance de no colapso para esta intensidad ( $w \leq 3\%H$ ). Cabe recordar nuevamente que estos resultados son aproximados puesto que la geometría de nuestro proyecto no se ajusta perfectamente a las geometrías de las relaciones presentadas anteriormente, pero no quita con ellas se pueda realizar una evaluación sísmica basada en la performance aproximada y con un cierto grado de precisión.

Con este ejemplo, hemos visto cómo las curvas obtenidas en el presente trabajo nos permiten realizar una rápida y aproximada evaluación y diseño sísmico basado en la performance de una presa de enrocado con pantalla de hormigón con el fin de verificar si cumple con los objetivos de performance impuestos por el comitente. Mediante el empleo de

las distintas alternativas de estas curvas se propuso una mejora en el material principal de la presa, 3B, para así verificar todos los objetivos de performance.

#### 6.4. Evaluación Sísmica Basada en la Performance - Aplicación del Método de los Elementos Finitos

Aquí nos centraremos en desarrollar un modelo de respuesta sofisticado mediante la aplicación de los elementos finitos, para realizar una evaluación sísmica basada en la performance que concentre todas sus peculiaridades estructurales y se apliquen todos los conocimientos desarrollados en el Capítulo 5. Los objetivos de performance y análisis de amenaza sísmica son análogos a los de la sección anterior por lo que sólo nos centraremos en la respuesta del modelo y su evaluación sísmica basada en la performance expresada como una curva de probabilidad de excedencia de asentamientos.

##### 6.4.1. Geometría de la Malla

El modelo realizado comprende la sección máxima de la presa y se extiende 150m hacia la fundación, exponiendo las distintas formaciones geológicas del lugar. La malla y condiciones de borde adoptadas se pueden apreciar en la Figura 6.7.

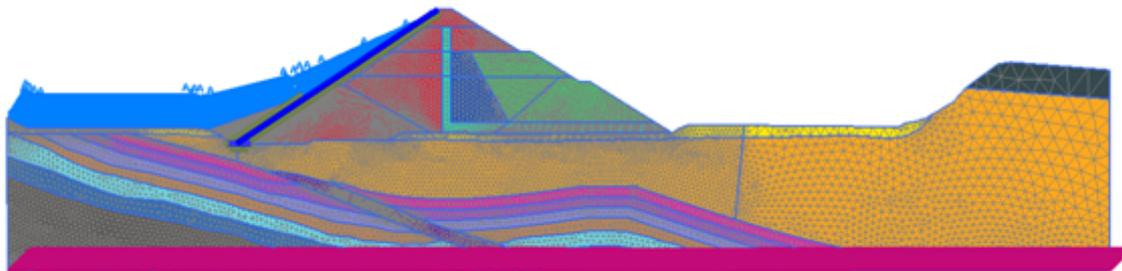


Figura 6.7: Malla de elementos finitos Adoptado

Se ha refinado la malla en zonas especiales donde se espera un elevado gradiente de deformaciones o se requieren resultados más exactos. En base a esto, el cuerpo principal de la presa y sobre todo en zonas cercanas a los taludes, se ha mallado con elementos más pequeños. En todos los casos, se comprobó que el tamaño de malla adoptado cumpla con los requisitos explicitados en la sección 5.1.1, de manera tal de evitar el filtrado de los sismos de diseño. También se han determinado las fronteras absorbentes a una distancia adecuada del área de interés, de manera tal de evitar comportamientos espurios en la zona de análisis. Además, se ha comprobado que el paso de cálculo sea el máximo posible sin que afecte los resultados numéricamente (ver Sección 5.1.2). En total, el modelo contiene 45765 elementos de 15 nodos, cuyo tamaño promedio es de  $2,36m$ . En la Figura 6.8 se aprecia una representación sobre la calidad de los elementos, es decir, que los elementos conservan una adecuada relación entre sus lados:

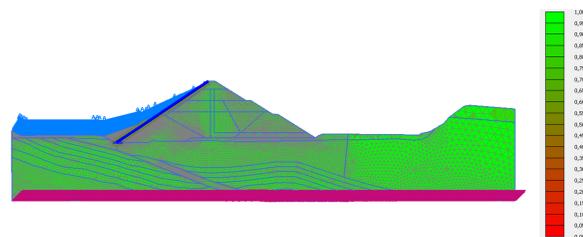


Figura 6.8: Calidad de la malla de elementos finitos

#### 6.4.2. Parámetros de los materiales

Se han adoptado distintos modelos para describir el comportamiento mecánico de los distintos materiales que componen la presa y su fundación. Para los materiales de la fundación, se ha utilizado principalmente un modelo lineal elástico para las rocas y un modelo elastoplástico lineal de Mohr-Coulomb para los materiales conglomerados. En la Tabla 10 se resumen los parámetros adoptados para cada uno de los materiales. Para los materiales constitutivos de la presa, se ha utilizado el modelo Hardening Soil con pequeñas deformaciones (HSSmall), cuya aptitud para describir el comportamiento dinámico de los enrocados se ha discutido en el inciso 5.3. En la Tabla 11 se resumen los parámetros adoptados. Mientras tanto, la pantalla se ha modelado como un material isótropo lineal elástico sobre una interfaz elastoplástica friccionante con el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Material	Peso Específico [ $kN/m^3$ ]	Módulo de Young [ $kPa$ ]	Relación de Poisson	Ángulo de Fricción [ $\bar{\gamma}$ ]	Cohesión [ $kPa$ ]
Brecha	20,0	1.100.000	0,25	33	300
Conglomerado	21,5	1.300.000	0,25	36	400
Lava Alterada	20,0	700.000	0,25	18,5	50
Lava 1	22,0	3.600.000	0,25	45	970
Paleosuelo	20,0	700.000	0,25	25	70
Lava 2	22,0	3.600.000	0,25	45	970
Tobitas	20,0	700.000	0,25	25	70
Lavas 3 y 4	22,0	3.600.000	0,25	45	970

Tabla 10: Propiedades Mecánicas de los Materiales de la Fundación

Material	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$e_{inicial}/e_{min}/e_{max}$	$E_{50.ref}$ [ $kPa$ ]	$E_{oed.ref}$ [ $kPa$ ]	$E_{ur.ref}$ [ $kPa$ ]	$\Phi$ [ $deg$ ]	$\gamma_{0,7}$	$G_{0.ref}$ [ $MPa$ ]
3B	22.5	0.25/0.2/0.4	60.000	65.000	200.000	43	0.001	300
3C	22.5	0.25/0.2/0.4	55.000	60.000	175.000	42.5	0.001	300
4	17	0.35/0.25/0.5	50.000	44.000	150.000	45	0.001	284
T	21.4	0.35/0.25/0.5	40.000	22.000	120.000	42.6	0.001	265

Tabla 11: Parámetros HSSmall para los materiales de la presa

Por otra parte, se ha adicionado un amortiguamiento de Rayleigh basal en todos los materiales, de 3%, de manera tal de que para pequeñas deformaciones los elementos de suelo tengan el amortiguamiento correspondiente. También debe aclararse que no se ha modelado el fenómeno de Creep en los enrocados, por lo que estas deformaciones serán despreciadas. Ergo, los resultados obtenidos para asentamientos permanentes deberán adicionados a una deformación por creep.

#### 6.4.3. Selección de Registros Sísmicos de Diseño

A partir de los lineamientos de las legislaciones vigentes expuestos en el Capítulo 2, y del método de preselección de sismos propuesto por Verri (Verri (2011)) y de los resultados del inciso 6.3.2 se procedió a seleccionar y escalar registros de manera tal de cubrir las exigencias de las legislaciones y el espectro de intensidades analizado en anteriormente.

Según la ICOLD, el Proyecto CFRD1 corresponde a una Clase III Amenaza, considerándose este nivel de riesgo alto. Por ello, se exige que se empleen acelerogramas temporales para realizar un análisis dinámico no lineal de la presa (Full Nonlinear Dynamic Analysis) y además, se requiere que se consi-

deren por separado los efectos causados por sismos de diferentes niveles de servicio. En estas condiciones, será necesario definir los períodos de retorno y las intensidades de diseño asociadas para los niveles de servicio OBE y MDE.

De esta manera, se ha definido para el Sismo OBE una probabilidad de excedencia de 50% para la vida útil de la obra, es decir, para un período de retorno de 145 años. Para este valor de probabilidad de excedencia, se condice una intensidad de Arias de 0,85m/s. Para este nivel de intensidad sísmica, se esperan asentamientos entre los 10 y los 30 cm, con daños menores en la pantalla y elementos no estructurales de la presa. Se ha escogido el registro de Superstition Hills (RCSEQ175), del sismo El centro del 1979, con una magnitud de 6.5 y una distancia epicentral de 18km. Las frecuencias significativas horizontal y vertical resultaron de 1.54Hz y 2.54Hz, muy cercanas al primer modo horizontal y vertical de la presa de 1.55 y 2.40Hz respectivamente. Para alcanzar el nivel de intensidad sísmica correspondiente, el registro debe ser escalado a una intensidad de Arias de 0,85m/s con un factor de escala de 1,25 y un PGAH del orden de 0.29g.

Para el sismo máximo de diseño se han establecido 3 registros con distintos períodos de retorno. El MDE I para un período de retorno de 1500 años, el MDE II para un período de retorno de 3000 años y

un tercero MDE III, más extremo, con un período de retorno de 10.000 años. Para el MDE I y el MDE II se acepta un cierto nivel de daño el cual no amenaza la pérdida de vidas, aunque sí se admite una cierta pérdida de tiempo operacional. Como MDE I se ha seleccionado un registro local, para que contenga el contenido de frecuencias esperables en el sitio del emplazamiento. Así, se ha seleccionado el registro del sismo de Limón de 1991, con una magnitud de 7.6 en la escala de Richter y una frecuencia efectiva horizontal y vertical de 1.54 y 1.95Hz respectivamente y será necesario escalar el registro a una intensidad de Arias de 3.8m/s con un factor de escala de 4.5, obteniéndose una aceleración pico del suelo horizontal de 0.64g. Como MDE II se ha optado por registro Superstition Hills (RCSEQ721), del sismo de El centro de 1987 con una magnitud de 6.5 en la escala de Richter y una distancia a la falla de 21 km. Este registro tiene una frecuencia significativa horizontal de 1.55Hz y vertical de 2.60Hz, similares a las frecuencias fundamentales de la presa. Este registro debe ser escalado a una intensidad de Arias igual a 6.1m/s, equivalente a una aceleración de PGAH igual a 0.86g, con un factor de escala de 2.4. Para el MDE III se ha definido un período de retorno de 10.000 años según las recomendaciones de la ICOLD, considerando esta situación como máxima, con una probabilidad de excedencia durante la vida útil de la obra de apenas 1%. Bajo este esquema, se ha seleccionado el sismo de Northridge de 1994, en la estación Mulhol, con una magnitud de 6.69 en la escala de Richter con una frecuencia significativa horizontal de 1.52 Hz y una frecuencia significativa Vertical de 2.94 Hz. Este registro ha sido escalado hasta una intensidad de Arias 12m/s, con un factor de escala de 2.67, con un PGA escalado de 0.85g. Así, se han seleccionado estos 4 registros para las distintas intensidades de diseño, los cuales se resumen en la Tabla 12. Cabe aclarar que estos registros han sido deconvolucionados para poder ser aplicados en la base del modelo y así obtener estas características en la base de la presa.

En una evaluación basada en la performance, es recomendable emplear al menos 4 registros para una intensidad dada, para así poder obtener una media y un desvío asociado a dicha intensidad. Como se verá más adelante, los tiempos de cálculo

han sido muy excesivos para este modelo, sólo se han modelado 1 registro en embalse lleno y embalse vacío para cada nivel de intensidad anteriormente definido.

Sismo	$t_{total}$ [s]	FE	PGA [g]	IA [m/s]
OBE	40	2,5	0,29	0,85
MDE I	58	4,5	0,64	4,1
MDE II	40	2,4	0,86	6,1
MDE III	30	1,90	0,90	12,0

Tabla 12: Selección de Registros

#### 6.4.4. Etapas de Cálculo

Para poder estimar los asentamientos por la acción sísmica, es necesario conocer el estado tensional previo de la presa. Para ello, debemos modelar la construcción de la misma paso a paso, de manera tal que los esfuerzos en el relleno de la presa se aproximen lo más posible a la realidad. Así, el número de etapas de cálculo fue el siguiente:

1. Etapa 0: Preparación Suelo de Fundación (Remoción 3m, POP despreciada)
2. Etapa 1: Construcción Petril Aguas Arriba hasta cota +195
3. Etapa 2: Construcción Petril Aguas Abajo hasta cota +203
4. Etapa 3: Construcción Presa hasta el 50% de su altura +203
5. Etapa 4: Construcción de la Pantalla de Hormigón hasta cota +203
6. Etapa 5: Construcción Presa hasta 75% de su altura
7. Etapa 6: Construcción Presa hasta su coronamiento (cota +265)
8. Etapa 7: Construcción de la Pantalla de Hormigón hasta el coronamiento
9. Etapa 8: Llenado Embalse máximo hasta cota +255
10. Etapa 9: Sismo OBE175 Imperial Valley Embalse Vacío
11. Etapa 10: Sismo MDE Limón Embalse Vacío
12. Etapa 11: Sismo MDE Superstition Hills Embalse Vacío

13. Etapa 12: Sismo MDE Northridge Embalse Vacío
14. Etapa 13: Sismo OBE175 Imperial Valley Embalse Lleno
15. Etapa 14: Sismo MDE Limón Embalse Lleno
16. Etapa 15: Sismo MDE Superstition Hills Embalse Lleno
17. Etapa 16: Sismo MDE Northridge Embalse Lleno

Cabe aclarar, que las etapas 9 a 16 han sido calculadas todas a partir del final de la Etapa 8 o 9 según corresponda embalse vacío o embalse lleno. Además, entre cada etapa se ha introducido una etapa nula de cálculo con el objetivo de disminuir el ruido y el error numérico global del modelo. En las Figuras siguientes se puede observar la secuencia de las etapas de cálculo hasta el llenado del embalse.

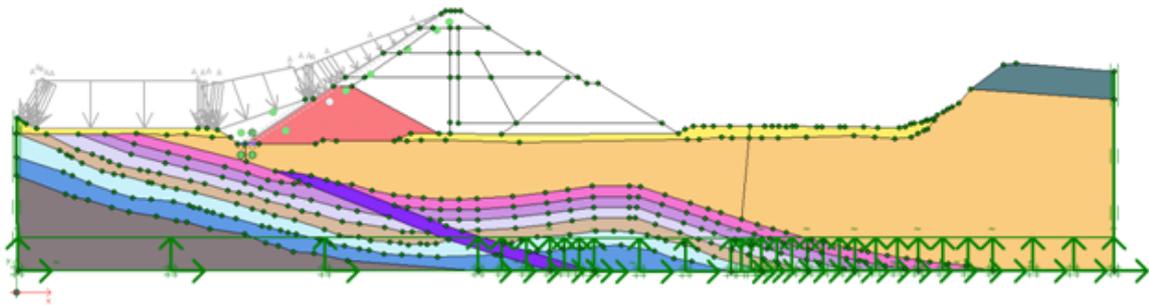


Figura 6.9: Etapa 1: Construcción del Petril Aguas Arriba hasta cota +195

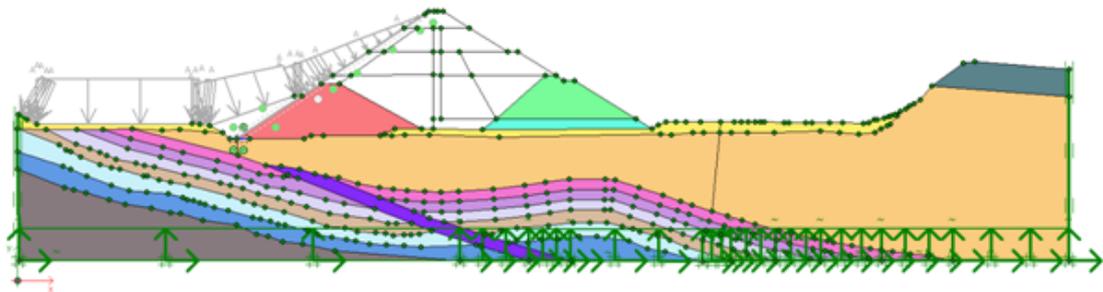


Figura 6.10: Etapa 2: Construcción del Petril Aguas Abajo hasta cota +203

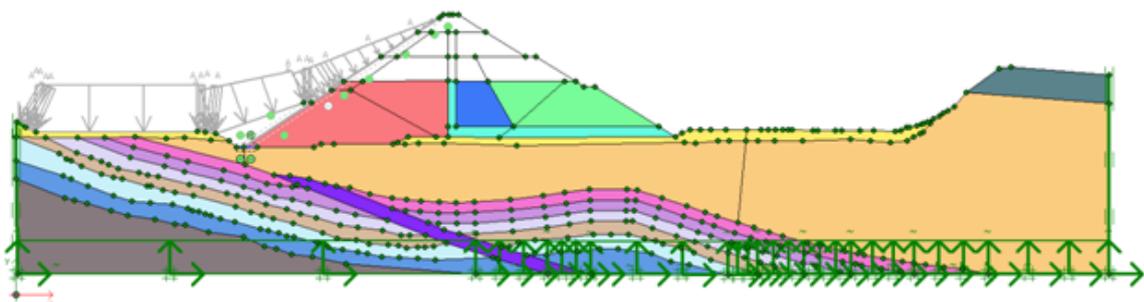


Figura 6.11: Etapa 3: Construcción de la presa hasta 50% de su altura, Cota +203

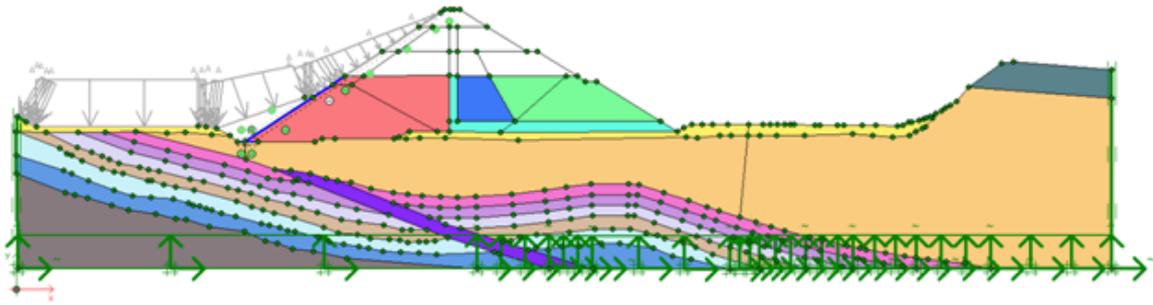


Figura 6.12: Etapa 3: Construcción de la pantalla hasta un 50 % de su altura

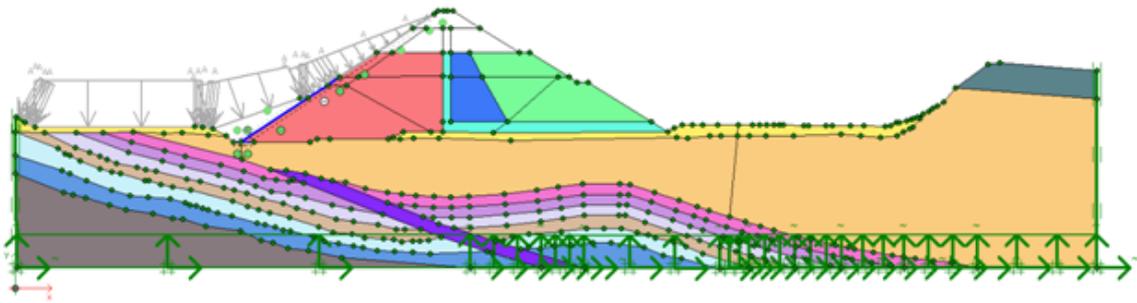


Figura 6.13: Etapa 5: Construcción de la presa hasta un 75 % de su altura

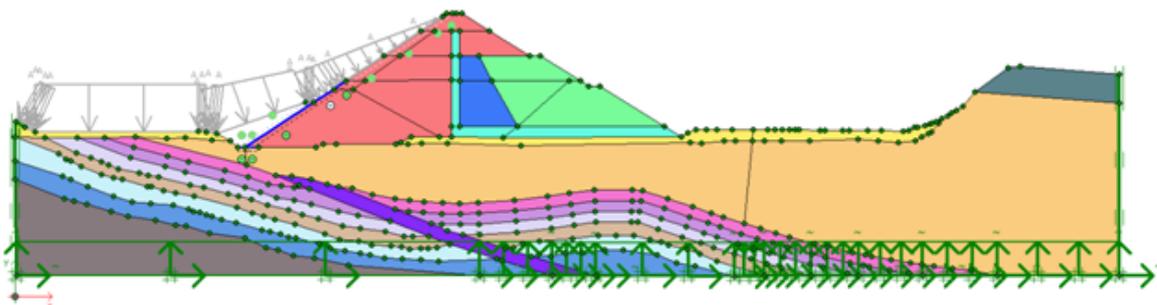


Figura 6.14: Etapa 6: Construcción de la presa hasta su coronamiento, Cota +265

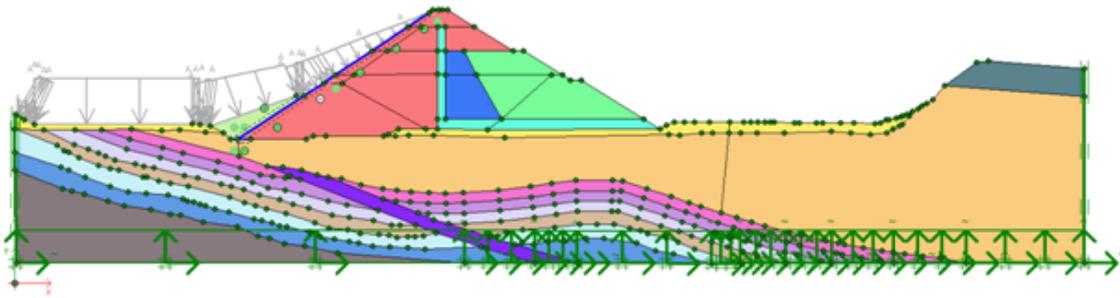


Figura 6.15: Etapa 7: Construcción de la pantalla de hormigón hasta el coronamiento, Cota +265

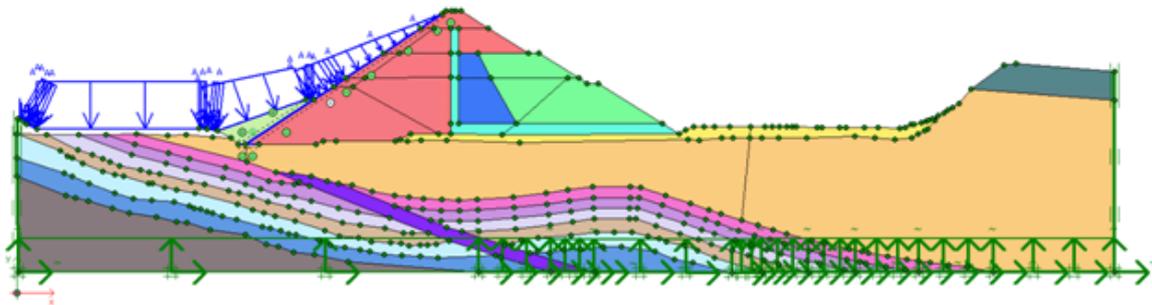


Figura 6.16: Etapa 8: Llenado del embalse hasta cota +255

#### 6.4.5. Parámetros Dinámicos

Para modelar correctamente la respuesta dinámica de la presa, es necesario que los parámetros empelados en el cálculo dinámico cumplan ciertos requisitos, como se ha visto en el inciso 5.1.2. Para evitar errores en el cálculo numérico, es necesario que el paso de tiempo empleado en la integración

implícita sea menor a un paso crítico. Esto es para asegurarse que, durante un paso de tiempo de cálculo, las ondas no atraviesen una distancia mayor a la mínima dimensión de un elemento. A continuación se describen los parámetros del cálculo dinámico empleado en la Tabla 13. En todos los casos, el paso de tiempo empleado ha sido menor al crítico.

Sismo	$t_{total}[s]$	No. Pasos	No. Sub Pasos	$\Delta t[s]$	$\Delta t_{critic}[s]$
OBE	40,0	500	50	0,0016	0.0051
MDE I	58,0	500	50	0,00232	0.0051
MDE II	40,0	500	50	0,0016	0.0051
MDE III	48,0	500	50	0,00192	0.0051

Tabla 13: Parámetros dinámicos de Cálculo

Además, es necesario chequear que el tamaño de los elementos sea lo suficientemente pequeños de manera tal que estos no filtren las distintas frecuencias del sismo. Así, se recomienda que el tamaño mínimo de los elementos sea menor a 1/10 de la longitud de onda de la frecuencia considerada. Dada, la distinta rigidez de los distintos materiales,

este requerimiento varía de material a material. Se ha realizado esta verificación, cumpliéndose para todo el modelo.

A continuación se detallarán y discutirán los resultados obtenidos en la modelación.

### 6.4.6. Resultados modelación

La modelación con el modelo 2D de 45765 elementos demoró alrededor de 5 semanas de tiempo de cálculo en una computadora de última generación. Como se observa, al introducir modelos cons-

titutivos más sofisticados, el número de iteraciones hasta la convergencia aumenta y el tiempo de cada una de estas también, ya que es necesario calcular todos los parámetros del suelo paso a paso. Estos cálculos arrojaron los siguientes resultados de interés, resumidos en la Tabla 14.

Etapa	$D_{emb.v}$ [m]	$D_{emb.ll.}$ [m]	$w_{emb.v}$ [m]	$w_{emb.ll.}$ [m]	$A$ [m/s]
Estático	0.68	0.73	-	-	-
OBE	1.11	0.87	0.43	0.14	0.85
MDE I	2.32	1.77	1.65	1.04	4.10
MDE II	2.37	1.80	1.69	1.07	6.10
MDE III	6.60	4.72	5.92	3.99	12.00

Tabla 14: Resultados Obtenidos para las Distintas Etapas de Cálculo

A continuación se muestran las gráficas en función del tiempo de los asentamientos y de las aceleraciones en la base del modelo, base de la presa, y coronamiento, para todos los sismos.

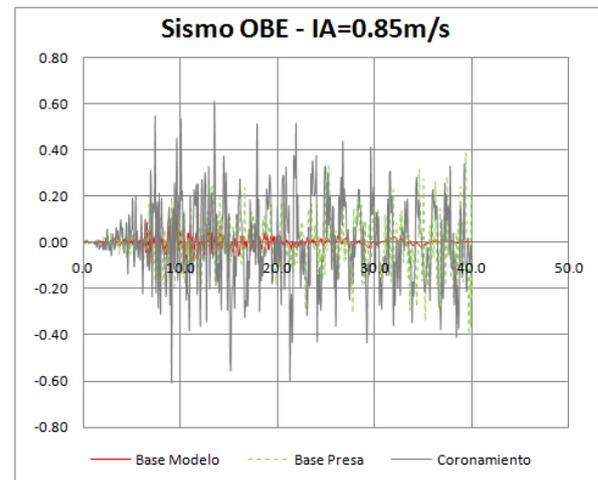


Figura 6.18: Aceleraciones Vs. Tiempo - Sismo OBE

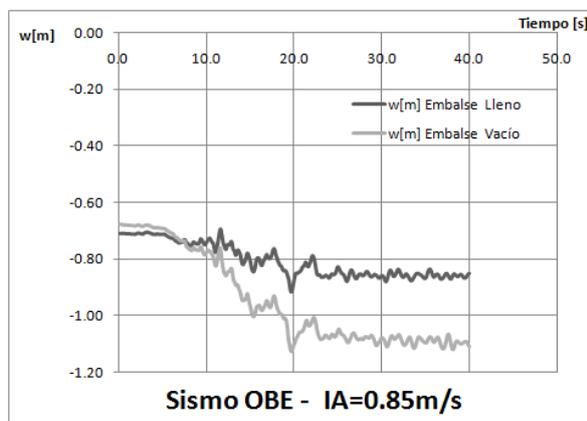


Figura 6.17: Asentamientos en el coronamiento Vs. Tiempo - Sismo OBE

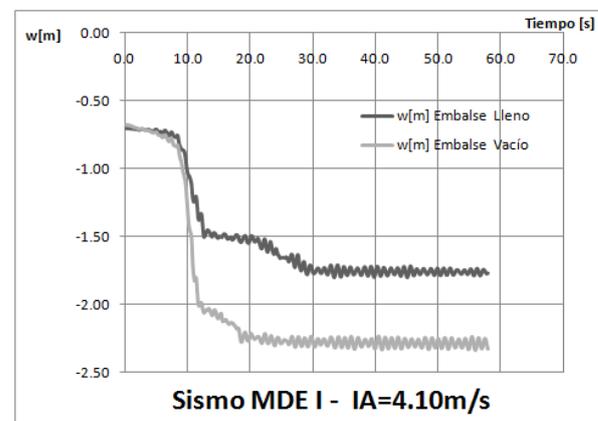


Figura 6.19: Asentamientos en el coronamiento Vs. Tiempo - Sismo MDE I

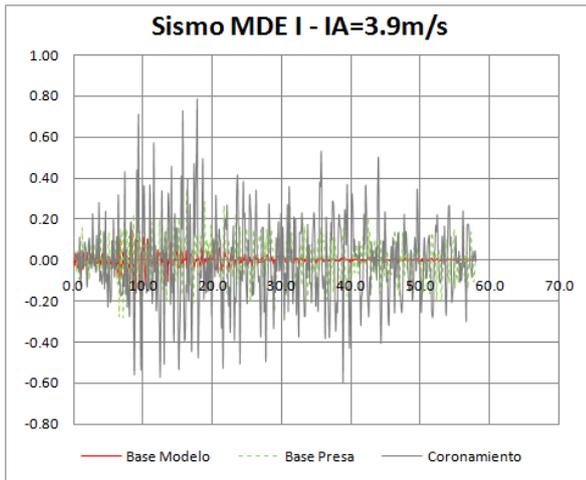


Figura 6.20: Aceleraciones Vs. Tiempo - Sismo MDE I

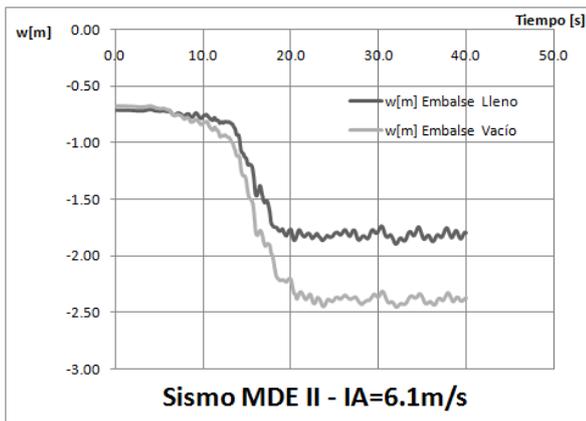


Figura 6.21: Asentamientos en el coronamiento Vs. Tiempo - Sismo MDE II

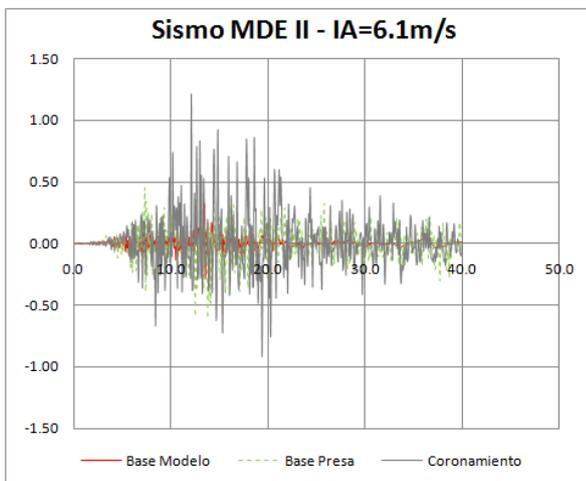


Figura 6.22: Aceleraciones Vs. Tiempo - Sismo MDE II

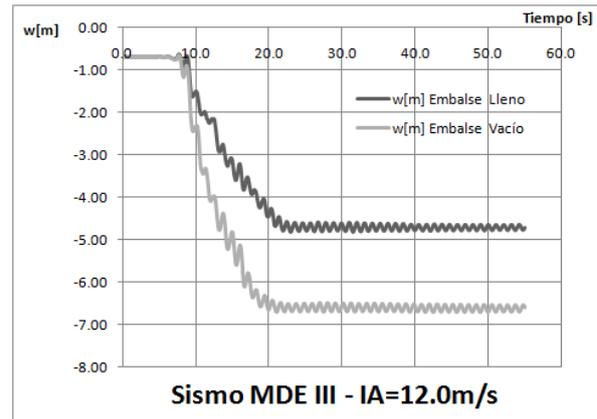


Figura 6.23: Asentamientos en el coronamiento Vs. Tiempo - Sismo MDE III

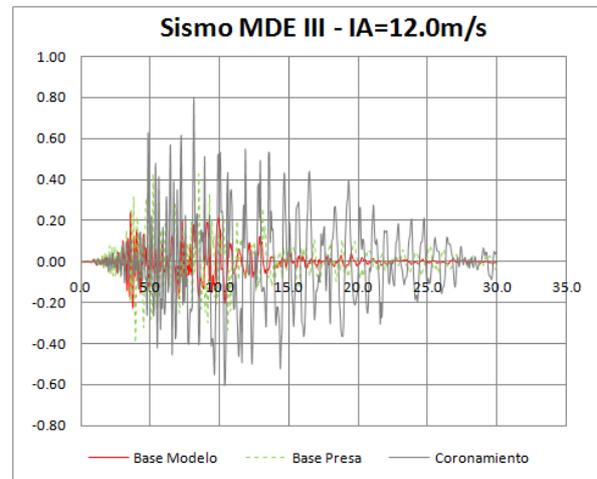


Figura 6.24: Aceleraciones Vs. Tiempo - Sismo MDE III

Respecto de los resultados obtenidos, cabe destacar la similitud de los asentamientos con el modelo de Newmark en las graficas de asentamiento vs tiempo, en donde el aumento de los asentamientos se ven incrementados debido a los deslizamientos temporarios de cuñas de falla a lo largo de los taludes aguas abajo y aguas arriba de la presa. Por lo tanto el modelo de Newmark representa el comportamiento de las presas frente a los sismos, lo que explica su larga aceptación y empleo a lo largo de más de 50 años en la ingeniería de presas. También se observa en las aceleraciones los factores de amplificación. Es notable la amplificación que se tienen en la presa, donde en algunos casos, un PGA de  $0,45g$  se traduce en un PCA (Peak Crest Acceleration) de  $1,1g$  en el caso del MDE II. También se observa al final de todos los gráficos de asentamientos, unas oscilaciones que no incorporan asen-

tamientos permanentes. Estas oscilaciones se deben a los movimientos de la base de la presa, las cuales son acompañados de manera elástica por la misma. Estos efectos podrían reducirse aumentando el amortiguamiento de Rayleigh para potenciar el amortiguamiento a deformaciones muy bajas.

También es necesario destacar que la mayoría de las deformaciones se concentran en el talud de aguas abajo, mostrando grandes cuñas de falla para los sismos de mayor intensidad. Esto se debe a que el talud aguas abajo definido en este proyecto  $1V : 1,6H$  quizás resulta demasiado empinado para ser utilizado en zonas de alta sismicidad. También se debe en parte a que el enrocado 3B tiene un ángulo de fricción interna bajo, alrededor de  $43^\circ$ , cuando en la realidad pueden obtenerse mayores ángulos de fricción interna para las características de este enrocado.

Todas estas corridas tuvieron además el objetivo de validar el empleo de HSSmall como modelo constitutivo en modelos dinámicos que reflejasen tanto el comportamiento estático de los enrocados como el comportamiento dinámico de los mismos. Esto se ha logrado con éxito ya que se ha producido una disipación de la energía introducida al enrocado de la presa evitando desplazamientos excesivos que se hubiesen logrado con un modelo perfectamente elástico sin amortiguar. A continuación compararemos los resultados de asentamientos aquí ob-

tenidos con las relaciones empleadas anteriormente y obtenidas en el Capítulo 4 entre los asentamientos permanentes y la intensidad de Arias.

#### **6.4.7. Evaluación Basada en la Performance**

Para realizar una evaluación basada en la performance, necesitaremos de un marco probabilístico de los resultados. Como bien dijimos anteriormente contamos con una limitación al poseer solamente un único valor de asentamientos para los 4 niveles de intensidad discretos empleados en este inciso. En este sentido, y a fines prácticos de este trabajo el ajuste de estos valores para el continuo de intensidades serán empleados como media de una distribución log-normal. Además, extrapolando los resultados obtenidos de las relaciones del Capítulo 4, se utilizará un desvío estándar constante con la Intensidad de Arias de un valor  $\sigma_{ln} = 0,6m$ . Estas hipótesis y resultados deben tomarse como una mera aproximación ya que no se cuentan con un mayor número de valores para hacer un análisis estadístico como consecuencia del costo computacional asociado elevado (alrededor de 6 meses).

En base a estos comentarios, procedimos a obtener de manera análoga a la sección anterior la curva de probabilidad de excedencia de los asentamientos interpolando los resultados con una función exponencial. Los resultados son los siguientes:

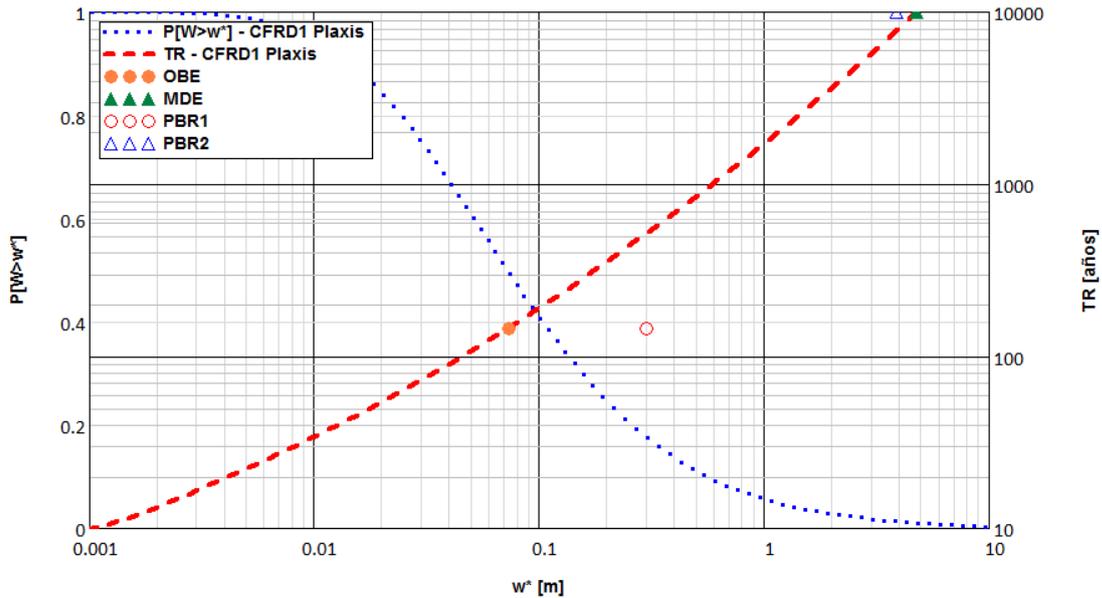


Figura 6.25: Curva de probabilidad de excedencia y períodos de retorno para los asentamientos de la presa CFRD1 empleando modelo FEM

Cómo se observa, los resultados son coincidentes a los de sección anterior obtenidos a partir de las relaciones del Capítulo 4. En este caso, el objetivo de performance PDR1 se ve ampliamente cumplido, obteniéndose un período de retorno para  $30\text{cm}$  de asentamiento de alrededor de 600 años. En cambio, el objetivo PDR2 no se verifica, ya que el período de retorno correspondiente a  $3,90\text{m}$  de asentamiento en el coronamiento es menor a 10.000 años.

## 6.5. Comparación de Resultados

En los incisos anteriores se realizó una evaluación sísmica basada en la performance empleando las curvas obtenidas en el desarrollo de este trabajo y un modelo FEM sofisticado. En el primer caso se emplearon curvas la media y el desvío estándar de una distribución log-normal, obtenida para el continuo de intensidades, de una geometría y materiales similares a los de nuestra presa en cuestión obtenidas con un modelo de respuesta simplificado. En el segundo caso se emplearon las curvas media obtenidas mediante las modelaciones de registros para distintos niveles de intensidad, asumiendo estos resultados como la media de una distribución log-normal. En este modelo se pudo representar todas las geometrías, zonificaciones y singularidades del proyecto CFRD1, modelando el amortiguamiento y la disminución de la rigidez de manera consti-

tutiva. Se asumió un desvío estándar constante de  $\sigma_{ln} = 0,6$ , en consistencia con las distribuciones obtenidas en el Capítulo 4.

Es menester destacar y resaltar que los resultados de la evaluación para los materiales originales de la Presa CFRD1 fueron similares en ambos casos, no cumpliéndose el objetivo de performance PDR2. En el caso del PDR1, en ambos casos se ha verificado, siendo mayor la revancha en el modelo FEM, quizás debido a que el desvío aquí tomó valores constantes, mientras que en el primer caso se tomaron los valores variables de las relaciones del Capítulo 4, los cuales rondan en valores más elevados para intensidades pequeñas.

A modo de comparar la validez de las curvas obtenidas en este manuscrito, 6.26 y la Figura 6.27 se comparan los resultados empleando la relación utilizada en los incisos anteriores, correspondiente a una presa de  $120\text{m}$  de altura con un Material A1 con los valores correspondientes a las distintas modelaciones mediante el modelo de elementos finitos. Como bien mencionamos anteriormente, cabe diferenciar que la presa CFRD1 posee un talud aguas abajo de  $1\text{V}:1,6\text{H}$  mientras que el modelo sustituto, desarrollado para presas bajo sismicidad elevada, tiene un talud aguas abajo de  $1\text{V}:1,8\text{H}$  y que además su altura es de  $130\text{m}$  mientras que se ha utilizado la relación que más se asemeja, con una

altura de  $120\text{m}$ , lo que podría conllevar a resultados más conservadores para este último. También debe destacarse, que el proyecto CFRD1 corresponde a una presa de valle ancho ( $A/H^2 \leq 4$ ), con una adecuada relación entre altura y longitud (cerca a 4.5), lo que aplica la utilización de las curvas desarrolladas en el presente trabajo. Si la presa se encuentra en un valle angosto, el modelo de presa plano empleado en el modelo sustituto no representa el comportamiento real de la presa y deben utilizarse otros procedimientos, ya que el efecto ar-

co disminuye la magnitud de los desplazamientos. Adicionalmente, en la Figura 6.26 se representan los resultados obtenidos mediante un modelo de FLAC 3D correspondiente a la ingeniería ejecutiva de este proyecto, realizado en otro trabajo de carácter privado. Para dicho modelo, se ha utilizado un modelo constitutivo en el enrocado de Double Yield, incorporando la degradación del módulo de rigidez transversal y amortiguamiento mediante tablas.

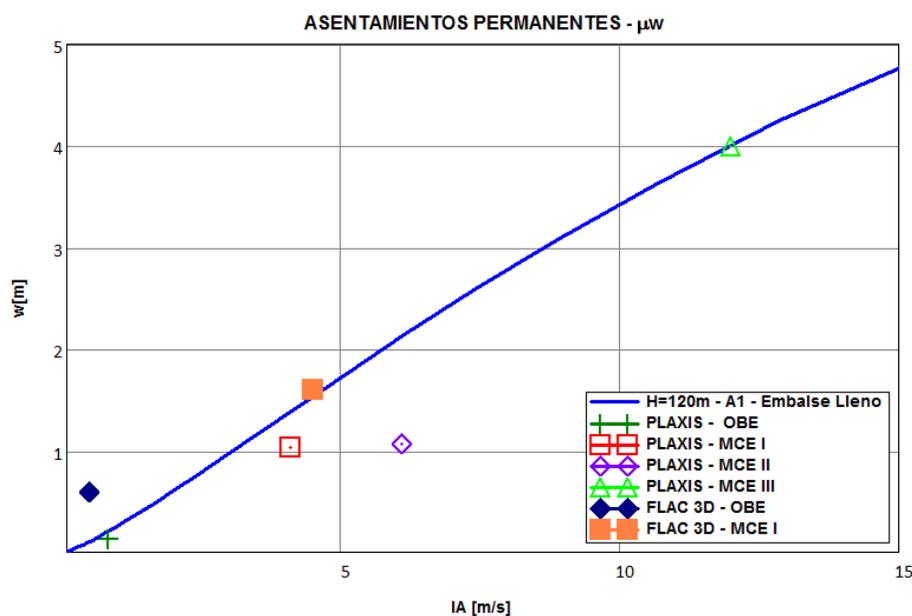


Figura 6.26: Comparación de resultados modelo FEM vs Media Asentamientos - Embalse Lleno

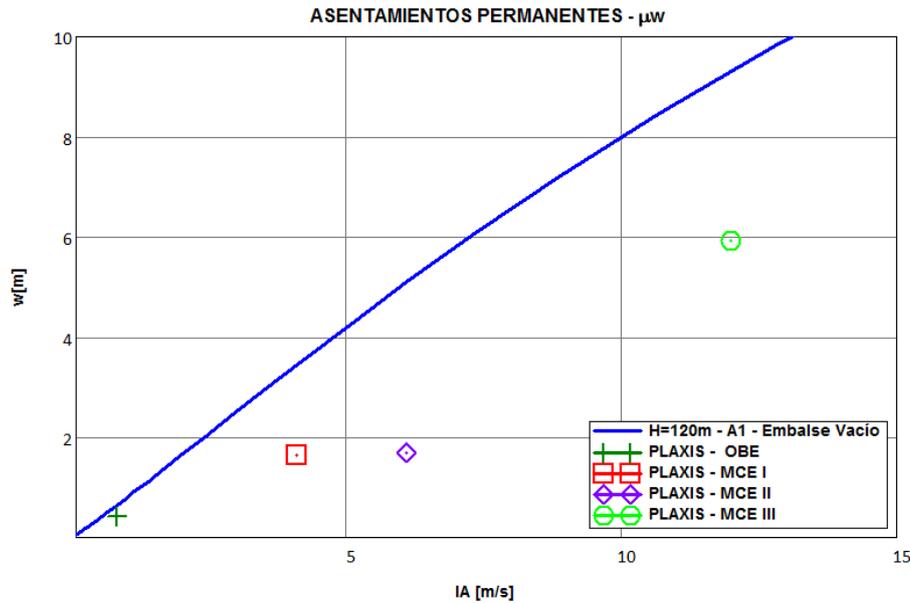


Figura 6.27: Comparación de resultados modelo FEM vs Media Asentamientos - Embalse Vacío

Cabe aclarar que al sólo contrastar estas dos curvas y no todas las familias generadas, estos resultados deben ser tomados como preliminares y bajo ningún concepto como definitivos. En base a estos escuetos resultados, podría decirse que la proximidad de resultados ha sido mayor para el caso de embalse lleno que el de embalse vacío. Por otra parte, la curva media de asentamientos en embalse vacío obtenida en el capítulo 4 se encuentra muy por encima de los resultados obtenidos con el modelo FEM, lo que implicaría que los asentamientos con esta sean muy conservativos. Como consecuencia de lo primero, es importante destacar la calidad de los resultados que se pueden obtener mediante un modelo sustituto sencillo, a un costo computacional muy bajo y justifican la utilización de estos modelos que reflejan las componentes más importantes de la respuesta dinámica, sirviendo como punto de partida para un análisis más riguroso. Los modelos FEM, si bien se ajustan a la geometría y singularidades de cada proyecto, tienen un costo computacional importante. Si comparamos los tiempos necesarios para el cálculo, uno puede obtener la curva para múltiples intensidades y cientos de sismos en 2 horas, mientras que para que un modelo FEM se requiere alrededor de un mes para obtener los resultados con embalse vacío y embalse lleno solamente para 4 intensidades distintas y un para un único registro. Es importante destacar que

a la hora de realizar una evaluación sísmica basada en la performance con un modelo que busque representar lo más fiel a la realidad nuestro sistema a evaluar, es necesario considerar que un mayor realismo y precisión en la respuesta puede traer aparejado un costo computacional muy elevado, como ha sucedido en este caso. Es así que debe ser criterio de él o los ingenieros de emplear modelos hasta un cierto grado de sofisticación que justifiquen una entrega de resultados confiables en un tiempo no demasiado excesivo. Como bien se discutió en el Capítulo 2 este es una de las principales desventajas de realizar un diseño basado en la performance, el elevado costo computacional asociado. En base a esto es donde surgen estos modelos sustitutos que de manera simplificada buscan aproximar a la realidad lo mejor posible y justifican totalmente su implementación y utilización.

A la hora de hablar del amortiguamiento del material es notable destacar la proximidad de resultados en el caso de embalse lleno empleando dos modelos de enrocado distintos. Por un lado, el modelo sustituto emplea un modelo lineal equivalente con un amortiguamiento viscoso constante a lo largo de todo el proceso basado en las distorsiones RMS y las relaciones de Rollins. Por otro lado el modelo FEM utiliza principalmente amortiguamiento histérico constitutivo basado en las Reglas de Masing, el cual sólo depende de la amplitud de las dis-

torsiones en los ciclos de carga y descarga. Estos resultados sugieren que ambos esquemas son válidos y justifica el empleo del esquema lineal equivalente en la formulación del modelo sustituto, con la ventaja de que sólo se requieren unos cuantos cálculos, mientras que para representar el amortiguamiento en un modelo constitutivo más complejo requiere millones de iteraciones en un modelo FEM.

También debe resaltarse la utilidad de realizar un modelo FEM en detalle, ya que nos brinda mucha más información acerca de la respuesta sísmica de nuestro proyecto, pero a un costo computacional importante. Dentro de estas modelaciones resaltamos la utilización de una ecuación constitutiva, en este caso representada en el HSSmall, que capture el comportamiento dinámico de los suelos desde su naturaleza física, independizándose así de artilugios numéricos para representar tal realidad. Comprobamos que el HSSmall cumple con estos requisitos pero aún existen ciertas limitaciones, como son el corrimiento del valor del  $\gamma_{0,7}$  para presiones de confinamiento superiores, la influencia de la velocidad de la carga y la influencia de la repetición de los ciclos de carga en la degradación de la rigidez de los enrocados. En este sentido todavía queda trabajo de la comunidad científica para converger hacia modelos constitutivos más sofisticados que puedan describir el comportamiento mecánico de los suelos para pequeñas deformaciones, permitiendo la disipación de energía por medio de mecanismos histeréticos propios de los materiales granulares.

Con estos resultados preliminares se podría afirmar que las relaciones obtenidas en el Capítulo 4 se encuentran dentro de las respuestas esperadas en las presas para el continuo del nivel de intensidades. Junto con la relación del desvío estándar en función de la intensidad de Arias, se podrían utilizar con adecuada confianza dentro de la Ingeniería Sísmica Basada en la Performance. Además, las curvas de media de asentamientos pueden utilizarse con el adecuado criterio ingenieril por cualquier diseñador para estimar los asentamientos que sufrirá una presa CFRD por acción sísmica, como parámetro de medida en etapas tempranas de diseño.



## 7. Conclusiones

Las presas de enrocado con pantalla de hormi-gón se están imponiendo actualmente a lo largo y ancho del mundo como la opción más económica frente a otros tipos de presas. En los últimos 15 años el número de este tipo de presas se ha duplicado mundialmente y hoy en día existen proyectos en ejecución con alturas de hasta 300m. Si bien históricamente estas presas han demostrado una adecuada performance sísmica, existen contados casos registrados de este tipo de presas sujetas a sismos de elevada intensidad.

A lo largo de los capítulos precedentes se ha desarrollado las bases y conocimientos para estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de presas. El estado de la práctica y códigos actuales recomiendan el estudio del comportamiento sísmico de las presas a niveles discretos de intensidad sísmica y con objetivos de performance poco definidos. Es por esto que en los últimos años ha tomado popularidad el diseño sísmico basado en la performance, cuya metodología analiza la performance sísmica de una estructura en el continuo de intensidades posibles en el emplazamiento desde un punto de vista probabilístico, por lo que es posible mensurar las incertidumbres asociadas en cada etapa de diseño. Además, puede arrojar resultados como variables de decisión tangibles para los dueños o la sociedad, ya sea en términos de pérdidas económicas, tiempos muertos de producción o pérdida de vidas humanas.

Hemos visto que los enrocados se estudian dentro del marco de la mecánica de suelos, pero sus peculiaridades lo hacen muy singular. Dentro de las características más importantes debemos resaltar su compresibilidad, rigidez y creep. Debido a la forma de los granos, tamaños máximos y forma de colocación, se desarrollan procesos de reacomodo de matriz resistente de los enrocados que deriva en procesos de creep a lo largo del tiempo. Controlar estos mecanismos de deformación es una tarea crucial para todo ingeniero de presas. Por ello la tecnología actual de construcción ha derivado en la utilización de enrocados compactados con el empleo de cantidades importantes de agua. De esta manera, y junto con granulometrías uniformes, se puede reducir la compresibilidad de estos materiales, me-

yorando la performance tanto para cargas estáticas como sísmicas. Desde el punto de vista de las propiedades dinámicas de los suelos, y por lo tanto de los enrocados, es importante comprender el comportamiento de los suelos a bajas deformaciones. La mayoría de los suelos granulares, incluyendo los enrocados, disminuyen su rigidez transversal a medida que aumentan las deformaciones, lo que origina ciclos cerrados de tensión deformación cuando se somete a cargas cíclicas. Estas trayectorias cerradas en el plano distorsión-tensión de corte originan una disipación de energía que se conoce como amortiguamiento del material y sucede cada vez que el material se encuentre sujeto a cargas cíclicas. Conocer este comportamiento de reducción de la rigidez transversal y aumento del amortiguamiento con el nivel de deformaciones es fundamental para entender el comportamiento dinámico de las presas y es condición sine qua non que un modelo de respuesta dinámica lo refleje.

En el capítulo 4 se ha implementado un modelo sustituto, basado en una viga de corte de ancho variable en un valle rectangular. A partir de las ecuaciones de equilibrio se ha formulado explícitamente un modelo de respuesta sísmica de superposición modal en el dominio de las frecuencias. Es notable destacar que la respuesta de las presas es dependiente del contenido de frecuencias del registro sísmico, por lo que varios registros con los mismos atributos (PGA, IA, etc.) pueden inducir respuestas muy diferentes. Con este modelo de respuesta dinámica es posible calcular las aceleraciones para cada instante de tiempo a lo largo la presa. Luego, con estas aceleraciones se obtienen los asentamientos del coronamiento producto de aplicar el método de Newmark. Así, se obtiene de manera numérica los asentamientos para un registro y una presa dada. A partir de este modelo se ha implementado un programa de simulación y sobre una base de 131 sismos se obtuvieron los desplazamientos para 7 geometrías, 4 materiales, y 12 niveles de intensidad de Arias. Asumiendo que la distribución de los resultados es log-normal se ha procedido a obtener la media y el desvío estándar para cada nivel de intensidad. Con estos datos luego se procedió a un ajuste logarítmico de la media y del desvío estándar.

dar, obteniéndose curvas para cada geometría en un rango de intensidades de Arias hasta  $15m/s$ . Lo ventajoso de estos resultados es de disponer una medida de la incertidumbre de la respuesta de la presa asociada por medio del desvío estándar, lo que nos permite emplear en un marco probabilístico estos resultados. Este desvío estándar demostró ser más elevado para pequeños niveles de intensidad debido a que para valores pequeños de media, pequeños valores cercanos a 0 de asentamiento implican valores del logaritmo tendiendo a infinito, es decir, estos valores de desvío son esperables por la naturaleza de la distribución log-normal. También se verificó que para valores de intensidades mayores el desvío estándar disminuye y se mantiene constante, alrededor de un valor de  $\sigma_{ln} = 0,6$ . Esto es muy importante, porque en cálculos aproximados y para niveles de intensidad elevados puede utilizarse dicho valor para simplificar los cálculos.

En el Capítulo 5 se analizó el estado actual de la modelación por elementos finitos en la respuesta sísmica de presas de enrocado. Se hizo hincapié en las limitaciones y condicionantes que hay que tener en cuenta a la hora de modelar. En este sentido, se analizaron las limitaciones para el tamaño de los elementos y para el paso del tiempo en el cálculo. Una incorrecta elección de estos parámetros puede introducir al filtrado de frecuencias, restando realismo a la respuesta. Además nos concentramos en la aplicabilidad de un modelo constitutivo, el HSSmall, que pueda reflejar el amortiguamiento histerético del material de manera constitutiva. El análisis arrojó una aptitud adecuada aunque todavía no se pueden replicar a la perfección de manera constitutiva las curvas de amortiguamiento obtenidas en ensayos y todas las variables que inciden en la curva de disminución de  $G/G_o$ . De todas maneras esto es un gran paso y una gran ventaja para independizarse del amortiguamiento numérico de Rayleigh, el cual pertenece a una naturaleza distinta y no refleja el real comportamiento de los suelos. Adicionalmente, se estudió el efecto de las fronteras del modelo y de cómo estas inciden en los resultados. Dependiendo del tipo de fronteras disponibles se debe agrandar o disminuir el área de análisis para evitar resultados espurios.

Por último se aplicaron los desarrollos anteriores en un ejemplo concreto, actualmente en construc-

ción en Costa Rica. Para ello se realizó una evaluación sísmica basada en la performance de la presa del proyecto empleando las curvas obtenidas en el Capítulo 4 de la media y el desvío estándar de asentamientos e independientemente con un modelo de elementos finitos con los desarrollos del Capítulo 5. En ambos casos se ha alcanzado que el proyecto en cuestión no verifica los objetivos de performance planteados arbitrariamente para este trabajo. Adicionalmente, mediante el empleo de las relaciones entre la intensidad de Arias y los asentamientos, se procedió a realizar un diseño basado en la performance, proponiendo una mejora del material principal de la presa, tras la cual se verificaron todos los objetivos definidos. De esta manera se realizó un ejemplo de diseño basado en la performance empleando las relaciones entre la Intensidad de Arias y los asentamientos obtenidas en este trabajo, que nos permiten disponer resultados de respuesta para distintas configuraciones geométricas y de materiales. Aunque un análisis más comprensivo implicaría la determinación de daños y pérdidas, estos aún se encuentran con desarrollos incipientes en la ingeniería, por lo que no se han aplicado en el presente trabajo.

Con estos resultados se puede comparar que con las curvas halladas en este manuscrito se logra una adecuada precisión a la hora de realizar evaluaciones y diseño sísmicos dentro del marco de la ingeniería sísmica basada en la performance. Con estas relaciones evaluar alternativas que más se ajusten a la geometría de nuestro proyecto, hasta alcanzar la verificación de todos los objetivos de performance. Una vez alcanzados dichos objetivos con estos modelos aproximados, se debe proceder a evaluar de manera más exhaustiva y rigurosa, con modelos más avanzados y sofisticados para el continuo de intensidad, con el objetivo de tener una mayor precisión en la respuesta de la presa. La contrapartida de esto último es el elevado costo computacional, ya que implica el cálculo de la respuesta para varios registros a distintos niveles de intensidad, hecho que puede llevar meses. Por ello, dentro de la ingeniería sísmica basada en la performance es necesario emplear el criterio ingenieril para emplear a modelos no tan complejos, pero sí que representen la respuesta y permitan caracterizar las peculiaridades geométricas y mecánicas de cada proyecto.

Es aquí donde aparece y se justifica el empleo de modelos substitutos y donde se encuentra una de las principales limitaciones de la ingeniería sísmica basada en la performance.

Por otra parte, es notable destacar la proximidad de resultados empleando dos maneras distintas de modelar el comportamiento dinámico de los enrocados. Por un lado, el modelo substituto emplea un modelo lineal equivalente con un amortiguamiento viscoso constante a lo largo de todo el proceso compatible con las distorsiones RMS y los modelos de Rollins. Por otro lado el modelo FEM utiliza amortiguamiento histerético constitutivo, el cual sólo depende de la amplitud de las distorsiones en los ciclos de carga y descarga. La proximidad de resultados sugiere que ambos esquemas son válidos y justifica el empleo del esquema lineal equivalente en la formulación del modelo substituto, con la ventaja de que sólo se requieren unos cuantos cálculos, mientras que para representar el amortiguamiento constitutivo requiere millones de iteraciones en un modelo FEM.

También debe resaltarse la utilidad de realizar un modelo FEM en detalle, ya que brinda mucha más información acerca de la respuesta sísmica de nuestro proyecto, pero a un costo computacional importante. Dentro de estas modelaciones resaltamos la utilización de una ecuación constitutiva, en este caso representada en el HSSmall, que capture el comportamiento dinámico de los suelos desde su naturaleza física, independizándose así de artilugios numéricos para representar tal realidad. Comprobamos que el HSSmall cumple con estos requisitos pero hasta un cierto punto. En este sentido todavía queda trabajo de la comunidad científica para converger hacia modelos constitutivos más sofisticados que puedan describir el comportamiento mecánico de los suelos para pequeñas deformaciones, permitiendo la disipación de energía por medio de mecanismos histeréticos propios de los materiales granulares.

Como conclusión final, se puede afirmar que las relaciones obtenidas en el Capítulo 4 se encuentran dentro de las respuestas esperadas en las presas para el continuo del nivel de intensidades. Junto con la relación del desvío estándar en función de la intensidad de Arias, se pueden utilizar con adecuada confianza dentro de la Ingeniería Sísmica Basada en

la Performance para realizar evaluaciones y diseños basados en la performance de manera aproximada y con el objetivo de ser el puntapié inicial para estudios más rigurosos. Adicionalmente, las curvas de media de asentamientos podrían utilizarse con adecuado criterio ingenieril por cualquier diseñador para estimar los asentamientos que sufrirá una presa CFRD por acción sísmica, como parámetro de medida en etapas tempranas de diseño.

Como trabajo futuro, todavía quedan muchas mejoras que se pueden realizar en el modelo substituto empleado para concretar una respuesta más fiel a la realidad. En este sentido se puede adicionar a la viga de corte una variación exponencial del módulo de corte con la profundidad, ya formulado por Gazetas. Además, se pueden ampliar la base de geometrías y de sismos, ampliando la cantidad y calidad de las relaciones aquí obtenidas. También en el marco de la ingeniería sísmica basada en la performance se pueden estudiar modelos de daño para vincular el daño de juntas y de la pantalla de hormigón a los asentamientos en el coronamiento, para así determinar los costos de reparación y tiempos de baja de operación como consecuencia de un sismo de una determinada intensidad. Debido al costo en trabajo y dedicación de estas aplicaciones han quedado fuera de este trabajo de tesis, pero sin dudas marcarán el rumbo para mi posterior dedicación en este apasionante mundo de ingeniería sísmica geotécnica y de las presas.



## Referencias

- Ambraseys, N. N.m and Sarma, S. K. (1967). "The response of earth dams to strong earthquakes." *Geotechnique*, 17 (3), 181-213
- Arias, A. (1970). "A measure of earthquake intensity". *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, R. J. Hansen, ed. MIT Press, Cambridge, Massachussets, 438-483.
- Bringkgreve, R. B. J., Kappert, M. H. and Bonnier, P. G. (2007) "Hysteretic damping in a small-strain stiffness model", *Numerical Models in Geomechanics - NUMOG X - Pandey & Pietrusczak editores*, Taylor & Francis Group, Londres.
- Buerau, G.; Volpe. R. L.; Roth, W. H.; Udaka, T. (1985); "Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams", ASCE.
- Bertero, R. (2010) "Diseño Basado en la Performance - Estado Actual", Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, 2010.
- Carniglia, M. F., (2011). "Cara de Hormigón en Presas tipo CFRD: Roturas, Dimensionamiento y Deformaciones". Tesis. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Clough, R. W., and Chopra, A. K., (1996). "Earthquake stress analysis in earth dams." *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASSCE*, 92 (EM2), 197-211.
- J. Barry Cooke & L. Sherard, (1985). *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance*. American Society of Civil Engineers, New York.
- Cornell, C. A. (1968) "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of Seismological Society of America*, VOL. 58, No. 5, págs. 1583-1606
- Cornell, C. A. and Krawinkler, H. (2001). "A Framework for performance-based seismic design". 2001: A Structural Engineering Odyssey: Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition, May 21-23, 2001, Wahsington D. C.
- Cruz, P. T., Materón, B., Freitas, M., (2009), "Concrete Face Rockfill Dams", CRC Press, Editora Signer Ltda., San Pablo, Brasil.
- De Mello, V. F. B. (1977), "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams". 17th Rankine Lecture., *Geotechnique*, vol. 27, nº 3, páginas 279-335.
- Elgamal, A. M., Abdel-Ghaffar, A. M., Prevost, J. (1987). "2D Elastoplastic Seismic Shear Response of Earth Dams: Theory". *Journal of Engineering Mechanics*, Volume 113, N°5, Paper N°21480.
- Gazetas G., (1981). "Vertical Oscillation of earth and rockfill dams: analysis and field observation", *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.21, N°4.
- Gazetas, G. and Dakoulas, P. (1991). "Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*, St. Louis.
- Gazetas G. (1991) "Longitudinal Vibrations of embankment dams." *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. 107(I). 21-40.
- Hardin, B.O. and Black, W.L. (1969), "Closure to vibration modulus of normally consolidated clays". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol. 95, no. SM6, pp. 1531-1537.

- Hatanaka, M. (1955a) "Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam. Part I: On the Vibration of Earth Dam".
- Hatanaka, M. (1955b) "Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam. Part II: Considerations of the Earthquake Resistant Properties of Earth Dam". Bulletin - Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 11: 23-36.
- ICOLD (1989), "Bulletin No. 72: Selecting Seismic Parameters for Large Dams", International Commission on Large Dams, Paris, Francia.
- ICOLD (1986), "Bulletin No. 52: Earthquake Analysis Procedures for Dams - State of the Art", Paris, Francia.
- ICOLD (2001), "Bulletin No. 120: Design features of dams to resist seismic ground motion", Paris, Francia.
- ICOLD (2010), "Bulletin No.141: Concrete Face Rockfill Dams - Concepts for Design and Construction", Paris, Francia.
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay". Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 33, n. 1, pp. 182-191.
- Ishihara, K. (1996). "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford University Press, New York, N.Y.
- Ishihara, K. (2010) "Performances of Rockfill Dams during recent large earthquakes". Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, May 24-29, Paper N° IMI 5.
- Jin-Sheng, Jia; Yan-Feng, Wen; Jian-ming, Zhao (2011), "Post-Earthquake repair and advanced research on Earthquake Damage for Zipingpu Concrete Face Rockfill Dam", Second International Symposium on Rockfill Dams, Rio de Janeiro, Brasil.
- Kokusho, T. (1980). "Cyclic Triaxial Test of dynamic soil properties for wide strain range", Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 20, No. 2, pp. 45-60.
- Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994), "Dynamic properties of gravel layers investigated by in situ freezing sampling". Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Ground Failures under Seismic Conditions, Atlanta, pp. 121-40.
- Kramer, S. L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- Kramer, S. L. (2011), "Performance-Based Design in Geotechnical Earthquake Engineering Practice", 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile.
- Krawinkler, H. (2002). "A general approach to seismic performance assessment". Proceedings, International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research, ICANCEER, Hong Kong.
- Krawinkler, H. and Miranda, E. (2004) "Performance-Based Earthquake Engineering", Capítulo 9 de Earthquake Engineering: From Engineering seismology to performance based engineering, editado por Y. Bozorgnia y V. Bertero, CRC Press.
- Kuhlemeyer, R. L. and Lysmer, J. (1973), "Finite Element Method Accuracy for wave propagation problems", Journal of Soil and Foundations, ASCE, vol. 99, págs. 421-427.
- Leps, T. (1970). "Review of shearing strength of rockfill". Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE 96 (SM4), 1159-1170.

- Lo Presti, D., Pallara, O. and Mensi, E. (2006). "Characterization of Soil Deposits for Seismic Response Analysis", Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006, Roma, Italy.
- Luco, N. and Cornell, C. A. (1998), "Seismic drift demands for two SMRF structures with brittle connections". Structural Engineering World Wide 1998, Elsevier Science Ltd., Oxford, Inglaterra, Paper T158-3.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), "Finite dynamic model for infinite media". J. Eng. Mechanics Division, ASCE 95 (EM4), pp. 403-417.
- Makdisi, F. I. and Seed, H.B. (1977) "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments".UCB/EERC-77/19, Agosto.
- Maranha das Neves, E. (1993), "Fills and Embankments, International Conference o Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks." General Report, Atenas, vol 3. págs. 2023-2037.
- Marsal, R. J., (1973) "Propiedades Mecánicas de los enrocados", en el libro de Hirshfeld y Poulos "Embankment Dam Engineering; Casagrande Volume". Editores John Wiley & Sons, New York, págs. 109-200.
- Materón, B.; Fernandez, G. (2005); "Considerations on the seismic design of High Concrete Face Rockfill Dams (CFRD)"
- Materón, B. et. al. (1982), "Alto Anchicayá Concrete Face Rockfill Dam - Behaviour of the concrete face membrane". In: International Congress on large dams, 14., 1982, Río de Janeiro. Proceedings, Río de Janeiro: CBGB-ICOLD.
- Newmark, N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, 15 (2) 139-160.
- Núñez, E., (2000) "Presas de enrocado con pantalla de hormigón aguas arriba" Boletín N°41 de la Sociedad Argentina de Geotecnia, Buenos Aires, Argentina.
- Núñez, E., (2005) "Presas de Enrocado: Estimación de Asentamientos por Acción Sísmica", Contribuciones 2005-2010, Universidad de Buenos Aires.
- Núñez, E., (2006) "Estimación de asentamientos por acción sísmica en presa de enrocado". COBRAMSEG 2006, Curitiba, Vol 4 (2067-2072). Brasil.
- Pal, O. (1998). "Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision". Thesis, L'université Joseph Fourier - Grenoble I.
- Rollins, K. M., Evans, M. D. , and Diehl, N. B. (1998). "Shear modulus and damping relationships for gravels". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 124, no. 5: 396-405.
- Sarma, S. K. (1975). "Seismic stability of earth dams and embankments." Geotechnique, 25 (4), 743-761.
- Sarma, S. K. (1979) "Response and stability of earth dams during strong motion earthquakes." Miscellaneous Paper GL-79-13, U. S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Schmidt Díaz, V. (2008). "Correlaciones a partir de la Intensidad de Arias para datos acelerográficos de Costa Rica", Revista Geológica de América Central N°38, Costa Rica.
- SEAOC (1995), "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento.
- Bolton Seed, H.; Bolton Seed, R.; Lai, S. S. and Khamenehpour, B. (1985); "Seismic Design of Concrete Face Rockfill Dams", ASCE.

- Seed, H. B., R. T. Wong, I. M. Idriss, and K. Tokimatsu (1986). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 112, no. 11: 1016-1032.
- Sfriso, A., (2008) "Numerical Assessment of the Deformation of CFRD dams during Earthquakes", 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Steele, I. C., Cooke, J. B. (1960), "Rockfill Dams: Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams", *ASCE Transactions*, vol 125, n.2, págs. 74-116.
- Studer, J. A., Dungar, R., Pande, G. (1982). "Numerical models in geomechanics", *Proceedings of the Fourth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Edmonton, Canada.
- Sun, J. I., Golesorkhi, R. y Seed, H. B. (1988). *Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils*. Earthquake Engineering Research Centre Report No. 88-15, Univesidad de California, Berkeley.
- Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y. and Ikemi, M. (1987). "A study on the mechanical properties of sandy gravel - dynamic properties of reconstituted samples", Report U87019, Central Research Institute of Electric Power Industry, Japón.
- Terzaghi, Karl (1960). Discusión en "Wison and Coutright Concrete Face Dams". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 125, Parte 2.
- Terzaghi, Karl (1960). "Discussion on settlement of Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams". *ASCE Transactions*, volumen 125, n.2, págs. 139-148.
- Travasrou, T. and Bray, J. D. (2003). "Probabilistically-based estimates of seismic slope displacements." in A. Der Kiureghian et. al. editors, *Proceedings of the 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, San Francisco, California, July 6-9, Millpress Science Publishers, San Francisco, California, 1401-1408.
- Travasrou, T., Bray, J. B., and Abrahamson, N. A. (2003). "Empirical attenuation relationship for Arias seismic slope displacements", *Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 2326, Vancouver, Canada, Agosto 2003.
- USACE (1995), Regulation No.1110-2-1806: "Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects", U.S. Army Corps of Engineers, Washington.
- Verri A., "Selección de Registros para el análisis y diseño sísmico de presas de enrocado", Academia Nacional de Ciencias, Buenos Aires, 2011.
- Verri, A., Benito, J., Balbi, M., (en prensa), "Diseño Basado en la Performance en problemas de interacción suelo estructura", Laboratorio de Dinámica de las Estructuras, Universidad de Buenos Aires.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, no. GT1, pp. 89-107.
- Wieland, M. (2003), "Concrete Face Rockfill Dams in Highly Seismic Regions", *First International Symposium on Rockfill Dams*, Chengdu, China.
- Wieland, M., Brenner, R. P., (2007) "Seismic Performance", *International Water Power & Dam Construction*.
- Wolf, J. P. (1985), "Dynamic Soil-Structure Interaction", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, págs-466

- Xu, Z.; Du, Z.; Zou, L. (2007) "Experiences of China's CFRD Construction". Procedimientos. Third Symposium on CFRD-Dams Honoring J. Barry Cooke: Páginas 195-204.
- Zareian, F. and Krawinkler, H. (2009) "Simplified Performance Based Earthquake Engineering". Report. No. 169, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Standford University.
- Zinkiewicz, O. C., Taylor, R. L. (1991). "The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals", Sexta Edición.



## Anexos

### A. Anexo A

#### Formulación del modelo sustituto (proxy) - Viga de corte de Sección Variable

En la siguiente sección presentaremos el desarrollo del modelo sustituto empleado para la obtención de las relaciones entre la intensidad de Arias y los asentamientos en el coronamiento para una presa con embalse vacío y embalse lleno. El procedimiento es análogo al propuesto por Makdisi y Seed, aunque posee algunas ventajas y variaciones.

Este modelo se basa en la formulación de una viga de corte de ancho variable (Verri (2011)), con propiedades homogéneas, resuelta mediante superposición modal en el dominio de las frecuencias para acciones sísmicas verticales y horizontales. Los modos de vibración hallados se corresponden con un modelo 3D en valle rectangular. Mediante la historia de aceleraciones hallada con el modelo de respuesta de la viga de corte 3D luego se procede a calcular las aceleraciones temporales a lo largo de potenciales cuñas de falla mediante el método de Newmark modificado, el integra las aceleraciones de la cuña en el talud de aguas abajo y aguas arriba, diferenciando de la condición de embalse vacío y embalse lleno. Con la suma de los asentamientos de las cuñas a ambos taludes se obtiene el asentamiento en el coronamiento por suma vectorial de los desplazamientos.

A continuación se describe el desarrollo de las expresiones empeladas.

#### Hipótesis

1. Fuerzas de Corte Proporcionales a las distorsiones y Fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad. Material viscoelástico lineal.
2. Desplazamientos laterales y verticales constantes a una altura dada
3. Estado plano de tensiones.
4. Propiedades homogéneas de la presa.
5. Módulo de Corte y módulo de Compresibilidad constante.
6. Sección linealmente variable desde 0 hasta el ancho de la presa.
7. Talud de aguas abajo de igual pendiente al de aguas arriba.
8. Las tensiones  $\sigma_z$  y  $\tau_{xz}$  son independientes de  $y$ , y por lo tanto uniformemente distribuidas sobre áreas infinitésimas  $b \cdot dx$  y  $b \cdot dz$ .
9. La presencia y altura del embalse no modifica la respuesta dinámica de la presa.

#### Planteo de la ecuación diferencial del problema

Se comienza planteando el equilibrio diferencial para sismo horizontal y vertical, y las fuerzas que aparecen para una distorsión en  $y$  y  $z$ .

Planteamos los esfuerzos según las distorsiones,

$$dQ_{xz} = \tau_{xz} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \cdot dy \cdot dz \quad (\text{A.1})$$

$$dQ_{zy} = \tau_{zy} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \quad (\text{A.2})$$

$$dQ_{xy} = \tau_{xy} \cdot dA = G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \cdot dy \cdot dz \quad (\text{A.3})$$

$$dN_{zz} = \sigma_{zz} \cdot dA = E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \quad (\text{A.4})$$

Así se llegan a las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow \frac{\partial (dQ_{zy})}{\partial z} \cdot dz + \frac{\partial (dQ_{zy})}{\partial x} \cdot dy = dm \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.5})$$

$$\sum F_z = 0 \rightarrow \frac{\partial (Q_{xz})}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial (N_{zz})}{\partial z} \cdot dz = dm \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.6})$$

Agrupando y desarrollando a partir de A.2, A.3, y A.5 y con  $dm = \rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz$  nos queda:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right] = \rho_m \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.7})$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right] = \rho_m \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.8})$$

En este caso tendremos que  $dy = b(z)$ , y  $b(z) = \frac{B_0}{H_0} \cdot z$ , por lo tanto las ecuaciones anteriores nos quedan:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} \cdot z \right] dx \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz + \frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \right] dx \cdot z \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz = \rho_m \cdot dx \cdot z \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.9})$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \right] dx \cdot z \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz + \frac{\partial}{\partial z} \left[ E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \cdot z \right] dx \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz = \rho_m \cdot dx \cdot z \cdot \frac{B_0}{H_0} \cdot dz \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.10})$$

Agrupando y simplificando por  $z \cdot \frac{B_0}{H_0}$  nos queda:

$$G_m \cdot \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\partial v}{\partial z} \cdot z \right] + G_m \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \rho_m \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.11})$$

$$G_m \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + E_m^* \cdot \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\partial w}{\partial z} \cdot z \right] = \rho_m \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.12})$$

Derivamos por partes los términos en corchetes. Las ecuaciones nos quedan:

$$G_m \cdot \frac{1}{z} \cdot \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \cdot z + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot 1 \right] + G_m \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \rho_m \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.13})$$

$$G_m \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + E_m^* \cdot \frac{1}{z} \cdot \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \cdot z + \frac{\partial w}{\partial z} \cdot 1 \right] = \rho_m \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.14})$$

Reemplazando la definición de  $E_m^*$ , nos queda:

$$G_m \cdot \frac{1}{z} \cdot \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \cdot z + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot 1 \right] + G_m \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \rho_m \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.15})$$

$$G_m \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{G_m}{\eta} \cdot \frac{1}{z} \cdot \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \cdot z + \frac{\partial w}{\partial z} \cdot 1 \right] = \rho_m \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.16})$$

con,

$$\eta = \frac{1 - \nu_m^2}{2(1 - \nu_m)} \quad (\text{A.17})$$

Dividiendo ambos términos por  $G_m$  y con  $c_m = \sqrt{\frac{G_m}{\rho_m}}$ , nos queda:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{\partial v}{\partial z} \cdot \frac{1}{z} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.18})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \cdot \frac{1}{\eta} + \frac{\partial w}{\partial z} \cdot \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.19})$$

Llamando  $\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = v_z''$ ,  $\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = v_x''$ ,  $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = w_x''$  y  $\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = w_z''$ , la ecuación diferencial del problema de vibraciones libres nos queda:

$$v_z'' + \frac{1}{z} \cdot v_z' + v_x'' = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.20})$$

$$w_x'' + \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot w_z' + \frac{1}{\eta} \cdot w_z'' = \frac{1}{c_m^2} \cdot \ddot{w} \quad (\text{A.21})$$

## Solución de la ecuación diferencial

Procedemos a resolver el problema de vibraciones libres de la A.20 y la A.21 mediante superposición modal. Para ello hallamos las funciones de forma en respuesta al problema de vibraciones libres. Proponemos las siguientes funciones para luego sumar.

$$v(x, z, t) = V_x(x) \cdot V_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.22})$$

$$w(x, z, t) = W_x(x) \cdot W_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.23})$$

Desarrollando las derivadas espaciales y temporales de cada función, nos queda:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = V_x''(x) \cdot V_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.24})$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = V_x(x) \cdot V_z''(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.25})$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = V_x(x) \cdot V_z'(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.26})$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (i\omega)^2 V_x(x) \cdot V_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.27})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = W_x''(x) \cdot W_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.28})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = W_x(x) \cdot W_z''(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.29})$$

$$\frac{\partial w}{\partial z} = W_x(x) \cdot W_z'(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.30})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (i\omega)^2 W_x(x) \cdot W_z(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{A.31})$$

Reemplazando en las ecuaciones diferenciales y agrupando, nos queda:

$$\frac{V_x''(x)}{V_x(x)} + \frac{1}{z} \cdot \frac{V_z'(z)}{V_z(z)} + \frac{V_z''(z)}{V_z(z)} = - \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.32})$$

$$\frac{W_x''(x)}{W_x(x)} + \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z'(z)}{W_z(z)} + \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z''(z)}{W_z(z)} = - \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.33})$$

Estas ecuaciones diferenciales se pueden resolver por partes. Procedemos a resolver la A.32, dirección horizontal.

### Resolución en la dirección horizontal

Comenzamos resolviendo en  $v(x, z, t)$ , agrupando todo lo demás como una constante función únicamente de  $x$ , independiente de  $z$ . La ecuación nos queda:

$$\frac{1}{z} \cdot \frac{V_z'(z)}{V_z(z)} + \frac{V_z''(z)}{V_z(z)} = -\phi_x^2(x) \quad (\text{A.34})$$

Donde,

$$\phi_x^2(x) = \frac{V_x''(x)}{V_x(x)} + \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.35})$$

Análogamente para  $V_x$  nos queda:

$$\frac{V_x''(x)}{V_x(x)} = -\phi_z^2(z) \quad (\text{A.36})$$

Donde,

$$\phi_z^2(z) = \frac{1}{z} \cdot \frac{V_z'(z)}{V_z(z)} + \frac{V_z''(z)}{V_z(z)} + \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.37})$$

Las soluciones a las ecuaciones diferenciales A.34 y A.37 son :

$$V_z(z) = C_1 \cdot J_0(z \cdot \phi_x) \quad (\text{A.38})$$

$$V_x(x) = C_2 \cdot \sin(x \cdot \phi_z) \quad (\text{A.39})$$

Donde  $J_0$  es la función de Bessel de primer orden.

Paso siguiente, resumimos las condiciones de borde respecto a los desplazamientos de nuestro problema y las reemplazamos en las ecuaciones propuestas:

$$V_z(H_0) = 0 \rightarrow C_1 \cdot J_0(H_0 \cdot \phi_x(x)) = 0 \Leftrightarrow \phi_x(x) = \frac{\beta_j}{H_0} \quad (\text{A.40})$$

$$V_x(L_0) = 0 \rightarrow C_2 \cdot \sin(L_0 \cdot \phi_z(z)) = 0 \Leftrightarrow \phi_z(z) = \frac{k\pi}{L_0} \quad (\text{A.41})$$

con  $j = 1, 2, 3, \dots$  y  $k = 1, 3, 5, \dots$  y  $\beta_j$  el  $j$ -ésimo cero de Bessel de primer orden.

Por lo tanto, reemplazando en la definición de  $\phi_x(x)$ , en la A.35, nos queda:

$$\left( \frac{\beta_j}{H_0} \right)^2 = \frac{V_x''(x)}{V_x(x)} + \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.42})$$

Y reemplazando  $V_x$ , nos queda:

$$\left( \frac{\beta_j}{H_0} \right)^2 = \frac{-C_2 \cdot \cos(x \cdot \phi_z) \cdot \phi_z^2}{C_2 \cdot \cos(x \cdot \phi_z)} + \left( \frac{\omega}{c_m} \right)^2 \quad (\text{A.43})$$

Operando y reemplazando  $\phi_z(z)$ , tenemos:

$$\left(\frac{\beta_j}{H_0}\right)^2 + \left(\frac{k\pi}{L_0}\right)^2 = \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.44})$$

Por lo tanto, las frecuencias naturales del problema serán:

$$\omega_{j,k} = c_m \cdot \sqrt{\left(\frac{\beta_j}{H_0}\right)^2 + \left(\frac{k\pi}{L_0}\right)^2} \quad (\text{A.45})$$

Así, la función solución puede escribirse como la suma de cada una de las soluciones halladas:

$$v(x, z, t) = \sum_{j=1,2,3}^{\infty} \sum_{k=1,3,5}^{\infty} C_{j,k} \cdot J_0\left(z \frac{\beta_j}{H_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{k\pi x}{L_0}\right) \cdot e^{i\omega_{j,k} t} \quad (\text{A.46})$$

con  $\omega_{j,k}$  obtenida de la A.45.

Si la presa es infinitamente larga, el segundo término tiende a 0, por lo que las frecuencias transversales nos quedarían:

$$\omega_{j,k} = \frac{c_m \cdot \beta_j}{H_0} \quad (\text{A.47})$$

Considerando  $\beta_1 = 2,40$ , la expresión del primer modo de vibración es la siguiente:

$$T_1 = \frac{2\pi \cdot H_0}{\beta_1 \cdot c_m} = 2,61 \frac{H_0}{c_m} \quad (\text{A.48})$$

### Resolución en la dirección vertical

Análogamente se repite el procedimiento para la otra dirección,  $w$ . De la A.33 teníamos:

$$\frac{W_x''(x)}{W_x(x)} + \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z'(z)}{W_z(z)} + \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z''(z)}{W_z(z)} = -\left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.49})$$

Agrupando como una constante función únicamente de  $x$ , independiente de  $z$ . La ecuación nos queda:

$$\frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z'(z)}{W_z(z)} + \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z''(z)}{W_z(z)} = -\phi_x^2(x) \quad (\text{A.50})$$

Donde,

$$\phi_x^2(x) = \frac{W_x''(x)}{W_x(x)} + \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.51})$$

Análogamente para  $W_x$  nos queda:

$$\frac{W_x''(x)}{W_x(x)} = -\phi_z^2(z) \quad (\text{A.52})$$

Donde,

$$\phi_z^2(z) = \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z'(z)}{W_z(z)} + \frac{1}{\eta} \cdot \frac{W_z''(z)}{W_z(z)} + \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.53})$$

Las anteriores ecuaciones diferenciales tienen las siguientes soluciones:

$$W_z(z) = C_1 \cdot J_0(z \cdot \sqrt{\eta} \cdot \phi_x(x)) \quad (\text{A.54})$$

$$W_x(x) = C_2 \cdot \sin(x \cdot \phi_z(z)) \quad (\text{A.55})$$

Paso siguiente, resumimos las condiciones de borde respecto a los desplazamientos de nuestro problema y las reemplazamos en las ecuaciones propuestas:

$$W_z(H_0) = 0 \rightarrow C_1 \cdot J_0(H_0 \cdot \sqrt{\eta} \cdot \phi_x(x)) = 0 \Leftrightarrow \phi_x(x) = \frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0} \quad (\text{A.56})$$

$$W_x(L_0) = 0 \rightarrow C_2 \cdot \sin(L_0 \cdot \phi_z(z)) = 0 \Leftrightarrow \phi_z(z) = \frac{k\pi}{L_0} \quad (\text{A.57})$$

con  $j = 1, 2, 3, \dots$  y  $k = 1, 3, 5, \dots$  y  $\beta_j$  el  $j$ -ésimo cero de Bessel de primer orden.

Por lo tanto, reemplazando en la definición de  $\phi_x(x)$ , en la A.55, nos queda:

$$\left(\frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0}\right)^2 = \frac{W_x''(x)}{W_x(x)} + \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.58})$$

Y reemplazando  $V_x$ , nos queda:

$$\left(\frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0}\right)^2 = \frac{-C_2 \cdot \cos(x \cdot \phi_z) \cdot \phi_z^2}{C_2 \cdot \cos(x \cdot \phi_z)} + \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.59})$$

Operando y reemplazando  $\phi_z(z)$ , tenemos:

$$\left(\frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0}\right)^2 + \left(\frac{k\pi}{L_0}\right)^2 = \left(\frac{\omega}{c_m}\right)^2 \quad (\text{A.60})$$

Por lo tanto, las frecuencias naturales del problema serán:

$$\omega_{j,k} = c_m \cdot \sqrt{\left(\frac{\beta_j}{\sqrt{\eta}H_0}\right)^2 + \left(\frac{k\pi}{L_0}\right)^2} \quad (\text{A.61})$$

Así, la función solución puede escribirse como la suma de cada una de las soluciones halladas:

$$w(x, z, t) = \sum_{j=1,2,3}^{\infty} \sum_{k=1,3,5}^{\infty} C_{j,k} \cdot J_0\left(\frac{\beta_j z}{H_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{k\pi x}{L_0}\right) \cdot e^{i\omega_{j,k}t} \quad (\text{A.62})$$

con  $\omega_{j,k}$  obtenida de la A.61.

## Solución de la ecuación diferencial dinámica mediante superposición modal.

A partir de las soluciones anteriores, nos queda plantear la solución para la ecuación diferencial con amortiguamiento para cada instante de tiempo. Para ello partimos de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} \cdot b(z) \right] dx \cdot dz + \frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \right] dx \cdot b(z) \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{v} + dc(z) \cdot \dot{v} \quad (\text{A.63})$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ G_m \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \right] dx \cdot b(z) \cdot dz + \frac{\partial}{\partial z} \left[ E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \cdot b(z) \right] dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{w} + dc(z) \cdot \dot{w} \quad (\text{A.64})$$

Reemplazando  $b(z) = z \cdot \frac{B_0}{H_0}$  y derivando por partes, las ecuaciones nos quedan:

$$\left[ G_m \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \cdot z + G_m \cdot \frac{\partial v}{\partial z} + G_m \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \cdot z \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{v} + dc(z) \cdot \dot{v} \quad (\text{A.65})$$

$$\left[ E_m^* \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \cdot z + E_m^* \cdot \frac{\partial w}{\partial z} + G_m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot z \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{w} + dc(z) \cdot \dot{w} \quad (\text{A.66})$$

Distribuyendo y recordando que  $E_m^* = \frac{G_m}{\eta}$ , nos queda:

$$G_m \cdot \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{v} + dc(z) \cdot \dot{v} \quad (\text{A.67})$$

$$G_m \cdot \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \frac{1}{\eta} + \frac{1}{z} \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{w} + dc(z) \cdot \dot{w} \quad (\text{A.68})$$

Realizamos un cambio de variable de manera tal de simplificar la solución de la ecuación A.68:

$$\tilde{x} = \frac{1}{\sqrt{\eta}} \cdot x \quad (\text{A.69})$$

Por lo tanto:

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial \tilde{x}} \cdot \frac{\partial \tilde{x}}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial \tilde{x}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta}} \quad (\text{A.70})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial \tilde{x}} \cdot \frac{\partial w}{\partial \tilde{x}} \cdot \frac{\partial \tilde{x}}{\partial x} = \frac{\partial^2 w}{\partial \tilde{x}^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta}} = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \tilde{x}^2} \quad (\text{A.71})$$

Así, reemplazando en la ecuación A.70, las ecuaciones nos quedan:

$$G_m \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{v}_a + dc(z) \cdot \dot{v} \quad (\text{A.72})$$

$$\tilde{G}_m \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial \tilde{x}^2} \right] \cdot dx \cdot dz = dm(z) \cdot \ddot{v}_a + dc(z) \cdot \dot{v} \quad (\text{A.73})$$

con  $\tilde{G}_m = G_m \cdot \frac{1}{\eta}$ .

Si separamos aceleraciones absolutas como una suma de las aceleraciones en la base y las aceleraciones relativas en el cuerpo de la presa, nos queda que  $\ddot{v}_a = \ddot{v}_g + \ddot{v}$  y que  $\ddot{w}_a = \ddot{w}_g + \ddot{w}$ .

Así las ecuaciones nos quedan:

$$- G_m \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot \ddot{v} + dc(z) \cdot \dot{v} = -dm(z) \cdot \ddot{v}_g(t) \quad (\text{A.74})$$

$$- \tilde{G}_m \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial \tilde{x}^2} \right] \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot \ddot{w} + dc(z) \cdot \dot{w} = -dm(z) \cdot \ddot{w}_g(t) \quad (\text{A.75})$$

Además, sabemos que para la viga de corte se cumplen las ecuaciones A.18 y A.19, por lo que nos queda:

$$\omega_{j,k}^2 \cdot \rho_m \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz \cdot v + dm(z) \cdot \ddot{v} + dc(z) \cdot \dot{v} = -dm(z) \cdot \ddot{v}_g(t) \quad (\text{A.76})$$

$$- \tilde{\omega}_{j,k}^2 \cdot \rho_m \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz \cdot w + dm(z) \cdot \ddot{w} + dc(z) \cdot \dot{w} = -dm(z) \cdot \ddot{w}_g(t) \quad (\text{A.77})$$

Ahora, si proponemos que cualquier desplazamiento puede escribirse según las ecuaciones A.46 y A.62 nos queda:

$$\begin{aligned} & \sum_j^\infty \sum_k^\infty \left( \rho_m \cdot (\omega_{j,k})^2 \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot q_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + dc(z) \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \right) \\ & = -dm(z) \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.78})$$

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \left( \rho_m \cdot (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + dc(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right) \\ & = -dm(z) \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.80})$$

Si premultiplicamos por  $\Phi(x, z)$  y  $\tilde{\Phi}(x, z)$  ambas ecuaciones respectivamente, nos quedan:

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \left( \rho_m \cdot (\omega_{j,k})^2 \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot q_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + dc(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \right) \\ & = -dm(z) \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.81})$$

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \left( \rho_m \cdot (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + dm(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + dc(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right) \\ & = -dm(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.82})$$

Reemplazando  $dm(z) = \rho_m \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz$  y  $dc(z) = c_g \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz$  nos queda:

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \\ & \left( \rho_m \cdot (\omega_{j,k})^2 \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot q_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + \rho_m \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + c_g \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \right) \\ & = -\rho_m \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \\ & \left( \rho_m \cdot (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) \cdot b(z) \cdot dx \cdot dz + \rho_m \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + c_g \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right) \\ & = -\rho_m \cdot dx \cdot b(z) \cdot dz \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned}$$

Dividiendo ambas ecuaciones por  $\rho_m \cdot dx \cdot dz$  nos queda:

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \left( (\omega_{j,k})^2 \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot q_{j,k}(t) \cdot b(z) + b(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + \frac{c_g}{\rho_m} \cdot b(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \right) \\ & = -b(z) \cdot \Phi_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.85})$$

$$\begin{aligned} & \sum_j^{\infty} \sum_k^{\infty} \left( (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) \cdot b(z) + b(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \frac{c_g}{\rho_m} \cdot b(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z))^2 \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right) \\ & = -b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x, z) \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned} \quad (\text{A.86})$$

Si integramos estas ecuaciones en el volumen, nos queda que:

$$\begin{aligned} & \int \int \int \left[ \sum_j^\infty \sum_k^\infty \left( (\omega_{j,k})^2 \cdot (\Phi_{j,k}(x,z))^2 \cdot q_{j,k}(t) \cdot b(z) + b(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x,z))^2 \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + \frac{c_g}{\rho_m} \cdot b(z) \cdot (\Phi_{j,k}(x,z))^2 \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \right) \right. \\ & \left. = - \int \int \int (b(z) \cdot \Phi_{j,k}(x,z) \cdot \ddot{v}_g(t)) dx \cdot dy \cdot dz \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \int \int \int \left[ \sum_j^\infty \sum_k^\infty \left( (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) \cdot b(z) + b(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \frac{c_g}{\rho_m} \cdot b(z) \cdot (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right) \right. \\ & \left. = - \int \int \int (b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x,z) \cdot \ddot{w}_g(t)) dx \cdot dy \cdot dz \right. \end{aligned}$$

Si se cumple la ortogonalidad de modos respecto de la masa y el amortiguamiento, esto es:

$$\int \int \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z) \cdot \rho_m \cdot b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{r,s}(x,z)) dx \cdot dy \cdot dz = 0 \forall j \neq r, k \neq s \quad (\text{A.89})$$

$$\int \int \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z) \cdot c_g \cdot b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{r,s}(x,z)) dx \cdot dy \cdot dz = 0 \forall j \neq r, k \neq s \quad (\text{A.90})$$

Así, llamando a  $2\xi_{j,k}\omega_{j,k} = \frac{c_g}{\rho_m}$ , nos queda un sistema de  $j \cdot k$  ecuaciones independientes:

$$\begin{aligned} & \int (\Phi_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot (\omega_{j,k})^2 \cdot q_{j,k}(t) + \int (\Phi_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot \ddot{q}_{j,k}(t) + \int (\Phi_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot 2\xi_{j,k}\omega_{j,k} \cdot \dot{q}_{j,k}(t) \\ & = - \int (b(z) \cdot \Phi_{j,k}(x,z)) dV \cdot \ddot{v}_g(t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) + \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \cdot 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k} \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \\ & = - \int (b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x,z)) dV \cdot \ddot{w}_g(t) \end{aligned}$$

Lo que nos permite dividir ambos términos por  $\int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV$  quedándonos:

$$(\omega_{j,k})^2 \cdot q_{j,k}(t) + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k} \cdot \dot{q}_{j,k}(t) + \ddot{q}_{j,k}(t) = \frac{-P_{j,k}}{M_{j,k}} \cdot \ddot{v}_g(t) \quad (\text{A.95})$$

$$(\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k} \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) = \frac{-\tilde{P}_{j,k}}{\tilde{M}_{j,k}} \cdot \ddot{w}_g(t) \quad (\text{A.96})$$

con,

$$P_{j,k} = \int (b(z) \cdot \Phi_{j,k}(x,z)) dV \quad (\text{A.97})$$

$$M_{j,k} = \int (\Phi_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \quad (\text{A.98})$$

$$\tilde{P}_{j,k} = \int (b(z) \cdot \tilde{\Phi}_{j,k}(x,z)) dV \quad (\text{A.99})$$

$$\tilde{M}_{j,k} = \int (\tilde{\Phi}_{j,k}(x,z))^2 b(z) \cdot dV \quad (\text{A.100})$$

Como las funciones de forma  $\Phi_{j,k}(x, z)$  son iguales a las funciones de forma  $\tilde{\Phi}_{j,k}(x, z)$ , el término  $\tilde{P}_{j,k} = P_{j,k}$  y  $\tilde{M}_{j,k} = M_{j,k}$ . Por lo tanto, resolviendo las integrales nos queda que:

$$\frac{-P_{j,k}}{M_{j,k}} = \frac{\frac{H_o \cdot B_o \cdot H_o \cdot J_1(\beta_j) \cdot 2 \cdot L_o}{\beta_j \cdot k \cdot \pi}}{\frac{H_o}{2} \cdot B_o \cdot H_o \cdot \left[ (J_1(\beta_j))^2 + (J_0(\beta_j))^2 \right] \cdot \frac{1}{4} \cdot L_o \cdot \left( 2 - \frac{\sin(2k\pi)}{k\pi} \right)} \quad (\text{A.101})$$

Simplificando y teniendo en cuenta que  $J_0(\beta_j) = 0$  y que  $\sin(2k\pi) = 0$  con  $k = 1, 3, 5, \dots$ , las ecuación nos queda:

$$\frac{-P_{j,k}}{M_{j,k}} = \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \quad (\text{A.102})$$

De esta manera las ecuaciones dinámicas resultan equivalentes a la solución de un grado de libertad multiplicado por un coeficiente de participación modal:

$$(\omega_{j,k})^2 \cdot q_{j,k}(t) + 2\xi_{j,k} \omega_{j,k} \cdot \dot{q}_{j,k}(t) + \ddot{q}_{j,k}(t) = \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{v}_g(t) \quad (\text{A.103})$$

$$(\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) + 2\tilde{\xi}_{j,k} \tilde{\omega}_{j,k} \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) = \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{w}_g(t) \quad (\text{A.104})$$

Así, la solución en el tiempo para estas ecuaciones diferenciales corresponde a la integral de Duhamel:

$$q_{j,k}(t_i) = -\frac{L_{j,k}}{\omega_{j,k}} \cdot \int_0^{t_i} (\ddot{v}_g(\tau) \cdot \exp[-\xi_{j,k} \omega_{j,k} (t_i - \tau)] \cdot \sin[\omega_{j,k} (t_i - \tau)]) d\tau \quad (\text{A.105})$$

$$\tilde{q}_{j,k}(t_i) = -\frac{L_{j,k}}{\tilde{\omega}_{j,k}} \cdot \int_0^{t_i} (\ddot{w}_g(\tau) \cdot \exp[-\tilde{\xi}_{j,k} \tilde{\omega}_{j,k} (t_i - \tau)] \cdot \sin[\tilde{\omega}_{j,k} (t_i - \tau)]) d\tau \quad (\text{A.106})$$

## Resolución de la ecuación diferencial en el dominio de las frecuencias.

Ahora procederemos a resolver las ecuaciones diferenciales A.103 y A.104 en el dominio de las frecuencias. Para ello proponemos lo siguiente:

$$V_{j,k}(w) = H_{j,k} \cdot V_g(w) \quad (\text{A.107})$$

$$\mathcal{F} \left[ (\omega_{j,k})^2 \cdot q_{j,k}(t) + 2\xi_{j,k} \omega_{j,k} \cdot \dot{q}_{j,k}(t) + \ddot{q}_{j,k}(t) \right] = \mathcal{F} \left[ \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{v}_g(t) \right] \quad (\text{A.108})$$

$$\mathcal{F} \left[ (\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot \tilde{q}_{j,k}(t) + 2\tilde{\xi}_{j,k} \tilde{\omega}_{j,k} \cdot \dot{\tilde{q}}_{j,k}(t) + \ddot{\tilde{q}}_{j,k}(t) \right] = \mathcal{F} \left[ \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{w}_g(t) \right] \quad (\text{A.109})$$

Siendo la transformada de Fourier, sólo dependiente del tiempo, y utilizando sus propiedades algebraicas (distributiva respecto multiplicación, derivadas sucesivas), nos queda que:

$$(\omega_{j,k})^2 \cdot V(\omega) + 2\xi_{j,k} \omega_{j,k} \cdot i\omega \cdot V(\omega) + (i\omega)^2 V(\omega) = \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (\text{A.110})$$

$$(\tilde{\omega}_{j,k})^2 \cdot W(\omega) + 2\tilde{\xi}_{j,k} \tilde{\omega}_{j,k} \cdot i\omega \cdot W(\omega) + (i\omega) \cdot W(\omega) = \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (\text{A.111})$$

Despejando  $V$  y  $W$  los desplazamientos relativos en función de las aceleraciones, nos queda:

$$V_{j,k}(\omega) = \frac{1}{(\omega_{j,k})^2 + 2\xi_{j,k} \omega_{j,k} i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (\text{A.112})$$

$$W_{j,k}(\omega) = \frac{1}{(\tilde{\omega}_{j,k})^2 + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k}i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (\text{A.113})$$

Sumando los desplazamientos para las infinitas ecuaciones, nos queda:

$$V(x, z, \omega) = \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{\Phi_{j,k}(x, z)}{(\omega_{j,k})^2 + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k}i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (\text{A.114})$$

$$W(x, z, \omega) = \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{\Phi_{j,k}(x, z)}{(\tilde{\omega}_{j,k})^2 + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k}i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{-8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (\text{A.115})$$

Ahora, derivando estas expresiones respecto del tiempo, como estamos en el dominio de las frecuencias solo tendremos que multiplicar por  $-\omega^2$ , quedándonos las siguientes expresiones:

$$\ddot{V}(x, z, \omega) = \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{\omega^2 \cdot \Phi_{j,k}(x, z)}{(\omega_{j,k})^2 + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k}i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (\text{A.116})$$

$$\ddot{W}(x, z, \omega) = \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{\omega^2 \cdot \Phi_{j,k}(x, z)}{(\tilde{\omega}_{j,k})^2 + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k}i\omega + (i\omega)^2} \cdot \frac{8}{\pi \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot k} \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (\text{A.117})$$

Ahora si queremos expresar las aceleraciones absolutas, sólo nos queda agregarle un término  $\ddot{V}_g(\omega)$  y  $\ddot{W}_g(\omega)$ , por lo que las expresiones nos quedan:

$$\ddot{V}^a(\omega) = \Lambda(x, z, \omega) \cdot \ddot{V}_g(\omega) \quad (\text{A.118})$$

$$\ddot{W}^a(\omega) = \tilde{\Lambda}(x, z, \omega) \cdot \ddot{W}_g(\omega) \quad (\text{A.119})$$

con,

$$\Lambda(x, z, \omega) = 1 + \frac{8 \cdot \omega^2}{\pi} \cdot \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{J_0(\beta_j \cdot z/H) \cdot \sin(kx/\pi L_o)}{k \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot [(\omega_{j,k})^2 + 2\xi_{j,k}\omega_{j,k}i\omega + (i\omega)^2]} \quad (\text{A.120})$$

$$\tilde{\Lambda}(x, z, \omega) = 1 + \frac{8 \cdot \omega^2}{\pi} \cdot \sum_{j=1,2,3..}^{\infty} \sum_{k=1,3,5..}^{\infty} \frac{J_0(\beta_j \cdot z/H) \cdot \sin(kx/\pi L_o)}{k \cdot \beta_j \cdot J_1(\beta_j) \cdot [(\tilde{\omega}_{j,k})^2 + 2\tilde{\xi}_{j,k}\tilde{\omega}_{j,k}i\omega + (i\omega)^2]} \quad (\text{A.121})$$

## Cálculo de Desplazamientos según Newmark Modificado

A partir de la respuesta de la presa, trataremos de obtener el asentamiento a partir del modelo de bloque deslizante de Newmark. Para ello, deberemos descomponer las aceleraciones en las coordenadas tangencial ( $\lambda$ ) y normal ( $\mu$ ) a la cuña de falla.

Para el talud de aguas abajo, y normalizando respecto a la aceleración de la gravedad  $g$ , nos queda:

$$\begin{Bmatrix} \lambda_o(x, z, \omega) \\ \mu_o(x, z, \omega) \end{Bmatrix} = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{V}^a(x, z, \omega) \\ \ddot{W}^a(x, z, \omega) \end{Bmatrix} \quad (\text{A.122})$$

Y la misma expresión en el dominio del tiempo nos queda:

$$\begin{Bmatrix} \lambda_o(x, z, t) \\ \mu_o(x, z, t) \end{Bmatrix} = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \cdot \text{ifft} \left\{ \begin{Bmatrix} \ddot{V}^a(x, z, \omega) \\ \ddot{W}^a(x, z, \omega) \end{Bmatrix} \right\} \quad (\text{A.123})$$

Para evaluar numéricamente el problema, discretizaremos el espacio en  $N_{IP}$  puntos tanto en  $x$  como en  $z$ . Además, tendremos los registros temporales de las aceleraciones, equiespaciados temporalmente con una

cantidad de número de puntos  $NP$ , dependiendo de las características de cada registro. Una vez aplicada la transformada discreta de Fourier, la cantidad de puntos será  $N_{FFT} = 2^{\log_2 NP-1} + 1$ .

En resumen, tendremos los siguientes subíndices con los siguientes rangos:

Tiempo:  $i \in 0 \leq i \leq NP$

Frecuencias:  $r \in 0 \leq r \leq N_{FFT}$

Puntos en x:  $o \in 0 \leq o \leq N_{IPX}$

Puntos en z:  $p \in 0 \leq p \leq N_{IPZ}$

Evaluando de forma discreta y aplicando la transformada inversa rápida de Fourier, tendremos la siguiente expresión para las aceleraciones en un punto  $x_o, z_p$  para un instante de tiempo  $t = i \cdot \Delta t$ , siendo  $\Delta t$  el paso de tiempo del registro:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{o_o,p,i} \\ \mu_{o_o,p,i} \end{array} \right\} = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \cdot \frac{1}{N_{FFT}} \sum_{n=0}^{N_{FFT}-1} \left\{ \begin{array}{l} \ddot{V}^a(x_o, z_p, \omega_r) \\ \ddot{W}^a(x_o, z_p, \omega_r) \end{array} \right\} \exp\left(\frac{i2\pi \cdot i \cdot n}{N_{FFT}}\right) \quad (\text{A.124})$$

O lo que es lo mismo, de manera discreta, como:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{o_o,p,i} \\ \mu_{o_o,p,i} \end{array} \right\} = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \cdot \frac{1}{N_{FFT}} \sum_{r=0}^{N_{FFT}-1} \left\{ \begin{array}{l} [\Lambda]_{o,p,r} \cdot [\ddot{V}_g]_r \\ [\tilde{\Lambda}]_{o,p,r} \cdot [\ddot{W}_g]_r \end{array} \right\} \exp\left(\frac{i2\pi \cdot i \cdot r}{N_{FFT}}\right) \quad (\text{A.125})$$

Ahora estudiaremos las fuerzas de inercia en juego. Planteando una cuña genérica, con ángulo  $\beta_c$ , los parámetros que nos quedan son los siguientes:

$$R_o = \frac{H_o}{\sin(\beta)} \quad (\text{A.126})$$

$$s_1 = R_o \cdot \cos(\beta - \beta_c) \quad (\text{A.127})$$

$$r_1 = \frac{\tan(\beta - \beta_c)}{\tan(\beta + \beta_c)} \cdot s_1 \quad (\text{A.128})$$

$$A_o = \frac{H_o^2}{\tan(\beta)} \quad (\text{A.129})$$

$$A_f = \int_0^{r_1} r \cdot \tan(\beta + \beta_c) dr + \int_0^{s_1} s \cdot \tan(\beta - \beta_c) ds = A_o \cdot \frac{\sin(\beta - \beta_c)}{\sin(\beta + \beta_c)} \quad (\text{A.130})$$

$$W_f = \rho \cdot g \cdot A_f \quad (\text{A.131})$$

Asumiremos que las cuñas de falla son superficiales, por lo que el término dependiente de  $r$  resulta despreciable, siendo la única variable  $s$ .

Planteamos el equilibrio instantáneo de la cuña de falla. Para embalse vacío, las fuerzas desestabilizantes serán el peso y las aceleraciones. Las integramos a lo largo de la cuña de falla:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{S} = \int_{S_f} \rho g \cdot [\sin(\beta) + \lambda_o(s, t)] h(s) ds = \rho g \cdot \sin(\beta) \int_{S_f} h(s) ds + \rho g \int_{S_f} \lambda_o(s, t) h(s) ds \quad (\text{A.132})$$

$$\int_{V_f} d\mathfrak{S} = W_f \cdot \sin(\beta) + \rho g \cdot A_f \cdot \frac{1}{A_f} \cdot \int_{S_f} \lambda_o(s, t) h(s) ds \quad (\text{A.133})$$

Llamando,

$$\lambda_m(t) = \frac{1}{A_f} \int_{S_f} \lambda_o(s, t) h(s) ds \quad (\text{A.134})$$

Nos queda que:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{S} = W_f \cdot [\sin \beta + \lambda_m(t) + \ddot{u}(t)] \quad (\text{A.135})$$

donde  $\ddot{u}(t)$  es la aceleración relativa de la cuña y lo usaremos luego en el coeficiente de seguridad.

Las fuerzas resistivas, serán la fricción del material y la componente tangencial de la presión del embalse en el plano de falla. La normal que contribuye a la fricción se debe al peso, la aceleración normal y a la componente normal a la superficie de falla de la presión del agua del embalse. Esto se expresa como:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R} = \int_{S_f} [\rho_m g [\cos \beta - \mu_o(s, t)] \cdot \tan \phi_m h(s) + \rho_w g \cdot (H_w - s \cdot \sin(\beta)) \cdot \cos(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + \rho_w g \cdot (H_w - s \cdot \sin(\beta)) \cdot \sin(\beta - \beta_c)] ds$$

Desarrollaremos los términos debido a las presiones del embalse:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \left[ \rho_w g \cdot H_w \cdot \int_0^{s_{maxw}} ds - \rho_w g \cdot \sin(\beta) \cdot \int_0^{s_{maxw}} s ds \right] \cdot \cos(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + \left[ \rho_w g \cdot H_w \cdot \int_0^{s_{maxw}} ds - \rho_w g \cdot \sin(\beta) \cdot \int_0^{s_{maxw}} s ds \right] \cdot \sin(\beta - \beta_c) \quad (\text{A.137})$$

Con el límite de integración  $s_{max} = \frac{H_w}{\sin(\beta)}$  nos queda que:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \left[ \rho_w g \cdot H_w \cdot \frac{H_w}{\sin(\beta)} - \rho_w g \cdot \sin(\beta) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{H_w}{\sin(\beta)} \right)^2 \right] \cdot \cos(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + \left[ \rho_w g \cdot H_w \cdot \frac{H_w}{\sin(\beta)} - \rho_w g \cdot \sin(\beta) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{H_w}{\sin(\beta)} \right)^2 \right] \cdot \sin(\beta - \beta_c) \quad (\text{A.138})$$

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \frac{1}{2} \cdot \rho_w g \cdot \frac{H_w^2}{\sin(\beta)} \cdot \cos(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + \frac{1}{2} \cdot \rho_w g \cdot \frac{H_w^2}{\sin(\beta)} \cdot \sin(\beta - \beta_c) \quad (\text{A.139})$$

llamando,  $\alpha = \frac{\rho_w}{\rho_m}$ ;  $\epsilon = \frac{H_w}{H_o}$  y con  $H_w^2 = A_f \cdot \frac{\sin(\beta + \beta_c)}{\sin(\beta - \beta_c)} \cdot \tan(\beta) \cdot \epsilon^2$

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot \alpha \cdot g \cdot A_f \cdot \frac{1}{\cos(\beta)} \cdot \frac{\sin(\beta + \beta_c)}{\sin(\beta - \beta_c)} \cdot \epsilon^2 \cdot \cos(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + \frac{1}{2} \cdot \rho_m \cdot \alpha \cdot g \cdot A_f \cdot \frac{1}{\cos(\beta)} \cdot \sin(\beta + \beta_c) \cdot \epsilon^2 \quad (\text{A.140})$$

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot W_f \cdot \epsilon^2 \cdot \sec(\beta) \cdot \sin(\beta + \beta_c) \cdot [\cot(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + 1] \quad (\text{A.141})$$

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_w = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot W_f \cdot \epsilon^2 \cdot \sec(\beta) \cdot \sin(\beta + \beta_c) [\cot(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + 1] \quad (\text{A.142})$$

La parte que contribuye del peso y las aceleraciones serán:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_g = \rho_m g \cos(\beta) \cdot \tan \phi_m \cdot \int_{S_f} h(s) ds - \rho_m g \cdot \tan \phi_m \cdot \int_{S_f} \mu_o(s, t) h(s) ds \quad (\text{A.143})$$

Definiendo la aceleración media como:

$$\mu_m(t) = \frac{1}{A_f} \int_{S_f} \mu_o(s, t) h(s) ds \quad (\text{A.144})$$

Nos queda que:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R}_g = W_f \cdot \tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t)) \quad (\text{A.145})$$

Sumando todas las fuerzas resistivas, nos queda:

$$\int_{V_f} d\mathfrak{R} = W_f \cdot \left[ \tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t)) + \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \epsilon^2 \cdot \sec(\beta) \cdot \sin(\beta + \beta_c) [\cot(\beta - \beta_c) \cdot \tan \phi_m + 1] \right] \quad (\text{A.146})$$

El factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas resistivas y las desestabilizantes, a saber:

$$FS(t) = \frac{\int_{V_f} d\mathfrak{R}}{\int_{V_f} d\mathfrak{S}} = \frac{\tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t)) - \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot (\epsilon - 2) \cdot \epsilon \cdot \sec(\beta) \cdot \sin(\beta + \beta_c) [\sec(\beta - \beta_c) - \tan \phi_m \cdot \csc(\beta - \beta_c)]}{[\sin \beta_c + \lambda_m(t) + \ddot{u}(t)]} \quad (\text{A.147})$$

Por lo tanto, si el factor de seguridad es menor que 1, la cuña se acelera, mientras que si es mayor que uno, se desacelera si se encuentra en movimiento o se mantiene en reposo.

Llamando aceleración crítica  $\lambda_c$ , aceleración para la cual el factor de seguridad es 1 y sin presencia del embalse, es:

$$\lambda_c = \tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t)) - \sin \beta \quad (\text{A.148})$$

Si nuestra presa se encuentra discretizada en  $N_{IP}$  verticales, nos queda que:

$$\int_{S_f} h(s) ds = \sum_{n=0}^{N_{IP}-1} \Delta s \cdot h(s_n) = \sum_{n=0}^{N_{IP}-1} \Delta s \cdot s_n \cdot \tan(\beta - \beta_c) \quad (\text{A.149})$$

Siendo,

$$s_n = \left( n + \frac{1}{2} \right) \Delta s \quad (\text{A.150})$$

$$\Delta s = \frac{H}{\sin \beta} \cdot \frac{\cos(\beta - \beta_c)}{N_{IP} - 1} \quad (\text{A.151})$$

Por lo tanto la integral nos queda:

$$\int_{S_f} h(s) ds = (\Delta s)^2 \cdot \tan(\beta - \beta_c) \cdot \sum_{n=0}^{N_{IP}-1} \left(n + \frac{1}{2}\right) = (\Delta s)^2 \cdot \tan(\beta - \beta_c) \cdot \frac{(N_{IP})^2}{2} \quad (A.152)$$

Además las siguientes integrales nos quedan:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_{S_f} \lambda_o(s, t) h(s) ds \\ \int_{S_f} \mu_o(s, t) h(s) ds \end{array} \right\} = \sum_{n=0}^{N_{IP}-1} \frac{1}{g} \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \cdot \frac{1}{N_{FFT}} \sum_{r=0}^{N_{FFT}-1} \left\{ \begin{array}{l} [\Lambda]_{o,p,r} \cdot [\ddot{V}g]_r \\ [\tilde{\Lambda}]_{o,p,r} \cdot [\ddot{W}g]_r \end{array} \right\} \exp\left(\frac{i2\pi \cdot i \cdot r}{N_{FFT}}\right) \cdot \left(n + \frac{1}{2}\right) \Delta s^2 \cdot \tan(\beta - \beta_c) \quad (A.153)$$

Llamando,

$$[R] = \begin{bmatrix} \cos \beta_c & \sin \beta_c \\ \sin \beta_c & \cos \beta_c \end{bmatrix} \quad (A.154)$$

Las Aceleraciones medias en la cuña en función del tiempo para un tiempo  $t_i = i \cdot \Delta t$  nos queda:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_m(i) \\ \mu_m(i) \end{array} \right\} = \frac{\Delta t \cdot (\Delta s)^2 \cdot \tan(\beta)}{g \cdot N_{FFT}} \cdot \frac{1}{H_o^2} \cdot \frac{1}{\sin(\beta - \beta_c)} \cdot [R] \cdot \tan(\beta - \beta_c) \cdot \sum_{n=0}^{N_{IP}-1} \sum_{r=0}^{N_{FFT}-1} \left\{ \begin{array}{l} [\Lambda]_{o,p,r} \cdot [\ddot{V}g]_r \\ [\tilde{\Lambda}]_{o,p,r} \cdot [\ddot{W}g]_r \end{array} \right\} \cdot \left(n + \frac{1}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{i2\pi \cdot i \cdot r}{N_{FFT}}\right) \quad (A.155)$$

Buscaremos definir el valor de la aceleración crítica  $\phi_y$ , que se obtiene de la condición  $FS - 1 = 0 \iff \ddot{u}(t) = 0$ :

$$\phi_y = \tan \phi_m \cdot (\cos \beta_c - \mu_m(t)) - \sin \beta_c \quad (A.156)$$

A partir de esta aceleración crítica es posible integrar las aceleraciones para obtener los desplazamientos. Cuando la suma de aceleraciones sea mayor a la crítica, el bloque se acelerará en la dirección de la cuña. Supongamos que el bloque supera a la aceleración crítica, entonces en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  en un instante  $t_i$  tendremos la siguiente aceleración, supuesta constante:

$$a_{rel_i}(t) = (\lambda_m)_i + (\mu_m)_i \cdot \tan \phi_m - \phi_y \quad t_i \leq t \leq t_i + \Delta t \quad (A.157)$$

El movimiento relativo de este bloque se obtiene integrando la aceleración en el tiempo dos veces. Si tenemos registro de todas las aceleraciones relativas para todos los  $t_i$ , se calcula la aceleración para cada instante de tiempo y luego se integra de forma discreta obteniendo las velocidades y los desplazamientos. Una vez que la aceleración es menor a la crítica, el bloque comienza a desacelerarse con el valor de la aceleración de fluencia. Por lo tanto, el nuevo vector de aceleraciones corregido, para cada instante de tiempo será:

$$[A_{rel}]_{o,i} = \begin{cases} \|(\lambda_m)_{o,i} + (\mu_m)_{o,i} \cdot \tan \phi_m\| - \phi_y & si \phi_y \leq (\lambda_m)_i + (\mu_m)_i \cdot \tan \phi_m \\ -\phi_y & si \phi_y \geq (\lambda_m)_i + (\mu_m)_i \cdot \tan \phi_m \wedge [V_{rel}]_{o,i-1} > 0 \\ 0 & si \phi_y \geq (\lambda_m)_i + (\mu_m)_i \cdot \tan \phi_m \end{cases} \quad (A.158)$$

Integrando discretamente las aceleraciones, la velocidad en una coordenada  $x_o$  para un instante de tiempo  $t_i$  serán:

$$[V_{rel}]_{o,i} = \begin{cases} [V_{rel}]_{o,i-1} + [A_{rel}]_{o,i} \cdot \Delta t & Si [V_{rel}]_{o,i-1} + [A_{rel}]_{o,i} \cdot \Delta t_{o,i-1} > 0 \\ 0 & Si [V_{rel}]_{o,i-1} + [A_{rel}]_{o,i} \cdot \Delta t_{o,i-1} \leq 0 \end{cases} \quad (A.159)$$

Y los desplazamientos serán:

$$[D_{rel}]_{o,i} = [D_{rel}]_{o,i-1} + [V_{rel}]_{o,i} \cdot \Delta t \quad (A.160)$$

Así, obtendremos el descenso total de la cuña. por lo que el descenso total será:

$$\Delta h_o = [D_{rel}]_{o,NP} \cdot \sin \beta_c \quad (A.161)$$

## B. Anexo B

### Programa de Implementación (Verri 2011)

#### Base Sismos

RECORD #	NAME		M	M	FAULT TYPE	DISTANCE		PGA		PGV		PGD		ARIAS INTENSITY		RMS		Ts (SA)		Tm		To		
	Epid [km]	Hypd [km]				HypDepth [km]	PGA H [m/s <sup>2</sup> ]	PGA V [m/s <sup>2</sup> ]	PGV X [m/s]	PGV Y [m/s]	PGV Z [m/s]	PGD X [m]	PGD Y [m]	PGD Z [m]	IA (H/V) [m/s]	IA V(Z) [m/s]	ARMSV [m/s]	ARMSH [m/s]	IMAX [m/s]	TmH [s]	TmV [s]	DT [s]	To [s]	
1	Imperial Valley-06 - Brawley Airport - 1979	6.53	10.4	43.15	44.29	10.0	2.156	1.432	0.3655	0.3967	0.08572	0.22827	0.1375	0.03557	0.27040	0.26990	0.21130	0.28	0.67870	0.25780	0.0050	37.8200		
2	Imperial Valley-06 - Calexico Fire Station - 1979	6.53	10.5	17.65	20.27	10.0	2.096	1.836	0.2165	0.1629	0.067877	0.092055	0.09152	0.025508	0.45300	0.37490	0.27360	0.133	0.44390	0.17630	0.0050	37.8050		
3	Imperial Valley-06 - Chihuahua - 1979	6.53	7.3	18.88	21.35	10.0	3.445	2.141	0.2532	0.3368	0.05209	0.0939	0.13231	0.013008	0.30560	0.42690	0.21840	0.167	0.57500	0.24800	0.0100	40.0000		
4	Imperial Valley-06 - Dehta - 1979	6.53	22.0	33.73	35.17	10.0	3.445	1.422	0.265	0.3364	0.05709	0.1221	0.19265	0.086876	0.33900	0.45340	0.18340	0.13	0.68230	0.42950	0.0100	99.9200		
5	Imperial Valley-06 - EC County Center FF - 1979	6.53	6.3	29.07	30.72	10.0	2.303	2.416	0.3824	0.7012	0.18652	0.16271	0.40144	0.098534	0.52770	0.33610	0.28710	0.5	1.28040	0.27090	0.0050	39.9850		
6	Imperial Valley-06 - El Centro Array #10 - 1979	6.53	6.2	26.31	28.13	10.0	2.193	1.033	0.4846	0.4171	0.089799	0.31745	0.20244	0.076501	0.16790	0.33660	0.15160	0.26	0.90310	0.72730	0.0050	36.9750		
7	Imperial Valley-06 - El Centro Array #11 - 1979	6.53	12.5	29.44	31.08	10.0	3.724	1.376	0.3512	0.4295	0.11391	0.16151	0.18926	0.06926	0.67000	0.50800	0.20210	0.25	0.42160	0.45820	0.0050	39.0350		
8	Imperial Valley-06 - SAHOP Casa Flores - 1979	6.53	12.9	28.65	30.33	10.0	2.613	1.243	0.4774	0.4065	0.086644	0.20556	0.60247	0.10889	0.33490	0.46230	0.23360	0.18	0.62630	0.23480	0.0050	39.5400		
9	Imperial Valley-06 - El Centro Array #4 - 1979	6.53	7.1	27.13	28.9	10.0	4.760	2.431	0.3813	0.7804	0.19264	0.16271	0.40144	0.098534	0.33900	0.46230	0.23360	0.26	0.67600	0.56780	0.0050	39.0000		
10	Imperial Valley-06 - El Centro Differential Array - 1979	6.53	5.1	27.23	29	10.0	4.707	6.939	0.7259	0.416	0.21095	0.46785	0.14296	0.11793	1.10470	0.58340	0.41640	0.15	0.55340	0.17170	0.0050	38.9600		
11	Imperial Valley-06 - Holtville Post Office - 1979	6.53	7.7	19.81	22.17	10.0	2.978	2.257	0.4897	0.5076	0.10951	0.32239	0.32574	0.058143	0.86270	0.37880	0.31550	0.3	0.63440	0.20040	0.0050	37.7450		
12	Imperial Valley-06 - Parachute Test Site - 1979	6.53	11.7	48.62	49.63	10.0	1.999	1.556	0.1814	0.1637	0.02238	0.13258	0.09116	0.017554	1.32440	0.25000	0.16720	0.13	0.57940	0.25740	0.0050	37.3400		
13	Imperial Valley-06 - SAHOP Casa Flores - 1979	6.53	9.6	12.43	15.93	10.0	4.964	3.721	0.1975	0.3156	0.093178	0.026584	0.061026	0.011916	2.73630	1.04300	0.18270	0.19	0.33550	0.12640	0.0100	15.7100		
14	Imperial Valley-06 - Superstition Mtn Camera - 1979	6.53	24.6	59.54	60.37	10.0	1.917	0.757	0.0525	0.0894	0.023570	0.022238	0.028836	0.011501	0.04380	0.21130	0.09840	0.16	0.24040	0.19250	0.0050	28.2800		
15	Mammoth Lakes-01 - Convix Creek - 1980	6.06	6.6	1.43	9.11	9.0	4.332	3.807	0.2369	0.2355	0.10895	0.094753	0.05519	0.066822	2.61950	0.73900	0.54380	0.22	0.24020	0.27310	0.0050	29.9550		
16	Mammoth Lakes-01 - Long Valley Dam (Upr/L Abut) - 1980	6.06	15.5	12.85	15.52	9.0	4.213	1.207	0.2401	0.1414	0.08521	0.076558	0.031116	0.017554	1.32440	0.25000	0.22880	0.15	0.37110	0.25130	0.0050	29.9550		
17	Victoria, Mexico - Cerro Prieto - 1980	6.33	14.4	33.73	35.48	11.0	6.094	2.985	0.3218	0.2023	0.12388	0.1335	0.09661	0.049636	1.96650	0.70870	0.36670	0.065	0.51520	0.27430	0.0100	24.4500		
18	Victoria, Mexico - Chihuahua - 1980	6.33	19.0	36.67	38.29	11.0	1.467	0.960	0.2528	0.1591	0.05585	0.092949	0.10267	0.024853	0.34270	0.28190	0.14890	0.34	0.82240	0.38160	0.0100	26.9200		
19	Irapina, Italy-01 - Bagnoli Iripino - 1980	6.90	N	8.2	22.65	24.56	9.5	1.982	1.059	0.225	0.1492	0.094437	0.09779	0.058614	0.43340	0.27100	0.17180	0.12	0.97580	0.71870	0.0029	36.8648		
20	Irapina, Italy-01 - Brienza - 1980	6.90	N	22.6	46.16	47.13	9.5	2.133	1.663	0.1451	0.1141	0.061746	0.039323	0.01879	0.007762	0.31130	0.20540	0.14	0.31110	0.24050	0.0029	34.9856		
21	Irapina, Italy-01 - Sturmo - 1980	6.90	N	10.8	30.35	31.8	9.5	3.510	2.548	0.371	0.2584	0.26087	0.11599	0.32652	0.1047	1.41770	0.47460	0.28860	0.32	0.85730	0.48430	0.0024	39.3408	
22	Irapina, Italy-02 - Ceilir - 1980	6.20	8.8	11.97	13.87	7.0	1.741	1.444	0.2363	0.2613	0.22892	0.06688	0.06745	0.12804	0.46290	0.38500	0.21400	0.17	0.92140	0.68500	0.0024	49.5024		
23	Coalinga-01 - Cantua Creek School - 1983	6.36	24.0	30.06	30.41	4.6	2.754	1.112	0.2407	0.2825	0.051631	0.059324	0.03787	0.019735	1.15070	0.24350	0.19500	0.36	0.56780	0.35000	0.0100	40.0000		
24	Coalinga-01 - Parkfield - Fault Zone 14 - 1983	6.36	29.5	38.54	38.81	4.6	2.771	0.956	0.4164	0.2684	0.116	0.08241	0.05209	0.041889	1.49650	0.48340	0.15020	1	0.91180	0.82050	0.0100	40.0000		
25	Coalinga-01 - Parkfield - Fault Zone 16 - 1983	6.36	27.7	36.49	36.78	4.6	1.913	0.594	0.1802	0.1217	0.065935	0.03575	0.0186	0.019444	0.07880	0.23810	0.10520	0.2	0.51610	0.55580	0.0100	40.0000		
26	Coalinga-01 - Parkfield - Vineyard Cany FF - 1983	6.36	26.4	34.35	34.65	4.6	2.258	0.806	0.2129	0.2809	0.10585	0.089121	0.06322	0.039055	0.42730	0.25830	0.13800	0.95	0.80570	0.82360	0.0100	40.0000		
27	Coalinga-01 - Pleasant Valley P. - yard - 1983	6.36	8.4	9.98	10.99	4.6	5.804	3.463	0.6132	0.3704	0.16401	0.089916	0.04049	0.023511	4.13500	0.80390	0.49490	0.29	0.54850	0.26810	0.0050	39.9600		
28	Morgan Hill - Gilroy Array #2 - 1984	6.19	55	13.7	38.1	39.04	8.5	2.084	0.0524	0.1285	0.10973	0.014584	0.021134	0.009376	0.24700	0.22680	0.23990	0.22	0.40290	0.17090	0.0050	29.9800		
29	Morgan Hill - Gilroy Array #3 - 1984	6.19	55	13.0	38.2	39.13	8.5	1.966	3.878	0.1144	0.1292	0.10069	0.024883	0.03635	0.012398	0.33830	0.30730	0.22990	0.16	0.58980	0.20300	0.0050	39.9800	
30	Morgan Hill - Gilroy Array #4 - 1984	6.19	55	11.5	37.25	38.2	8.5	3.411	4.006	0.1968	0.1775	0.12041	0.04437	0.03193	0.017322	0.77070	0.43960	0.34700	0.24	0.48360	0.22000	0.0050	39.9800	
31	Morgan Hill - Gilroy Array #7 - 1984	6.19	55	12.1	38.19	39.12	8.5	1.866	4.199	0.0748	0.0608	0.054062	0.020732	0.01792	0.009115	0.28280	0.16210	0.24270	0.18380	0.34	0.29080	0.13210	0.0050	29.9800
32	Nahanni, Canada - Site 3 - 1985	6.76	RV	5.3	22.36	23.75	8.0	1.448	1.377	0.062	0.0676	0.031412	0.0126	0.030305	0.28350	0.20400	0.32790	0.28980	0.067	0.37720	0.19160	0.0050	11.1050	
33	N. Palm Springs - Cranston Forest Station - 1986	6.06	RV-OBL	27.5	35.88	37.53	11.0	6.004	4.622	0.3535	0.3208	0.13649	0.06525	0.04676	0.010417	1.23260	0.81630	0.64220	0.16	0.30590	0.17200	0.0050	20.0800	
34	N. Palm Springs - Whitewater Trout Farm - 1986	6.06	RV-OBL	6.0	4.24	11.79	11.0	6.004	4.622	0.3535	0.3208	0.13649	0.06525	0.04676	0.010417	1.23260	0.81630	0.64220	0.16	0.30590	0.17200	0.0050	20.0800	
35	Chalfant Valley-02 - Bishop - LADWP South SF - 1986	6.19	55	17.2	20.27	22.6	10.0	2.436	1.377	0.1956	0.1978	0.068451	0.072095	0.06812	0.02837	0.50070	0.17620	0.27970	0.16590	0.25	0.58510	0.45420	0.0050	39.9800
36	Chalfant Valley-02 - Zack Brothers Ranch - 1986	6.19	55	7.6	14.33	17.47	10.0	4.383	3.148	0.3758	0.464	0.12691	0.071276	0.08752	0.02875	1.93270	0.95540	0.50950	0.38630	0.22	0.47640	0.19930	0.0050	39.9800
37	New Zealand-02 - Marahina Dam - 1987	6.60	N	16.1	24.23	25.06	6.4	3.374	1.476	0.2209	0.2203	0.098736	0.065205	0.0272	0.034398	0.69350	0.27200	0.40050	0.25080	0.36	0.45650	0.35130	0.0200	27.0000
38	Superstition Hills-02 - Wildlife Luqer. Arrav - 1987	6.22	55	17.6	24.79	26.73	10.0	1.311	1.821	0.1298	0.1364	0.047118	0.074323	0.05322	0.02337	0.25260	0.14930	0.23010	0.17690	0.16	0.53960	0.24390	0.0050	29.8050
39	Superstition Hills-02 - El Centro Imp. Co. Cent - 1987	6.54	55	18.2	35.83	36.94	9.0	3.511	1.252	0.4725	0.4166	0.085257	0.17923	0.20487	0.050123	1.06550	0.21160	0.40730	0.18180	0.19	0.64240	0.38440	0.0050	40.0000
40	Superstition Hills-02 - Westmonland Fire Sta - 1987	6.54	55	13.0	19.51	21.49	9.0	2.069	2.441	0.2392	0.3161	0.088701	0.13332	0.2064	0.042619	1.17610	0.77730	0.42850	0.34880	0.35	0.71450	0.17350	0.0050	40.0000
41	Superstition Hills-02 - Wildlife Luqer. Arrav - 1987	6.77	RV-OBL	24.0	36.19	36.68	6.0	1.952	1.170	0.2911	0.1528	0.088979	0.099255	0.04444	0.044164	1.27850	1.13400	0.29570	0.18870	0.34	0.76450	0.43130	0.0100	19.9000
42	Spikak, Armenia - Gukasian - 1988	6.54	RV-OBL	4.2	62.31	64.72	17.5	1.007	0.367	0.142	0.2446	0.081337	0.087446	0.07474	0.037964	0.20930	0.02880	0.18090	0.06710	0.6	0.93280	0.80930	0.0050	39.9500
43	Loma Prieta - APEL 10 - Skyline - 1989	6.93	RV-OBL	43	63.49	65.86	17.5	2.683	0.814	0.5467	0.3498	0.096754	0.12877	0.06975	0.032177	1.25350	0.09220	0.46730	0.12680	1.1	1.03100	0.41190	0.0050	35.8250
44	Loma Prieta - APEL 2 - Redwood City - 1989	6.93	RV-OBL	71	90.77	92.43	17.5	2.632	0.602	0.2241	0.434	0.08412	0.051964	0.144999	0.028278	0.33850	0.05860	0.26730	0.11120	0.6	0.76630	0.56100	0.0050	29.5950
45	Loma Prieta - Alameda Naval Air Stn Hanger - 1989	6.93	RV-OBL	20.3	26.57	31.81	17.5	2.392	1.486	0.2067														

RECORD #	NAME	M	M	FAULT TYPE	DISTANCE		PGA H [m/s <sup>2</sup> ]	PGA		PGV		PGD		ARIAS INTENSITY		RMS		Ts (sA)		Tm		To	
					R*	HypD [km]		PGA V [m/s <sup>2</sup> ]	PGV X [m/s]	PGV Y [m/s]	PGV Z [m/s]	PGD X [m]	PGD Y [m]	PGD Z [m]	IA (H/V) [m/s <sup>2</sup> ]	IA (V/Z) [m/s <sup>2</sup> ]	ARMSH	ARMSV	MAX	TmH [s]	TmV [s]		DT [s]
51	Loma Prieta - Emeryville - 6363 Christie - 1989	6.93	RV-OBL	77	96.52	98.09	17.5	2.949	0.586	0.419	0.2192	0.051351	0.085976	0.03975	0.913130	0.09550	0.38140	0.09490	0.667	1.11100	0.45420	0.0050	39.2100
52	Loma Prieta - Foster City - APEL 1 - 1989	6.93	RV-OBL	44	64.02	66.36	17.5	2.888	1.024	0.2995	0.4666	0.076569	0.064071	0.1531	0.033338	0.12210	0.41060	0.11280	0.65	0.91980	0.40030	0.0050	59.9950
53	Loma Prieta - Fremont - Emerson Court - 1989	6.93	RV-OBL	40	55.16	57.86	17.5	1.879	0.659	0.1295	0.1319	0.0874	0.055814	0.08514	0.064881	0.09940	0.22090	0.12440	0.18	0.56000	0.39590	0.0050	39.7450
54	Loma Prieta - Gilroy - Gavilan Coll. - 1989	6.93	RV-OBL	10.0	28.98	33.84	17.5	3.503	1.873	0.2917	0.2269	0.12627	0.064842	0.04627	0.058068	0.30330	0.37570	0.16380	0.16	0.36570	0.28190	0.0050	39.9550
55	Loma Prieta - Gilroy - Historic Bldg. - 1989	6.93	RV-OBL	11.0	28.11	33.1	17.5	2.790	1.459	0.4278	0.2448	0.1131	0.11336	0.03739	0.06075	0.70940	0.33300	0.20170	0.42	0.79290	0.33030	0.0050	39.9550
56	Loma Prieta - Gilroy Array #1 - 1989	6.93	RV-OBL	9.6	28.64	33.55	17.5	4.642	2.048	0.3219	0.3453	0.14256	0.064361	0.08184	0.056242	1.19790	0.51240	0.21520	0.36	0.39230	0.23870	0.0050	39.9450
57	Loma Prieta - Gilroy Array #2 - 1989	6.93	RV-OBL	11.1	29.77	34.52	17.5	3.603	2.883	0.3355	0.3983	0.14879	0.073269	0.12302	0.048249	1.19790	0.43260	0.27670	0.38	0.53570	0.24160	0.0050	39.9500
58	Loma Prieta - Hollister Diff. Array - 1989	6.93	RV-OBL	12.8	31.4	35.93	17.5	4.445	3.318	0.3638	0.4553	0.1572	0.088395	0.19687	0.07131	2.08670	0.57120	0.27820	0.2	0.37280	0.27820	0.0050	39.9500
59	Loma Prieta - Hollister Diff. Array - 1989	6.93	RV-OBL	14.3	32.37	36.79	17.5	4.086	1.557	0.3951	0.3859	0.14401	0.072758	0.10266	0.052679	1.24170	0.44060	0.22200	0.42	0.58440	0.51910	0.0050	39.9500
60	Loma Prieta - Gilroy Array #7 - 1989	6.93	RV-OBL	22.7	39.88	43.55	17.5	2.290	0.545	0.1672	0.1688	0.065937	0.025596	0.0324	0.030034	0.84150	0.36270	0.13570	0.15	0.38240	2.26300	0.0050	39.9500
61	Loma Prieta - Golden Gate Bridge - 1989	6.93	RV-OBL	80	100.19	101.7	17.5	2.920	0.545	0.3879	0.1818	0.1155	0.11675	0.02954	0.038689	0.44850	0.28160	0.09640	0.7	0.96240	1.04890	0.0050	38.0790
62	Loma Prieta - Hollister - South & Pine - 1989	6.93	RV-OBL	27.9	48.24	51.31	17.5	3.635	1.936	0.6356	0.2968	0.15433	0.30914	0.1849	0.20400	0.41290	0.42440	0.17800	0.33	0.66590	0.68950	0.0050	40.0000
63	Loma Prieta - Hollister Diff. Array - 1989	6.93	RV-OBL	24.8	45.1	48.37	17.5	2.736	1.509	0.4471	0.3626	0.085372	0.18828	0.1329	0.042716	1.03600	0.40400	0.20740	0.65	0.81630	0.61780	0.0050	40.0000
64	Loma Prieta - Oakland - Outer Harbor Wharf - 1989	6.93	RV-OBL	74	107.45	108.87	17.5	1.221	0.336	0.1768	0.1444	0.032848	0.026161	0.04004	0.011304	0.20390	0.17840	0.06270	0.9	0.81470	0.65400	0.0050	39.9950
65	Loma Prieta - Oakland - Title & Trust - 1989	6.93	RV-OBL	77	97.79	99.34	17.5	1.961	0.571	0.1316	0.33	0.1195	0.044021	0.05942	0.041401	0.26550	0.20290	0.10190	0.38	0.83650	0.86170	0.0050	39.9500
66	Loma Prieta - SF Intern. Airport - 1989	6.93	RV-OBL	59	79.13	81.04	17.5	3.230	0.641	0.2596	0.2839	0.052535	0.04339	0.06126	0.024653	0.90150	0.37540	0.09570	0.3	0.55830	0.52600	0.0050	39.9500
67	Loma Prieta - San Jose - Santa Teresa Hills - 1989	6.93	RV-OBL	14.7	20.13	26.66	17.5	2.694	2.051	0.2868	0.2127	0.1793	0.13474	0.06367	0.059631	1.30770	0.40410	0.24790	0.18	0.30720	0.32080	0.0050	50.0200
68	Loma Prieta - Saratoga - Aloha Ave - 1989	6.93	RV-OBL	8.5	27.23	32.35	17.5	2.028	0.888	0.3817	0.2984	0.1037	0.10092	0.09899	0.028711	0.89540	0.37590	0.17800	0.33	0.66590	0.46720	0.0050	39.9550
69	Loma Prieta - Sunnyvale - Colton Ave. - 1989	6.93	RV-OBL	88	107.45	108.87	17.5	1.221	0.336	0.1768	0.1444	0.032848	0.026161	0.04004	0.011304	0.20390	0.17840	0.06270	0.9	0.81470	0.65400	0.0050	39.9500
70	Loma Prieta - UCSJ - 1989	6.93	RV-OBL	18.5	16.51	24.05	17.5	3.789	2.223	0.1274	0.1569	0.088342	0.060634	0.0518	0.059161	1.98270	0.62870	0.29230	0.16	0.21840	0.16980	0.0050	25.0050
71	Loma Prieta - UCSJ Lick Observatory - 1989	6.93	RV-OBL	18.4	16.34	23.93	17.5	4.417	3.604	0.1902	0.1789	0.10781	0.03783	0.05321	0.054955	2.86110	0.64500	0.40910	0.15	0.27600	0.14620	0.0050	39.9500
72	Loma Prieta - WAHO - 1989	6.93	RV-OBL	17.5	12.56	21.52	17.5	6.590	2.652	0.3137	0.3566	0.11996	0.067986	0.08536	0.040563	6.27240	1.25160	0.54780	0.12	0.27460	0.20890	0.0050	25.0050
73	Cape Mendocino - Petrolia - 1992	7.01	RV	8.2	4.51	10.52	7.0	1.166	0.527	0.2229	0.263	0.078782	0.21171	0.19275	0.059089	0.21820	0.13540	0.26140	0.32	0.92860	0.35620	0.0200	40.0000
74	Cape Mendocino - Rio Dell Overpass - FF - 1992	7.01	RV	14.3	22.64	24.55	9.6	5.385	1.917	0.4461	0.4275	0.10743	0.21854	0.20197	0.0717	2.48980	0.65720	0.21880	0.42	0.44170	0.49590	0.0200	36.0000
75	Cape Mendocino - Shelter Cove Airport - 1992	7.01	RV	28.8	36.28	37.5	9.6	2.242	0.533	0.0708	0.0649	0.020359	0.008448	0.02414	0.036343	0.55070	0.30910	0.07690	0.16	0.17870	0.17780	0.0200	36.0000
76	Landers - Amboy - 1992	7.28	SS	69	75.2	75.53	7.0	1.433	0.881	0.1867	0.204	0.1126	0.12079	0.08127	0.05854	0.75470	0.30700	0.20280	0.25	0.59200	0.39620	0.0200	50.0000
77	Landers - Baker Fire Station - 1992	7.28	SS	88	123.89	124.08	7.0	1.056	0.547	0.0954	0.1121	0.049421	0.058646	0.07991	0.045111	0.23970	0.17300	0.10940	0.24	0.49130	0.38780	0.0200	50.0000
78	Landers - Barstow - 1992	7.28	SS	35	94.77	95.02	7.0	1.327	0.644	0.2229	0.263	0.078782	0.21171	0.19275	0.059089	0.21820	0.13540	0.26140	0.32	0.92860	0.35620	0.0200	40.0000
79	Landers - Boron Fire Station - 1992	7.28	SS	90	142.58	142.76	7.0	1.166	0.527	0.1316	0.0983	0.051574	0.060695	0.042436	0.22550	0.18460	0.10100	0.8	0.63270	0.4510	0.0200	40.0000	
80	Landers - Desert Hot Springs - 1992	7.28	SS	21.8	27.33	28.21	7.0	1.676	1.638	0.2053	0.2134	0.098246	0.1264	0.067253	0.12696	0.70660	0.29710	0.26870	0.35	0.52710	0.30260	0.0200	40.0000
81	Landers - Indio - Coachella Canal - 1992	7.28	SS	63	120.99	121.19	7.0	1.200	0.546	0.0978	0.166	0.095628	0.040237	0.22132	0.038471	0.22840	0.18920	0.12680	0.18	0.50150	0.30660	0.0200	40.0000
82	Landers - Joshua Tree - 1992	7.28	SS	54	59.68	60.09	7.0	1.074	0.410	0.0977	0.1533	0.067462	0.047846	0.13513	0.035882	0.32980	0.18530	0.10170	0.42	0.91070	0.65910	0.0200	60.0000
83	Landers - Mission Creek Fault - 1992	7.28	SS	11.0	13.67	15.36	7.0	2.786	1.779	0.2796	0.4384	0.15281	0.092872	0.13386	0.088441	2.34820	0.57730	0.40810	0.7	0.78180	0.39720	0.0200	40.0000
84	Landers - Morongo Valley - 1992	7.28	SS	17.3	21.29	22.42	7.0	1.843	1.575	0.1697	0.2058	0.095197	0.096522	0.06442	0.033552	0.95930	0.29240	0.14140	0.095	0.38550	0.34890	0.0050	70.0000
85	Landers - North Palm Springs - 1992	7.28	SS	26.8	32.26	33.01	7.0	1.332	1.096	0.1125	0.1474	0.072909	0.056602	0.024181	0.63850	0.66700	0.23870	0.21060	0.24	0.52250	0.28330	0.0050	70.0000
86	Landers - Yermo Fire Station - 1992	7.28	SS	23.6	85.99	86.28	7.0	2.402	1.333	0.5241	0.3029	0.13107	0.44647	0.24984	0.056673	0.92420	0.36220	0.25280	0.28	0.90740	0.29660	0.0200	44.0000
87	Big Bear-01 - Big Bear Lake - Civic Center - 1992	6.46	SS	9.4	10.15	16.49	13.0	5.344	1.903	0.3515	0.2865	0.1157	0.041397	0.04129	0.030156	2.85610	0.54520	0.25850	0.32	0.28460	0.20700	0.0100	60.0100
88	Big Bear-01 - Desert Hot Springs - 1992	6.46	SS	41	40.46	42.49	13.0	2.210	1.175	0.1691	0.1942	0.10414	0.0293	0.02799	0.059258	0.61700	0.25340	0.15620	0.42	0.57020	0.37060	0.0200	60.0000
89	Big Bear-01 - Sage - Fire Station - 1992	6.46	SS	64	70.72	71.91	13.0	1.689	1.159	0.0306	0.0271	0.018126	0.002236	0.00298	0.001993	0.50170	0.28340	0.17170	0.133	0.11610	0.09490	0.0100	60.0100
90	Northridge-01 - Arleta - Northhoff Fire Sta - 1994	6.69	RV	8.7	11.1	20.72	17.5	3.375	5.418	0.4123	0.2359	0.18081	0.15352	0.10811	0.087034	1.52760	0.28480	0.07500	0.24	0.61370	0.28800	0.0200	40.0000
91	Northridge-01 - Beverly Hills - 12520 Mulhol - 1994	6.69	RV	18.4	16.27	23.89	17.5	6.052	3.082	0.4151	0.307	0.14275	0.087332	0.049	0.013315	2.99110	0.88260	0.56780	0.26	0.32270	0.19760	0.0100	23.9800
92	Northridge-01 - Big Tujunga - Angeles Nat F - 1994	6.69	RV	19.7	31.55	36.07	17.5	2.405	1.689	0.0818	0.129	0.038646	0.01143	0.00573	0.21480	0.21480	0.32870	0.16700	0.17	0.28720	0.16070	0.0100	29.9900
93	Northridge-01 - Burbank - Howard Rd - 1994	6.69	RV	16.9	23.18	29.05	17.5	1.602	0.832	0.087	0.0864	0.036484	0.022946	0.01845	0.015123	0.39200	0.26180	0.11300	0.2	0.32350	0.32340	0.0100	29.9900
94	Northridge-01 - Canoga Park - Topanga Can - 1994	6.69	RV	14.7	4.85	18.16	17.5	4.123	4.795	0.327	0.5186	0.14372	0.092937	0.20685	0.056003	2.78590	0.83440	0.62180	0.17	0.69010	0.22420	0.0100	24.9900

RECORD #	NAME		M	FAULT TYPE	DISTANCE		PGA		PGV		PGD		ARIAS INTENSITY		RMS		Ts (SA)		Tm		To		
	Epid [km]	HypD [km]			HypDepth [km]	PGA H [m/s <sup>2</sup> ]	PGA V [m/s <sup>2</sup> ]	PGV X [m/s]	PGV Y [m/s]	PGV Z [m/s]	PGD X [m]	PGD Y [m]	PGD Z [m]	IA H(V) [m/s <sup>2</sup> ]	IA V(Z) [m/s <sup>2</sup> ]	ARMVSH [m/s]	ARMSV [m/s]	MAX [s]	TmH [s]	TmV [s]	DT [s]	To [s]	
100	Northridge-01 - El Monte - Fairview Av - 1994	6.69	RV	45	50.83	53.76	17.5	1.597	0.579	0.0992	0.0899	0.028167	0.043012	0.019191	0.013897	0.31030	0.25530	0.10370	0.19	0.45200	0.30660	0.0100	34.9900
101	Northridge-01 - LA - Century City CC North - 1994	6.69	RV	23.4	20.22	22.76	17.5	2.508	1.133	0.2148	0.2536	0.088264	0.069984	0.059554	0.039083	1.17880	0.42900	0.18530	0.24	0.51620	0.37470	0.0200	40.0000
102	Northridge-01 - LA - N Westmoreland - 1994	6.69	RV	26.7	27.29	32.42	17.5	3.962	0.911	0.2127	0.2133	0.063778	0.023321	0.043511	0.011013	1.16700	0.50340	0.16850	0.22	0.33750	0.31570	0.0100	29.9900
103	Northridge-01 - LA - Saturn St - 1994	6.69	RV	27.0	25.52	30.95	17.5	4.655	0.949	0.3515	0.3968	0.076776	0.066712	0.065886	0.021557	1.11730	0.47000	0.16650	0.16	0.47270	0.46680	0.0100	31.5900
104	Northridge-01 - LA - UCLA Grounds - 1994	6.69	RV	22.5	18.62	25.55	17.5	4.648	2.599	0.2233	0.2247	0.10367	0.039989	0.074716	0.031349	1.64580	0.41390	0.22050	0.24	0.36630	0.30910	0.0200	60.0000
105	Northridge-01 - LA - W 15th St - 1994	6.69	RV	29.59	34.38	37.5	17.5	1.937	0.499	0.1182	0.1362	0.058663	0.058281	0.0336	0.014095	0.27990	0.20910	0.10780	0.28	0.58840	0.70860	0.0100	39.9900
106	Northridge-01 - LA - Wadsworth VA Hospital South - 1994	6.69	RV	23.6	19.55	26.24	17.5	3.755	1.400	0.2165	0.2359	0.037498	0.010274	0.042662	0.017610	0.24650	0.34900	0.16700	0.19	0.44620	0.51410	0.0050	55.1650
107	Northridge-01 - Moorpark - Fire Sta - 1994	6.69	RV	24.8	31.45	35.99	17.5	2.864	1.558	0.2054	0.2081	0.078606	0.043631	0.04142	0.020256	0.93820	0.38270	0.23280	0.26	0.47550	0.28600	0.0200	40.0000
108	Northridge-01 - Rancho Palos Verdes - Luconia - 1994	6.69	RV	54	55.62	58.31	17.5	1.636	0.736	0.1004	0.094	0.038891	0.007702	0.006873	0.24650	0.06080	0.20980	0.10420	0.29	0.39260	0.37390	0.0100	34.9900
109	Northridge-01 - San Gabriel - E Grand Ave - 1994	6.69	RV	39	44.32	47.65	17.5	2.512	0.720	0.0981	0.0991	0.037469	0.022481	0.01984	0.015138	0.44690	0.28240	0.14770	0.14	0.35900	0.31460	0.0100	34.9900
110	Northridge-01 - Santa Monica City Hall - 1994	6.69	RV	26.5	22.45	28.47	17.5	8.664	2.261	0.4241	0.2556	0.14985	0.07562	0.054762	0.34140	0.66660	0.23090	0.12	0.40760	0.45750	0.0200	40.0000	
111	Northridge-01 - Simi Valley - Katherine Rd - 1994	6.69	RV	13.4	12.18	21.32	17.5	8.667	3.943	0.4216	0.3849	0.13275	0.053884	0.05191	0.022252	3.58000	0.94590	0.52000	0.38	0.51890	0.23440	0.0100	24.9900
112	Northridge-01 - Sun Valley - Roscoe Blvd - 1994	6.69	RV	10.1	12.35	21.42	17.5	4.351	3.000	0.2251	0.3895	0.12694	0.080157	0.10251	0.051123	1.44430	0.54580	0.49490	0.19	0.77050	0.29020	0.0100	40.0000
113	Northridge-01 - Sylmar - Convener Sta East - 1994	6.69	RV	5.2	13.6	22.16	17.5	8.125	3.694	1.1977	0.7602	0.24779	0.35138	0.29819	0.076956	4.49580	0.83780	0.49360	0.18	0.75590	0.29590	0.0050	40.0000
114	Kobe, Japan - HK - 1995	6.90	SS	96	135.63	136.8	17.9	1.448	0.383	0.1594	0.1571	0.034013	0.031468	0.02007	0.009336	0.38950	0.17660	0.04810	0.6	0.61210	0.59400	0.0200	78.0000
115	Kobe, Japan - Kalgogawa - 1995	6.90	SS	22.5	24.2	30.1	17.9	3.382	1.549	0.191	0.282	0.10664	0.059488	0.09791	0.029639	1.68740	0.50720	0.20650	0.16	0.42450	0.39600	0.0100	40.9600
116	Kobe, Japan - Nishi-Akashi - 1995	6.90	SS	7.1	8.7	19.9	17.9	4.997	3.637	0.3801	0.3733	0.17621	0.09714	0.11485	0.057433	3.35200	0.71490	0.44930	0.46	0.49510	0.29140	0.0100	40.9600
117	Kobe, Japan - Shin-Osaka - 1995	6.90	SS	19.2	45.97	49.33	17.9	2.386	0.576	0.3853	0.2844	0.065064	0.087114	0.0779	0.022012	0.82630	0.35490	0.09490	0.667	0.76020	0.70760	0.0100	40.9600
118	Kocaeli, Turkey - Ambarli - 1999	7.51	SS	70	112.26	113.39	15.0	2.439	0.780	0.408	0.3387	0.087448	0.28924	0.26346	0.090281	1.00620	0.20440	0.07570	0.9	0.86870	0.56700	0.0050	150.4050
119	Kocaeli, Turkey - Arslanli - 1999	7.51	SS	13.5	53.68	56.02	15.0	2.147	0.841	0.1804	0.4034	0.087203	0.13935	0.36248	0.05642	0.28900	0.24530	0.15250	0.17	0.30650	0.36350	0.0050	30.0000
120	Kocaeli, Turkey - Atakoy - 1999	7.51	SS	58	99.69	100.97	15.0	1.606	0.650	0.2282	0.1647	0.076171	0.23936	0.11816	0.062093	1.28120	0.11490	0.05440	0.28	0.46260	0.51120	0.0050	133.1200
121	Kocaeli, Turkey - Bursa Tofas - 1999	7.51	SS	60	95.02	96.36	15.0	1.060	0.470	0.2019	0.227	0.10687	0.18311	0.10895	0.089495	0.49230	0.14900	0.06680	0.667	0.93030	0.91610	0.0050	138.5550
122	Kocaeli, Turkey - Cekirce - 1999	7.51	SS	67	107.98	109.16	15.0	1.754	0.563	0.1873	0.0969	0.073749	0.18616	0.07028	0.064695	0.47890	0.14170	0.05330	0.2	0.33920	0.29050	0.0050	149.0500
123	Kocaeli, Turkey - Duzce - 1999	7.51	SS	15.4	98.22	99.52	15.0	3.511	2.249	0.5999	0.473	0.20812	0.4496	0.17953	0.17341	1.32940	0.55260	0.31480	0.38	0.87940	0.57280	0.0050	271.8500
124	Kocaeli, Turkey - Fatih - 1999	7.51	SS	55	93.86	95.21	15.0	1.935	1.255	0.1888	0.1515	0.081429	0.17387	0.17385	0.081234	0.95750	0.19770	0.08270	0.55	0.47640	0.26540	0.0050	152.9900
125	Kocaeli, Turkey - Gonyuk - 1999	7.51	SS	32	77.63	79.27	15.0	1.294	1.122	0.0894	0.1068	0.11689	0.051091	0.04025	0.077631	0.25110	0.24810	0.18680	0.22	0.34120	0.53820	0.0050	25.4800
126	Kocaeli, Turkey - Izmit - 1999	7.51	SS	7	5.31	16.86	15.0	2.154	1.429	0.2304	0.3035	0.13356	0.10011	0.17463	0.067974	0.81310	0.41140	0.26940	0.28	0.58360	0.30380	0.0050	30.0000
127	Kocaeli, Turkey - Izmit - 1999	7.51	SS	31	39.82	42.92	15.0	1.336	0.775	0.1634	0.2043	0.069622	0.078805	0.17809	0.043472	0.42300	0.29680	0.15020	0.46	1.07870	0.46550	0.0050	30.0000
128	Kocaeli, Turkey - Zeytinburnu - 1999	7.51	SS	54	94.83	96.17	15.0	1.082	0.531	0.1888	0.1554	0.079424	0.13238	0.18558	0.087256	0.33830	0.12780	0.06380	0.44	0.62050	0.56670	0.0050	129.2800
129	Duzce, Turkey - Bolu - 1999	7.14	SS	12.0	41.27	43.58	10.0	0.868	1.987	0.5794	0.693	0.17651	0.23527	0.13823	0.14571	2.43010	0.52100	0.23280	0.32	0.78480	0.56190	0.0100	55.9000
130	Duzce, Turkey - Duzce - 1999	7.14	SS	6.6	1.61	14.09	10.0	5.252	3.505	0.6114	0.8513	0.23042	0.43004	0.52588	0.19776	2.92840	0.84060	0.52240	0.4	0.82500	0.23180	0.0050	25.8850
131	Duzce, Turkey - Lamont 534 - 1999	7.14	SS	9.2	29.27	32.44	10.0	2.525	0.914	0.1138	0.1663	0.076759	0.099864	0.07623	0.066443	1.01440	0.38690	0.15460	0.24	0.41750	0.29400	0.0100	42.3300
132	Duzce, Turkey - Lamont 534 - 1999	7.14	SS	8.0	27.74	31.07	10.0	1.563	0.650	0.132	0.1429	0.074663	0.080077	0.097076	0.076777	0.44750	0.29590	0.12010	0.26	0.35090	0.36560	0.0100	41.5000
133	Manjili, Iran - Abbar - 1990	7.37	SS	76	77.84	79.47	19.0	2.048	0.759	0.2108	0.6268	0.076838	0.086897	0.27779	0.072607	1.86640	0.62860	0.17280	0.3	1.51270	0.43970	0.0100	29.5000
134	Manjili, Iran - Qazvin - 1990	7.37	SS	50	84.03	85.54	19.0	1.805	0.929	0.158	0.1117	0.088805	0.03989	0.03494	0.041091	0.44970	0.21560	0.16800	0.24	0.49820	0.46230	0.0100	60.4300
135	Manjili, Iran - Tonekabun - 1990	7.37	SS	94	131.71	132.68	19.0	1.342	0.349	0.0927	0.1989	0.060068	0.046165	0.05982	0.024762	0.41180	0.26920	0.07990	0.75	0.91210	0.84520	0.0100	35.5000
136	Hector Mine - Hector - 1999	7.13	SS	11.7	26.53	30.38	5.0	3.304	1.474	0.2911	0.4255	0.12747	0.22959	0.14237	0.070592	1.86560	0.50710	0.22600	0.22	0.63460	0.39460	0.0100	45.3100
137	Hector Mine - India - Riverside Co Fair Grnds - 1999	7.13	SS	74	98.35	99.46	5.0	1.214	0.456	0.1525	0.1933	0.06649	0.091431	0.15256	0.037106	0.23990	0.12090	0.07090	0.28	1.49420	0.85270	0.0100	100.0000
138	Hector Mine - Joshua Tree - 1999	7.13	SS	31	52.29	54.34	5.0	1.861	1.188	0.1802	0.241	0.091658	0.073977	0.05489	0.0425	0.62010	0.27880	0.19440	0.35	0.58410	0.46310	0.0100	50.0000

## Código Programa Implementación (Verri 2011)

```

1 % *****
2 % main: Calcular Respuesta Dinámica Temporal
3 % LABDIN/FIUBA (c) 2011
4 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
5 % Version V3.2 Rev.
6 % *****
7 function [] = mainSERIE1TESIS()
8 PEERpath='PEER/nga_files/ath';
9
10 %*****
11 % DEFINICIÓN DE LA SERIE DE REGISTROS
12 %*****
13
14 SERIE='TESIS-SERIE1';
15 BuildRECORDS(SERIE,'SERIES/TESIS-SERIE 1.csv',PEERpath);
16
17 %*****
18 % DEFINIR PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA PRESA
19 %*****
20 % CANTIDAD DE MODELOS GEOMÉTRICOS
21 NGEOM=7;
22 Ho(1:NGEOM)=0;
23 Lo(1:NGEOM)=0;
24 Hw(1:NGEOM)=0;
25 slopeD(1:NGEOM)=0;
26 slopeU(1:NGEOM)=0;
27
28 geom=1;
29 GEOMETRY{geom}='H=50-5';
30 Ho(geom)=50; %[m] Altura Presa
31 Lo(geom)=250; %[m] Largo Presa
32 Hw(geom)=45; %ALTURA EMBALSE
33 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
34 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
35
36 geom=2;
37 GEOMETRY{geom}='H=90-5';
38 Ho(geom)=90; %[m] Altura Presa
39 Lo(geom)=450; %[m] Largo Presa
40 Hw(geom)=85; %ALTURA EMBALSE
41 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
42 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
43
44 geom=3;
45 GEOMETRY{geom}='H=120-5';
46 Ho(geom)=120; %[m] Altura Presa
47 Lo(geom)=600; %[m] Largo Presa
48 Hw(geom)=110; %ALTURA EMBALSE
49 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
50 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
51
52 geom=4;
53 GEOMETRY{geom}='H=150-5';
54 Ho(geom)=150; %[m] Altura Presa
55 Lo(geom)=750; %[m] Largo Presa

```

```
56 Hw(geom)=140; %ALTURA EMBALSE
57 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
58 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
59
60 geom=5;
61 GEOMETRY{geom}='H=200-5';
62 Ho(geom)=200; %[m] Altura Presa
63 Lo(geom)=1000; %[m] Largo Presa
64 Hw(geom)=190; %ALTURA EMBALSE
65 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
66 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
67
68 geom=6;
69 GEOMETRY{geom}='H=250-5';
70 Ho(geom)=250; %[m] Altura Presa
71 Lo(geom)=1250; %[m] Largo Presa
72 Hw(geom)=240; %ALTURA EMBALSE
73 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
74 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
75
76 geom=7;
77 GEOMETRY{geom}='H=300-5';
78 Ho(geom)=300; %[m] Altura Presa
79 Lo(geom)=1500; %[m] Largo Presa
80 Hw(geom)=290; %ALTURA EMBALSE
81 slopeD(geom)=1.8; % Pendiente Talud Aguas Abajo
82 slopeU(geom)=1.5; % Pendiente Talud Aguas ARRIBA
83
84 %*****
85 % DEFINIR PROPIEDADES DEL MATERIAL DE LA PRESA
86 %*****
87 % CANTIDAD DE MATERIALES
88 NMAT=4;
89 % Dimensionar Array de materiales
90 VSmag(1:NMAT)=0;
91 eo(1:NMAT)=0;
92 fiT(1:NMAT)=0;
93
94 % MATERIAL 1
95 mat=1;
96 MATERIAL{mat}='A1';
97 VSmag(mat)=520;
98 eo(mat)=0.31;
99 fiT(mat)=40*pi/180;
100
101 % MATERIAL 2
102 mat=2;
103 MATERIAL{mat}='B2';
104 VSmag(mat)=570;
105 eo(mat)=0.087;
106 fiT(mat)=44*pi/180;
107
108 % MATERIAL 3
109 mat=3;
110 MATERIAL{mat}='B1';
```

```

111 VSmax(mat)=515;
112 eo(mat)=0.28;
113 fiT(mat)=44*pi/180;
114
115 % MATERIAL 4
116 mat=4;
117 MATERIAL{mat}='A2';
118 VSmax(mat)=580;
119 eo(mat)=0.12;
120 fiT(mat)=40*pi/180;
121
122
123 % CALCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA PRESA Y MATERIAL
124 for i=1:NGEOM
125
126     for k=1:NMAT
127         MATGEO{k,i}=[MATERIAL{k}, '-', GEOMETRY{i}];
128         SetCFRD(MATGEO{k,i},VSmax(k),eo(k),fiT(k),Ho(i),Lo(i),Hw(i),slopeU(i),
slopeD(i));
129     end
130 end
131 %*****
132 % DEFINICIÓN DE NIVELES DE INTENSIDAD
133 %*****
134 NIM=12;
135
136 %DEFINIR FACTOR DE ESCALA DE REFERENCIA
137 IM_TYPE='IAH';
138 % DIMENSIONAR ARRAYS
139 IA(1:NIM)=0;
140 % DEFINICION NIVEL DE INTENSIDAD
141 IM{1}='0.5'; IA(1)=0.5;
142 IM{2}='0.75'; IA(2)=0.75;
143 IM{3}='1.0'; IA(3)=1.0;
144 IM{4}='1.5'; IA(4)=1.5;
145 IM{5}='2'; IA(5)=2;
146 IM{6}='3'; IA(6)=3;
147 IM{7}='4'; IA(7)=4;
148 IM{8}='6'; IA(8)=6;
149 IM{9}='8'; IA(9)=8;
150 IM{10}='10'; IA(10)=10;
151 IM{11}='12'; IA(11)=12;
152 IM{12}='15'; IA(12)=15;
153
154 %*****
155 % ANALISIS DE DEMANDA PARA CADA MATERIAL Y CADA NIVEL DE INTENSIDAD
156 %*****
157 for i=1:NGEOM
158     for j=1:NIM
159         for k=1:NMAT
160             % GENERAR LAS CLAVES DE CADA SERIE
161             KEY{j,k,i}=[SERIE, '-', MATGEO{k,i}, '-', IM{j}];
162             % CALCULAR LA RESPUESTA
163             GetRESPONSE(KEY{j,k,i},MATGEO{k,i},SERIE,IM_TYPE,IA(j));
164         end

```

165       **end**

166 **end**

167

168 **end**

169

```

1 % *****
2 % SetCFRD: Definir las propiedades mecánicas y dinámicas del problema
3 % LABDIN/FIUBA (c) 2012
4 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
5 % Version V3.0 Rev.
6 % *****
7 function [C_RECORD,Z_RECORD,M_RECORD] = SetCFRD(material,VSmax,eo,fiT,Ho,Lo,Hw,↵
slopeU,slopeD)
8 global g;
9 g=9.806650;
10 %-----
11 % ABRIR ARCHIVOS DE SALIDA
12 filename=strcat('DATA/CFRD-',material,'.mat');
13 fidC=fopen(filename,'w+');
14 filename=strcat('DATA/MODAL-',material,'.mat');
15 fidM=fopen(filename,'w+');
16
17 %-----
18 % DEFINIR DIMENSIONES DE ARREGLOS
19 NMH=9;% numero de modos transversales
20 NMV=9;% numero de modos longitudinales
21 NIP=7; % Puntos de integración vertical y horizontal
22 NB=8; % Numero de cuñas de falla analizadas
23 %-----
24 betaU=atan(1/slopeU); %[RAD] Angulo beta natural
25 betaD=atan(1/slopeD); %[RAD] Angulo beta natural
26 rho=2150; %[kg/m3] Densidad del enrocado
27 mu=0.25; % Coeficiente de Poisson
28 etha=(1+mu)/2;
29 TX=1.15;%FACTOR TRIAXIAL
30 fiP=atan(TX*tan(fiT)); %[RAD] Angulo de Friccion interna Plano
31
32 %-----
33 % GENERAR REGISTROS DE MODOS DE VIBRACION - VALLE RECTANGULAR
34 [WH,WV,LN]=GetMODES(VSmax,Ho,Lo,etha,NMH,NMV);
35
36 %fmax=max(max(WV))/(2*pi);
37 %fmin=min(min(WH(1:NMH,1:2:NMV)))/(2*pi);
38 %PARAMETROS DE LEPS
39 BL=6.6;
40 pref=10000;
41 rhoW=1000; %[kg/m3] Densidad del agua
42
43 % CALCULO FIP PARA EMBALSE LLENO
44 fiL=fiT-BL*log10(g*rhoW*Hw/pref)*pi/180;%rho, rhoW en [kgf/m3]; z en [m]gf/m3
45
46
47
48 %-----
49 % REGISTRO DE PROPIEDADES CFRD
50 C_RECORD=[NMH,NMV,NB,NIP,Ho,Hw,Lo,slopeU,slopeD,betaU,betaD,eo,rho,rhoW,mu,etha,↵
VSmax,fiP,TX,fiT,BL,fiL,g];
51 fprintf(1,'%5s - WRITTING C-RECORD \n',' ');
52 fwrite(fidC,C_RECORD,'float64');
53

```

---

```
54
55 fprintf(1,'%5s - WRITTING M-RECORD NMH=%d NMV=%d \n',' ',NMH,NMV);
56 fwrite(fidM,WH,'float64');
57 fwrite(fidM,WV,'float64');
58 fwrite(fidM,LN,'float64');
59 fclose all;
60
61 end
62
63
64
```

```

1 % *****
2 % main: Calcular Respuesta Dinámica Temporal
3 % LABDIN/FIUBA (c) 2012
4 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
5 % Version V3.2 Rev. 27/06/2012
6 % *****
7 function [EQ,CFRD,MESH] = GetRESPONSE(key,material,serie,IM_TYPE,IM_VALUE)
8 tic;
9 global g;
10 g=9.806650;
11 %DEFINIR PARAMETROS DE DAMPING
12 MAXIT=4;% Iteraciones para Damping
13 if nargin<4
14     IM_TYPE='N/S';
15     IM_VALUE=1;
16 end
17 [cinfo, maxsize, ordering] = computer;
18 fprintf(1,'> OPENING FILES cinfo=%s maxsize=%g ordering=%s\n',cinfo,maxsize,
ordering);
19 if ordering=='L'
20     ORD='l';
21 else
22     ORD='b';
23 end
24 %-----
25 % ABRIR ARCHIVOS DE ENTRADA
26 fidC=fopen(strcat('DATA/CFRD-',material,'.mat'),'r+',ORD);
27 fidM=fopen(strcat('DATA/MODAL-',material,'.mat'),'r+',ORD);
28
29 fidR=fopen(strcat('SERIES/RECORDS-',serie,'.mat'),'r+',ORD);
30 fidF=fopen(strcat('SERIES/FOURIER-',serie,'.mat'),'r+',ORD);
31 fidX=fopen(strcat('SERIES/INDEX-',serie,'.mat'),'r+',ORD);
32
33 %-----
34 % ABRIR ARCHIVOS DE SALIDA
35 fidT=fopen(strcat('OUTPUT/SDOF-',key,'.mat'),'w+',ORD);
36 fidO=fopen(strcat('OUTPUT/OUTPUT-',key,'.CSV'),'w+',ORD);
37
38 % HEADERS Y FORMATOS DE ARCHIVO DE SALIDA ASCII
39 D=' ';
40 OUT_HEADER=[];
41 OUT_FMT=[];
42 OUT_DATA=[];
43 OH{1}=['RCSEQ',D,'REC',D,'NP',D,'NFFT',D,'NUP',D,'DT',D,'DF',D,'To',D];
44 FH{1}=['%5d',D,'%5d',D,'%5d',D,'%6d',D,'%5d',D,'%6.5f',D,'%5.4f',D,'%5.4f',D];
45 OH{2}=['PGAHg(NS)',D,'PGAVg(NS)',D,'IAHg(NS)',D,'IAVg(NS)',D,'TmH(NS)',D,'TmV
(NS)',D,'ARMSHg(NS)',D,'ARMSVg(NS)',D];
46 FH{2}=['%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%
6.4f',D];
47 OH{3}=['IAS',D,'IM_VALUE',D,'FE',D];
48 FH{3}=['%d',D,'%5.3f',D,'%3.2f',D];
49 OH{4}=['PGAHg(S)',D,'PGAVg(S)',D,'IAHg(S)',D,'IAVg(S)',D,'TmH(S)',D,'TmV(S)',
D,'ARMSHg(S)',D,'ARMSVg(S)',D];
50 FH{4}=['%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%6.4f',D,'%
6.4f',D];

```

```

51 OH{5}=[ 'SHmax',D,'SVmax',D,'XCHmax',D,'XCVmax',D];
52 FH{5}=[ '%5.3f',D,'%5.3f',D,'%5.3f',D,'%5.3f',D];
53 OH{6}=[ 'uUmax',D,'uDmax',D,'uWmax',D,'Dw0max',D,'DwWmax',D,'Dv0max',D,'DvWmax',↵
D];
54 FH{6}=[ '%4.3f',D,'%4.3f',D,'%4.3f',D,'%4.3f',D,'%4.3f',D,'%4.3f',D];
55 OH{7}=[ 'H0',D,'L0',D,'LAMBDA',D,'HW',D,'slopeU',D,'slopeD',D];
56 FH{7}=[ '%5.2f',D,'%5.2f',D,'%4.2f',D,'%5.2f',D,'%3.2f',D,'%3.2f',D];
57 OH{8}=[ 'VSmax',D,'fiT',D];
58 FH{8}=[ '%6.2f',D,'%4.2f',D];
59 OH{9}=[ 'key' ];
60 FH{9}=[ 's' ];
61
62 for j=1:length(OH)
63     OUT_HEADER=[OUT_HEADER,OH{j}];
64     OUT_FMT=[OUT_FMT,FH{j}];
65 end
66 OUT_HEADER=[OUT_HEADER,'\n'];
67 OUT_FMT=[OUT_FMT,'\n'];
68 fprintf(fidO,'%s\n',OUT_HEADER);
69 clear('OH','FH','D');
70 %-----
71 % RECUPERAR REGISTRO DE INDICE (IDX-RECORD)
72 IDX_RECORD=fread(fidX,5,'integer*4');
73 NFP=IDX_RECORD(1);
74 NFF=IDX_RECORD(2);
75 NFT=IDX_RECORD(3);
76 NFC=IDX_RECORD(4);
77 NR=IDX_RECORD(5);
78 fprintf(1,'> READING IDX-RECORD NFP=%d NFF=%d NFT=%d NR=%d key:%12s\n',NFP,NFF,↵
NFT,NR,key);
79 clear('IDX_RECORD');
80
81 %-----
82 % RECUPERAR REGISTROS C-RECORD
83 fprintf(1,'%5s - READING C_RECORD (CFRD)\n',' ');
84 %C_RECORD=[NMH,NMV,NB,NIP,Ho,Hw,Lo,slopeU,slopeD,betaU,betaD,eo,rho,rhoW,mu,etha,↵
VSmax,fiP,TX,fiT,BL,fiL,g];
85 C_RECORD=fread(fidC,NFC,'float64');
86 CFRD.NMH=C_RECORD(1);
87 CFRD.NMV=C_RECORD(2);
88 CFRD.NB=C_RECORD(3);
89 CFRD.NIP=C_RECORD(4);
90 CFRD.Ho=C_RECORD(5);
91 CFRD.Hw=C_RECORD(6);
92 CFRD.Lo=C_RECORD(7);
93
94 CFRD.Lambda=CFRD.Lo/CFRD.Ho;
95
96 CFRD.slopeU=C_RECORD(8);
97 CFRD.slopeD=C_RECORD(9);
98 CFRD.betaU=C_RECORD(10);
99 CFRD.betaD=C_RECORD(11);
100 CFRD.eo=C_RECORD(12);
101 CFRD.rho=C_RECORD(13);
102 CFRD.rhoW=C_RECORD(14);

```

```

103
104 CFRD.mu=C_RECORD(15);
105 CFRD.etha=C_RECORD(16);
106 CFRD.VSmax=C_RECORD(17);
107 CFRD.fiP=C_RECORD(18);
108 CFRD.TX=C_RECORD(19);
109 CFRD.fiT=C_RECORD(20)*180/pi;
110 CFRD.BL=C_RECORD(21);
111 CFRD.fiL=C_RECORD(22);
112 CFRD.g=C_RECORD(23);
113
114 clear('C_RECORD');
115
116 fprintf(1,'%5s - READING M_RECORD (MODAL) NMH=%d NMV=%d \n',' ',CFRD.NMH,CFRD.
NMV);
117 CFRD.WH=fread(fidM,[CFRD.NMH,CFRD.NMV],'float64');
118 CFRD.WV=fread(fidM,[CFRD.NMH,CFRD.NMV],'float64');
119 CFRD.LN=fread(fidM,[CFRD.NMH,CFRD.NMV],'float64');
120 %-----
121 %  GENERAR ARRAY DE FUNCIONES DE FORMA
122 MESH=SetMESH(CFRD);
123
124 %-----
125 %  RECUPERAR REGISTROS P-RECORD
126 fprintf(1,'%5s - READING P_RECORD (PROPERTIES)\n',' ');
127 P_RECORD=fread(fidR,NFP,'float64');
128 rec=P_RECORD(2);
129 EQ.RCSEQ=P_RECORD(1);
130
131 while notfeof(fidR)%||not isempty(P_RECORD)
132
133
134     fprintf(1,'%5s - READING PROPERTIES REC # %d RCSEQ # %d \n',' ',P_RECORD(2),
P_RECORD(1));
135     fprintf(1,'>
-----\n>
PROCESSING RECORD # %d\n',rec);
136     %-----
137     %  RECUPERAR REGISTROS P-RECORD
138     %P_RECORD=[RCSEQ,rec,NP,NFFT,NUP,DT,DF,To,PGAHgo,PGAVgo,IAHgo,IAVgo,TmH,TmV,
ARMSHg,ARMSVg]; %16 CAMPOS RESERVADOS
139
140     EQ.RCSEQ=P_RECORD(1);
141     rec=P_RECORD(2);
142     EQ.NP=P_RECORD(3);
143     EQ.NFFT=P_RECORD(4);
144     EQ.NUP=P_RECORD(5);
145     EQ.DT=P_RECORD(6);
146     EQ.DF=P_RECORD(7);
147     EQ.To=P_RECORD(8);
148     PGAHgo=P_RECORD(9);
149     PGAVgo=P_RECORD(10);
150     IAHgo=P_RECORD(11);
151     IAVgo=P_RECORD(12);
152     TmHo=P_RECORD(13);

```

```

153     TmVo=P_RECORD(14);
154     ARMSHgo=P_RECORD(15);
155     ARMSVgo=P_RECORD(16);
156     OUT_DATA(1:16)=P_RECORD(1:16);
157     clear('P_RECORD');
158
159
160
161     %-----
162     %DIMENSIONADO DE REGISTROS
163
164
165     %-----
166     % CALCULAR FACTOR DE ESCALA DE REGISTROS
167     fprintf(1,'%5s - ORIGINAL RECORD RCSEQ #%d PGAH=%5.4f PGAV=%5.4f IAH=%5.4f IAV=%5.4f ARMSH=%5.4f ARMSV=%5.4f TmH=%5.4f TmV=%5.4f\n', ' ', EQ.RCSEQ, PGAHgo, PGAVgo, IAHgo, IAVgo, ARMSHgo, ARMSVgo, TmHo, TmVo);
168
169     if strcmp(IM_TYPE, 'PGAH')
170         IAS=1;
171         IMo=PGAHgo;
172     elseif strcmp(IM_TYPE, 'PGAV')
173         IAS=2;
174         IMo=PGAVgo;
175     elseif strcmp(IM_TYPE, 'IAH')
176         IAS=3;
177         IMo=IAHgo;
178     elseif strcmp(IM_TYPE, 'IAV')
179         IAS=4;
180         IMo=IAVgo;
181     else %strcmp(IM_TYPE, 'N/S')
182         IAS=0;
183         IMo=0;
184     end
185
186     if IAS==1 || IAS==2
187         EQ.FE=IM_VALUE/IMo;
188
189     elseif IAS==3 || IAS==4
190         EQ.FE=sqrt(IM_VALUE/IMo);
191     else
192         EQ.FE=1;
193     end
194     fprintf(1,'%5s - SCALING FACTORS RCSEQ #%d IM_TYPE=%5s IM_VALUE=%5.4f FE(PGA)=%5.4f\n', ' ', EQ.RCSEQ, IM_TYPE, IM_VALUE, EQ.FE);
195
196
197     %-----
198     % RECUPERAR Y ESCALAR REGISTROS F-RECORD
199     fprintf(1,'%5s - READING FOURIER DATA RCSEQ #%d NP=%d NFFT=%d NUP=%d\n', ' ', EQ.RCSEQ, EQ.NP, EQ.NFFT, EQ.NUP);
200     F_RECORD=fread(fidF, [NFF, EQ.NUP], 'float64');
201     RH=EQ.FE*F_RECORD(1,1:EQ.NUP);
202     IH=EQ.FE*F_RECORD(2,1:EQ.NUP);
203     RV=EQ.FE*F_RECORD(3,1:EQ.NUP);

```

```

204     IV=EQ.FE*F_RECORD(4,1:EQ.NUP);
205     EQ.fo=F_RECORD(5,1:EQ.NUP);
206
207     EQ.AWHg=complex(RH,IH);
208     EQ.AWVg=complex(RV,IV);
209     clear('F_RECORD','RH','RV','IH','IV');
210     clear('fo');
211     OUT_DATA(17:19)=[IAS,IM_VALUE,EQ.FE];
212
213     %-----
214     % CALCULAR PROPIEDADES REGISTRO ESCALADO EN GROUND
215     EQ.ARMSHg=GetRMSW(EQ.AWHg,EQ.NP,EQ.NFFT,EQ.NUP);
216     EQ.ARMSVg=GetRMSW(EQ.AWVg,EQ.NP,EQ.NFFT,EQ.NUP);
217     EQ.PGAHg=EQ.FE*PGAHgo;
218     EQ.PGAVg=EQ.FE*PGAVgo;
219     EQ.TmH=GetTm(EQ.AWHg,EQ.fo,EQ.DT,EQ.NUP);
220     EQ.TmV=GetTm(EQ.AWVg,EQ.fo,EQ.DT,EQ.NUP);
221     EQ.IAHg=EQ.To*(EQ.ARMSHg^2)*pi/(2*g);
222     EQ.IAVg=EQ.To*(EQ.ARMSVg^2)*pi/(2*g);
223     fprintf(1,'%5s - SCALED RECORD RCSEQ #d PGAH=%5.4f PGAV=%5.4f IAH=%5.4f IAV=%5.4f ARMSH=%5.4f ARMSV=%5.4f TmH=%5.4f TmV=%5.4f\n',' ',EQ.RCSEQ,EQ.PGAHg,EQ.PGAVg,EQ.IAHg,EQ.IAVg,EQ.ARMSHg,EQ.ARMSVg,EQ.TmH,EQ.TmV);
224     OUT_DATA(20:27)=[EQ.PGAHg,EQ.PGAVg,EQ.IAHg,EQ.IAVg,EQ.TmH,EQ.TmV,EQ.ARMSHg,EQ.ARMSVg];
225
226
227
228     %-----
229     % ESTIMAR FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO MODAL
230
231     fprintf(1,'%5s - GETTING DAMPING RCSEQ #d MAXIT=%2d\n',' ',EQ.RCSEQ,MAXIT);
232     % GENERAR GUESS DAMPING
233     for n=1:CFRD.NMH
234         for q=1:CFRD.NMV
235             EQ.SH(n,q)=0.4;
236             EQ.SV(n,q)=0.4;
237         end %q
238     end %n
239     %GENERAR GUESS FRECUENCIAS
240     EQ.WH=CFRD.WH;
241     EQ.WV=CFRD.WV;
242
243     % CALCULO ITERATIVO DE LA DISTORSION Y EL DAMPING
244     for it=1:MAXIT
245         % EFECTUAR ITERACION No it
246         [EQ]=GetGRMS(EQ,CFRD,MESH);
247
248         fprintf(1,'%15s - ITERATION #d max(SH)=%4.3f max(SV)=%4.3f max(XCH)=%4.3f max(XCV)=%4.3f\n',' ',it,EQ.SHmax,EQ.SVmax,EQ.XCHmax,EQ.XCVmax);
249     end
250     OUT_DATA(28:31)=[EQ.SHmax,EQ.SVmax,EQ.XCHmax,EQ.XCVmax];
251
252     %-----
253     % CALCULAR RESPUESTA DEL OSCILADOR LINEAL
254     [EQ] = GetSDOF(EQ,CFRD,MESH);

```

```

255
256 %-----
257 % CALCULAR FACTOR AMPLIFICACIÓN INSTANTÁNEA CUÑA EMBALSE VACÍO
258 [EQ] = GetAF(EQ,CFRD,MESH);
259
260
261 %-----
262 % CALCULAR DESPLAZAMIENTOS DE NEWMARK
263 fprintf(1,'%5s - GETTING NEWMARK DISPLACEMENTS RCSEQ #d\n',' ',EQ.RCSEQ);
264 [EQ]=GetNDISP(EQ,MESH);
265 fprintf(1,'%15s - Newmark Displacement (U) Dw0max=%4.3f DwWmax=%4.3f Dv0max=%4.3f DvWmax=%4.3f\n',' ',max(EQ.Dw0max),max(EQ.DwWmax),max(EQ.Dv0max),max(EQ.DvWmax));
266
267
268 OUT_DATA(32:38)=[EQ.uUMAX,EQ.uDMAX,EQ.uWMAX,EQ.Dw0MAX,EQ.DwWMAX,EQ.Dv0MAX,EQ.DvWMAX];
269 %OH{6}=[ 'uUmax',D, 'uDmax',D, 'uWmax',D, 'Dw0max',D, 'DwWmax',D, 'Dv0max',D, 'DvWmax'];
270
271 % ADJUNTAR CLAVE SERIE MATERIAL
272 LKEY=length(key);
273
274 OUT_DATA(39:44)=[CFRD.Ho,CFRD.Lo,CFRD.Lambda,CFRD.Hw,CFRD.slopeU,CFRD.slopeD];
275
276 OUT_DATA(45:46)=[CFRD.VSmax,CFRD.fiT];
277
278 fprintf(fidO,OUT_FMT,OUT_DATA,key);
279
280 rec=rec+1;
281 %-----
282 % LIMPIAR BASURA
283 clear
284 ('fo','AWHg','AWVg','IAHg','IAVg','ARMSHg','ARMSVg','TmH','TmV','PGAHg','PGAVg');
285 clear('F_RECORD','EQ');
286 clear('OUT_DATA');
287
288 %-----
289 % RECUPERAR REGISTROS P-RECORD
290 P_RECORD=fread(fidR,NFP,'float64');
291
292 end %while
293
294 toc;
295 fclose all;
296
297
298 % *****
299 % GetNDISP: Calcular desplazamientos de Newmark
300 % LABDIN/FIUBA (c) 2012
301 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
302 % Version V3.00 Rev.
303 % *****

```

```

304 function [eq]=GetNDISP(eq,mesh)
305 DT=eq.DT;
306
307 NIP=mesh.NIP;
308 NP=eq.NP;
309
310 for k=1:NIP
311     % INICIALIZAR ARREGLOS
312     Dw0(1:NP)=0;
313     DwW(1:NP)=0;
314     Dv0(1:NP)=0;
315     DvW(1:NP)=0;
316     uU(1:NP)=0;
317     uD(1:NP)=0;
318     uW(1:NP)=0;
319
320     % ACELERACIONES RELATIVAS INSTANTANEAS DE LA SECCION K
321     ATmU=eq.ATmU{k};
322     ATmD=eq.ATmD{k};
323     ATmW=eq.ATmW{k};
324
325     % ACELERACIONES CRITICAS INSTANTANEAS DE LA SECCION K
326     QyU=eq.QyU{k};
327     QyD=eq.QyD{k};
328     QyW=eq.QyW{k};
329
330     % INDICES DE CUÑA CRÍTICA
331     bCU=eq.betaCU{k};
332     bCD=eq.betaCD{k};
333     bCW=eq.betaCW{k};
334
335     % CALCULAR DESPLAZAMIENTOS DE NEWMARK
336     uU=GetNEWMARK(ATmU,DT,QyU);
337     uD=GetNEWMARK(ATmD,DT,QyD);
338     uW=GetNEWMARK(ATmW,DT,QyW);
339
340     % COMPONER DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES
341     for t=1:NP
342         Dw0(t)=uU(t)*sin(bCU(t))+uD(t)*sin(bCD(t));
343         DwW(t)=uW(t)*sin(bCW(t))+uD(t)*sin(bCD(t));
344         Dv0(t)=uU(t)*cos(bCU(t))-uD(t)*cos(bCD(t));
345         DvW(t)=uW(t)*cos(bCW(t))-uD(t)*cos(bCD(t));
346     end %t
347
348     eq.Dw0{k}=Dw0;
349     eq.DwW{k}=DwW;
350     eq.Dv0{k}=Dv0;
351     eq.DvW{k}=DvW;
352
353     eq.uU{k}=uU;
354     eq.uD{k}=uD;
355     eq.uW{k}=uW;
356
357     eq.uUmax(k)=max(uU);
358     eq.uDmax(k)=max(uD);

```

```
359     eq.uWmax(k)=max(uW);
360
361     eq.Dw0max(k)=max(Dw0);
362     eq.DwWmax(k)=max(DwW);
363     eq.Dv0max(k)=max(abs(Dv0));
364     eq.DvWmax(k)=max(abs(DvW));
365
366 end %j
367 eq.uUMAX=max(eq.uUmax);
368 eq.uDMAX=max(eq.uDmax);
369 eq.uWMAX=max(eq.uWmax);
370
371 eq.Dw0MAX=max(eq.Dw0max);
372 eq.DwWMAX=max(eq.DwWmax);
373 eq.Dv0MAX=max(eq.Dv0max);
374 eq.DvWMAX=max( eq.DvWmax);
375 end
376
377 % *****
378 % GetMDAMP: Estimar matriz de amortiguamiento modal
379 % LABDIN/FIUBA (c) 2011
380 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
381 % Version V3.01 checked xmcd: OK
382 % *****
383 function [eq]=GetGRMS(eq,cfrd,mesh)
384
385 BZn=[2.404825557695773 5.5200781102863115 8.653727912911013 11.791534439014281✓
14.930917708487787 18.071063967910924 21.21163662987926 24.352471530749302✓
27.493479132040253 30.634606468431976 33.77582021357357 36.917098353664045✓
40.05842576462824 43.19979171317673 46.341188371661815 49.482609897397815✓
52.624051841115 55.76551075501998 58.90698392608094 62.048469190227166];
386
387 %complejo
388 i=sqrt(-1);
389 Wo=2*pi*eq.fo;
390
391 % reading data
392 NUP=eq.NUP;
393 NP=eq.NP;
394 NFFT=eq.NFFT;
395 NMH=cfrd.NMH;
396 NMV=cfrd.NMV;
397 Ho=cfrd.Ho;
398 Lo=cfrd.Lo;
399 VS=cfrd.VSmax;
400 etha=cfrd.etha;
401
402 % RECUPARAR VALORES DE ITERACION ANTERIOR
403 SH=eq.SH;
404 SV=eq.SV;
405 WH=eq.WH;
406 WV=eq.WV;
407 DFIZm=mesh.DFIZnorm;
408 DFIXm=mesh.DFIXnorm;
409
```

```

410 %INICIALIZAR REGISTROS
411 eq.SH(1:NMH,1:NMV)=0;
412 eq.SV(1:NMH,1:NMV)=0;
413 eq.XCH(1:NMH,1:NMV)=0;
414 eq.XCV(1:NMH,1:NMV)=0;
415 eq.WH(1:NMH,1:NMV)=0;
416 eq.WV(1:NMH,1:NMV)=0;
417 eq.GRMSH(1:NMH,1:NMV)=0;
418 eq.GRMSV(1:NMH,1:NMV)=0;
419
420 GH(1:NUP)=0;
421 GV(1:NUP)=0;
422
423 for n=1:NMH
424     for q=1:2:NMV
425
426         % CALCULAR DISTORSION RMS
427         GH(1:NUP)=0;
428         GV(1:NUP)=0;
429         for r=1:NUP
430             GH(r)=DFIZm(n,q)*eq.AWHg(r)*(-cfrd.LN(n,q))/(WH(n,q)^2-Wo(r)^2+2*SH(
(n,q)*WH(n,q)*Wo(r)*i);
431             GV(r)=DFIXm(n,q)*eq.AWVg(r)*(-cfrd.LN(n,q))/(WV(n,q)^2-Wo(r)^2+2*SV(
(n,q)*WV(n,q)*Wo(r)*i);
432         end %r
433         eq.GRMSH(n,q)=GetRMSW(GH,NP,NFFT,NUP); % ROWVECTOR=true
434         eq.GRMSV(n,q)=GetRMSW(GV,NP,NFFT,NUP); % ROWVECTOR=true
435
436         % CALCULAR AMORTIGUAMIENTO MODAL SEED
437         eq.SH(n,q)=0.05+0.23*eq.GRMSH(n,q)/(eq.GRMSH(n,q)+0.00156);
438         eq.SV(n,q)=0.05+0.23*eq.GRMSV(n,q)/(eq.GRMSV(n,q)+0.00156);
439
440         % CALCULAR FACTOR DE CORRECCION
441         eq.XCH(n,q)=0.00156/(eq.GRMSH(n,q)+0.00156);
442         eq.XCV(n,q)=0.00156/(eq.GRMSV(n,q)+0.00156);
443
444         %CORREGIR FRECUENCIAS NATURALES
445         eq.WH(n,q)=sqrt(eq.XCH(n,q))*VS/Ho*sqrt(BZn(n)^2+(q*pi*Ho/Lo)^2);
446         eq.WV(n,q)=sqrt(eq.XCV(n,q))*VS/(Ho*etha)*sqrt(BZn(n)^2+(q*pi*etha*Ho/Lo)
^2);
447     end %q
448 end %n
449
450 eq.SHmax=100*max(max(eq.SH));
451 eq.SVmax=100*max(max(eq.SV));
452 eq.XCHmax=100*min(min(eq.XCH));
453 eq.XCVmax=100*min(min(eq.XCV));
454
455
456 end %function
457
458
459 % *****
460 % GetSDOF: Calcular respuesta dinámica 2D
461 % LABDIN/FIUBA (c) 2012

```

```

462 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
463 % Version V2.50 Rev. checked xmcd: OK
464 % *****
465 function [eq]=GetSDOF(eq,cfrd,mesh)
466 %complejo
467 i=sqrt(-1);
468 Wo=2*pi*eq.fo;
469
470 % LEER DIMENSIONES
471 NMH=cfrd.NMH;
472 NMV=cfrd.NMV;
473 NUP=eq.NUP;
474 NFFT=eq.NFFT;
475 NIP=mesh.NIP;
476
477 % INICIALIZAR ARREGLOS
478 AWHa(1:NUP)=0;
479 AWVa(1:NUP)=0;
480 eq.PGAHa(1:NIP,1:NIP)=0;
481 eq.PGAVa(1:NIP,1:NIP)=0;
482 for j=1:NIP
483     for k=1:NIP
484         FI=mesh.FI{j,k};
485         AWHa(1:NUP)=0;
486         AWVa(1:NUP)=0;
487         for r=1:NUP
488             SUMH=0;
489             SUMV=0;
490             for n=1:NMH
491                 for q=1:2:NMV
492                     SUMH=SUMH+FI(n,q)*(-cfrd.LN(n,q))/(eq.WH(n,q)^2-Wo(r)^2+2*eq.
SH(n,q)*eq.WH(n,q)*Wo(r)*i);
493                     SUMV=SUMV+FI(n,q)*(-cfrd.LN(n,q))/(eq.WV(n,q)^2-Wo(r)^2+2*eq.
SV(n,q)*eq.WV(n,q)*Wo(r)*i);
494                 end %q
495             end %n
496             AWHa(r)=(1+SUMH*Wo(r)^2)*eq.AWHg(r);
497             AWVa(r)=(1+SUMV*Wo(r)^2)*eq.AWVg(r);
498         end %r
499         ATHa=ifft(AWHa(1:NUP),NFFT,'symmetric');
500         ATVa=ifft(AWVa(1:NUP),NFFT,'symmetric');
501         eq.ATHa{j,k}=ATHa;
502         eq.ATVa{j,k}=ATVa;
503         eq.PGAHa(j,k)=max(abs(ATHa));
504         eq.PGAVa(j,k)=max(abs(ATVa));
505         clear('ATHa','ATVa','AWHa','AWVa');
506     end%k
507 end%j
508
509 end
510
511 % *****
512 % SetMESH: Calcular funciones de forma y derivadas en nodos de malla
513 % LABDIN/FIUBA (c) 2011
514 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar

```

```

515 % Version V3.10 Rev.
516 % *****
517 function [mesh]=SetMESH(cfrd)
518 % Raices de Bessel
519 BZn=[2.404825557695773 5.5200781102863115 8.653727912911013 11.791534439014281✓
14.930917708487787 18.071063967910924 21.21163662987926 24.352471530749302✓
27.493479132040253 30.634606468431976 33.77582021357357 36.917098353664045✓
40.05842576462824 43.19979171317673 46.341188371661815 49.482609897397815✓
52.624051841115 55.76551075501998 58.90698392608094 62.048469190227166];
520
521 NMH=cfrd.NMH;
522 NMV=cfrd.NMV;
523 Ho=cfrd.Ho;
524 Lo=cfrd.Lo;
525 NIP=cfrd.NIP;
526 Xo(1:NIP)=0;
527 Zo(1:NIP)=0;
528
529 mesh.DFIXnorm(1:NIP,1:NIP)=0;
530 mesh.DFIZnorm(1:NIP,1:NIP)=0;
531 FI(1:NMH,1:NMV)=0;
532 DFIZ(1:NMH,1:NMV)=0;
533 DFIX(1:NMH,1:NMV)=0;
534 AZ(1:NIP,1:NIP)=0;
535 AX(1:NIP,1:NIP)=0;
536
537 Zo(1)=Ho;
538 Zo(NIP)=0;
539 for s=0:NIP-3
540     Zo(s+2)=Ho*(1-(s+1/2)/(NIP-2));
541 end
542
543 % funciones válidas sólo para x [0,L]
544 Xo(1)=0;
545 Xo(NIP)=Lo/2;% Solucion simétrica: La presa solo se analiza hasa X=L/2.
546 for s=2:NIP-1
547
548     Xo(s)=Xo(1)+(Xo(NIP)-Xo(1))/(NIP-1)*(s-1);
549 end
550
551 for j=1:NIP
552     for k=1:NIP
553         FI(1:NMH,1:NMV)=0;
554         DFIZ(1:NMH,1:NMV)=0;
555         DFIX(1:NMH,1:NMV)=0;
556         for n=1:NMH
557             for q=1:NMV
558                 FI(n,q)=besselj(0,BZn(n)*Zo(j)/Ho)*sin(q*pi*Xo(k)/Lo);
559                 % funciones válidas sólo para x [0,L]
560                 DFIZ(n,q)=-BZn(n)/Ho*sin(q*pi*Xo(k)/Lo)*besselj(1,BZn(n)*Zo(j)✓
/Lo);
561                 DFIX(n,q)=+q*pi/Lo*cos(q*pi*Xo(k)/Lo)*besselj(0,BZn(n)*Zo(j)/Ho);
562             end %q
563         end %n
564         mesh.FI{j,k}=FI;

```

```

565     mesh.DFIZ{j,k}=DFIZ;
566     mesh.DFIX{j,k}=DFIX;
567
568     end%k
569 end%j
570
571 for n=1:NMH
572     for q=1:NMV
573         AZ(1:NIP,1:NIP)=0;
574         AX(1:NIP,1:NIP)=0;
575         for j=1:NIP
576             for k=1:NIP
577                 % funciones válidas sólo para x [0,L]
578                 AZ(j,k)=-BZn(n)/Ho*sin(q*pi*Xo(k)/Lo)*besselj(1,BZn(n)*Zo(j)/Ho);
579                 AX(j,k)=+q*pi/Lo*cos(q*pi*Xo(k)/Lo)*besselj(0,BZn(n)*Zo(j)/Ho);
580             end%k
581         end%j
582         mesh.DFIZnorm(n,q)=norm(AZ,2);
583         mesh.DFIXnorm(n,q)=norm(AX,2);
584     end %q
585 end %n
586
587 mesh.NIP=NIP;
588 mesh.Xo=Xo;
589 mesh.Zo=Zo;
590
591 end
592
593
594 % *****
595 % GetAF: Calcular Respuesta Dinámica de la cuña de falla
596 % LABDIN/FIUBA (c) 2012
597 % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
598 % Version V3.0 Rev.
599 % *****
600 function [eq] = GetAF(eq,cfrd,mesh)
601 %aceleracion de la gravedad
602 global g;
603 g=9.806650;
604 % datos del SISMO
605 NP=eq.NP;
606 NB=cfrd.NB;
607 NIP=mesh.NIP;
608
609 % INICIALIZAR ARREGLOS
610 FP(1:NIP)=0;
611 betaCU(1:NB)=0;
612 betaCD(1:NB)=0;
613 amU(1:NP)=0;
614 amD(1:NP)=0;
615 amW(1:NP)=0;
616 bCU(1:NP)=0;
617 bCD(1:NP)=0;
618 bCW(1:NP)=0;
619 QyU(1:NP)=0;

```

```
620 QyD(1:NP)=0;
621 QyW(1:NP)=0;
622
623 % DATOS DE LA PRESA
624 fiP=cfrd.fiP;
625 Ho=cfrd.Ho;
626 Hw=cfrd.Hw;
627 betaU=cfrd.betaU; %[RAD] Angulo beta natural
628 betaD=cfrd.betaD; %[RAD] Angulo beta natural
629
630 % Densidad relativa del agua
631 rho=cfrd.rho;
632 rhoW=cfrd.rhoW;
633 aw=rhoW/rho;
634
635 % Altura relativa del embalse
636 ew=Hw/Ho;
637
638 % GENERAR FUNCIONES DE PESO
639
640 for j=1:NIP
641     FP(j)=(2*j-1)/(NIP^2);
642 end %j
643
644 % GENERAR VECTOR DE ANGULOS DE FALLA
645 %NB=8;
646 betaCU(1)=0;
647 betaCU(NB)=0.9999*betaU;
648 deltaU=(betaCU(NB)-betaCU(1))/(NB-1);
649
650 betaCD(1)=0;
651 betaCD(NB)=0.9999*betaD;
652 deltaD=(betaCD(NB)-betaCD(1))/(NB-1);
653
654 for p=2:NB-1
655     betaCU(p)=(p-1)*deltaU;
656     betaCD(p)=(p-1)*deltaD;
657
658 end %p
659
660 for k=1:NIP
661     % INICIALIZAR ARREGLOS TEMPORALES
662     amU(1:NP)=0;
663     amD(1:NP)=0;
664     amW(1:NP)=0;
665
666     bCU(1:NP)=0;
667     bCD(1:NP)=0;
668     bCW(1:NP)=0;
669
670
671     QyU(1:NP)=0;
672     QyD(1:NP)=0;
673     QyW(1:NP)=0;
674
```

```

675     for t=1:NP
676         % INICIALIZAR REGISTROS AUXILIARES
677         LTU(1:NB)=0;
678         MTU(1:NB)=0;
679         FexU(1:NB)=0;
680
681         LTD(1:NB)=0;
682         MTD(1:NB)=0;
683         FexD(1:NB)=0;
684
685         FexW(1:NB)=0;
686
687         %CALCULAR VALORES RELATIVOS PARA DIFERENTES ANGULOS DE FALLA
688         for p=1:NB
689
690             SumLTU=0;
691             SumMTU=0;
692             SumLTD=0;
693             SumMTD=0;
694
695             % PROMEDIO PONDERADO DE ACELERACIONES RELATIVAS EN LA CUÑA
696             for j=1:NIP
697                 ah=eq.ATHa{j,k};
698                 av=eq.ATVa{j,k};
699                 %CALCULO ACELERACIONES RELATIVAS INSTANTANEAS ESPACIALES
700                 LToU=1/g*(+cos(betaCU(p))*ah(t)-sin(betaCU(p))*av(t));
701                 MToU=1/g*(+sin(betaCU(p))*ah(t)+cos(betaCU(p))*av(t));
702                 LToD=1/g*(-cos(betaCD(p))*ah(t)-sin(betaCD(p))*av(t));
703                 MToD=1/g*(-sin(betaCD(p))*ah(t)+cos(betaCD(p))*av(t));
704
705                 %CALCULO ACELERACIONES RELATIVAS INSTANTANEAS PROMEDIO
706                 SumLTU=SumLTU+FP(j)*LToU;
707                 SumMTU=SumMTU+FP(j)*MToU;
708                 SumLTD=SumLTD+FP(j)*LToD;
709                 SumMTD=SumMTD+FP(j)*MToD;
710
711             end %j
712             LTU(p)=SumLTU;
713             MTU(p)=SumMTU;
714             LTD(p)=SumLTD;
715             MTD(p)=SumMTD;
716
717             % CALCULO FUERZA EXCEDENTE
718             FexU(p)=tan(fiP)*(cos(betaCU(p))-MTU(p))-sin(betaCU(p))-LTU(p);
719             FexD(p)=tan(fiP)*(cos(betaCD(p))-MTD(p))-sin(betaCD(p))-LTD(p);
720             FexW(p)=FexU(p)-1/2*aw*(ew-2)*ew*sec(betaU)*sin(betaCU(p)+betaU)*(sec
(betaCU(p)-betaU)-tan(fiP)*csc(betaCU(p)-betaU));
721
722         end %p
723
724         %BUSQUEDA DEL ANGULO DE FUERZA EXCEDENTE MÁXIMA
725         idxU=find(FexU==min(FexU));
726         idxD=find(FexD==min(FexD));
727         idxW=find(FexW==min(FexW));
728

```

```

729      bCU(t)=betaCU(idxU);
730      bCD(t)=betaCD(idxD);
731      bCW(t)=betaCU(idxW);
732
733      LTmU=LTU(idxU);
734      MTmU=MTU(idxU);
735      LTmD=LTD(idxD);
736      MTmD=MTD(idxD);
737      LTmW=LTU(idxW);
738      MTmW=MTU(idxW);
739
740      % CALCULAR ACELERACION RELATIVA RESULTANTE
741      amU(t)=(LTmU+MTmU*tan(fiP));
742      amD(t)=(LTmD+MTmD*tan(fiP));
743      amW(t)=(LTmW+MTmW*tan(fiP));
744
745      % CALCULAR ACELERACIONES CRÍTICAS INSTANTÁNEAS
746      QyU(t)=sin(fiP-bCU(t))/cos(bCU(t));
747      QyD(t)=sin(fiP-bCD(t))/cos(bCD(t));
748      QyW(t)=QyU(t)-1/2*aw*(ew-2)*ew*sec(betaU)*sin(bCW(t)+betaU)*(sec(bCW(t)-betaU)-tan(fiP)*csc(bCW(t)-betaU));
749      end %t
750
751      % ACELERACIONES TOTALES SOBRE EL BLOQUE
752      eq.ATmU{k}=amU*g;
753      eq.ATmD{k}=amD*g;
754      eq.ATmW{k}=amW*g;
755
756      % ACELERACIONES CRITICAS INSTANTANEAS SOBRE LA SECCION K
757      eq.QyU{k}=QyU;
758      eq.QyD{k}=QyD;
759      eq.QyW{k}=QyW;
760
761      % INDICES DE CUÑA CRÍTICA
762      eq.betaCU{k}=bCU;
763      eq.betaCD{k}=bCD;
764      eq.betaCW{k}=bCW;
765      end %k
766
767
768      end %function
769
770
771
772      % *****
773      % GetNEWMARK: Calcular Desplazamiento de Newmark
774      % LABDIN/FIUBA (c) 2011
775      % Autor: Alejandro Verri Kozlowski averri@fi.uba.ar
776      % Version V3.0 Rev.
777      % *****
778      function [U,V,A] = GetNEWMARK(AT,Dt,QY,METHOD)
779      %aceleracion de la gravedad
780      global g;
781      g=9.806650;
782

```

```
783 if nargin<4
784     METHOD=1;
785 end
786 if METHOD==1 || strcmp(METHOD,'linear')
787     % linear average acceleration method
788     B=1/6;
789     G=1/2;
790 elseif METHOD==0 || strcmp(METHOD,'constant')
791     % constant average acceleration method
792     B=1/4;
793     G=1/2;
794 else
795     B=0;
796     G=0;
797 end %if
798
799 % DETERMINAR LONGITUD DE ARREGLO
800 NP=length(AT);
801
802 % INICIALIZAR VECTORES DE ACELERACIO, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO
803 A(1:NP)=0;
804 V(1:NP)=0;
805 U(1:NP)=0;
806
807 i=0;
808 TOL=0.0001;
809 ag=1/g*AT;
810 while i<NP
811     i=i+1;
812     if V(i)<TOL
813         if abs(ag(i))>QY(i)
814             N=ag(i)/abs(ag(i));
815             %A(i+1)=AG(i)-AG(i)/Abs(A(i))*QY;
816         else
817             N=ag(i)/QY(i);
818             %A(i+1)=AG(i)-A(i)/QY*QY;
819         end %if
820     else
821         N=1;
822     end %if
823     A(i+1)=ag(i)*g-N*QY(i)*g;
824     V(i+1)=V(i)+(1-G)*Dt*A(i)+G*Dt*A(i+1);
825     if V(i+1)<TOL % BLOQUE SUBE?
826         V(i+1)=0;
827         A(i+1)=0;
828     end
829     U(i+1)=U(i)+Dt*V(i)+(0.5-B)*(Dt^2)*A(i)+B*(Dt^2)*A(i+1);
831 end %WHILE
832 end
833
```



### C. Anexo C

## Relaciones entre $\mu_{ln}$ y $\sigma_{ln}$ de los asentamientos permanentes vs Intensidad de Arias

A continuación se resumen todas las relaciones presentadas en las Tablas 6 y 7 en el Capítulo 4, asumiendo una distribución log-normal de los asentamientos para una intensidad dada. Los valores de la media corresponden a la media geométrica  $\mu_{geom} = e^{\mu_{ln}}$ , mientras que los desvíos corresponden a los desvíos de la distribución lognormal  $\sigma_{ln, IA}$ .

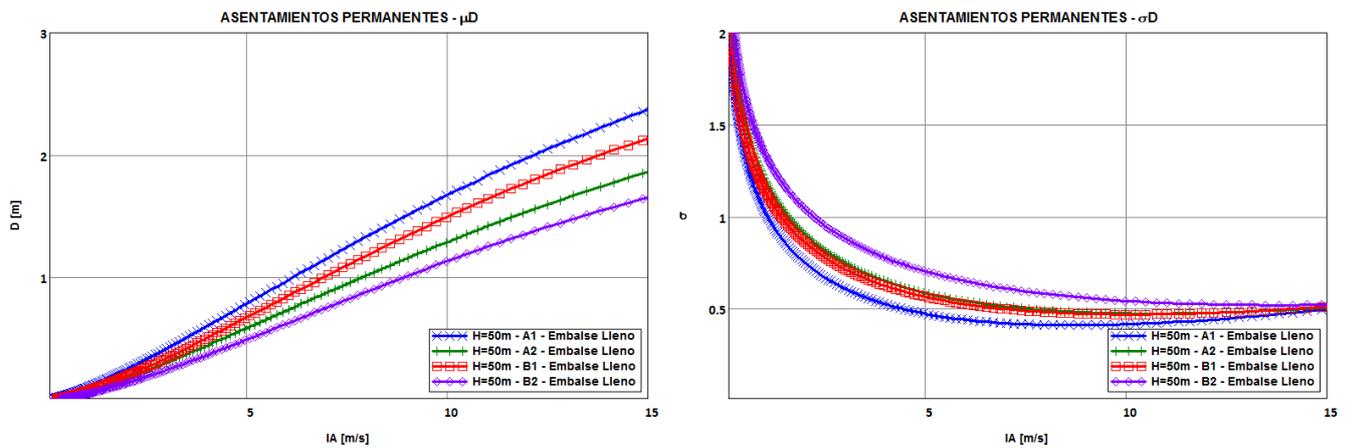


Figura C.1: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 50m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

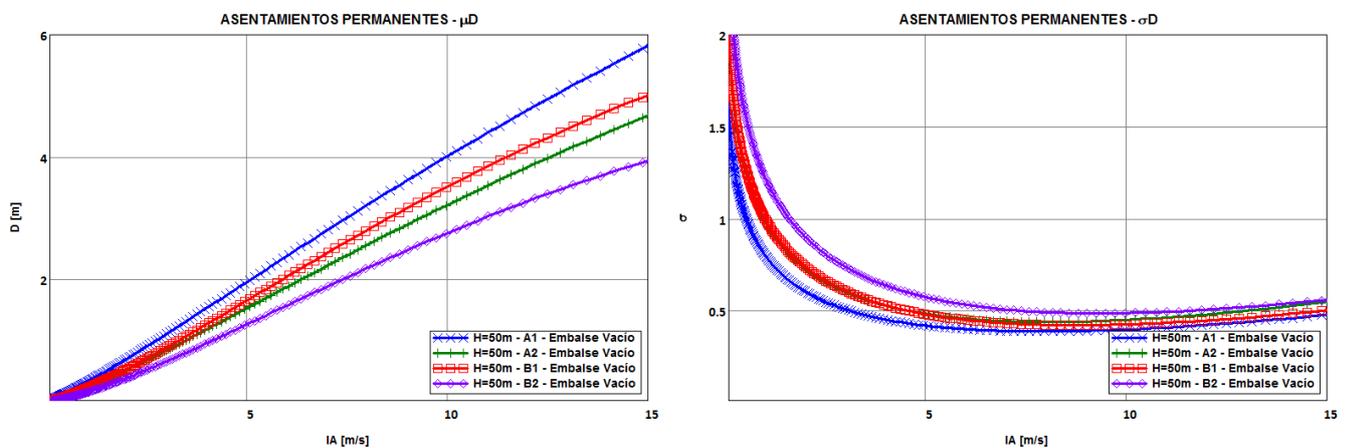


Figura C.2: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 50m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

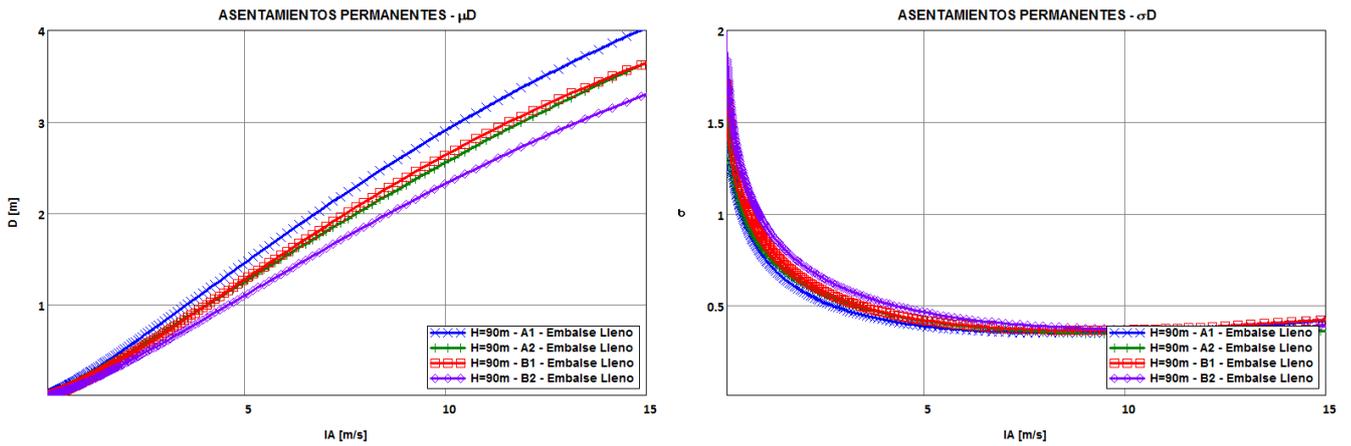


Figura C.3: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 90m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

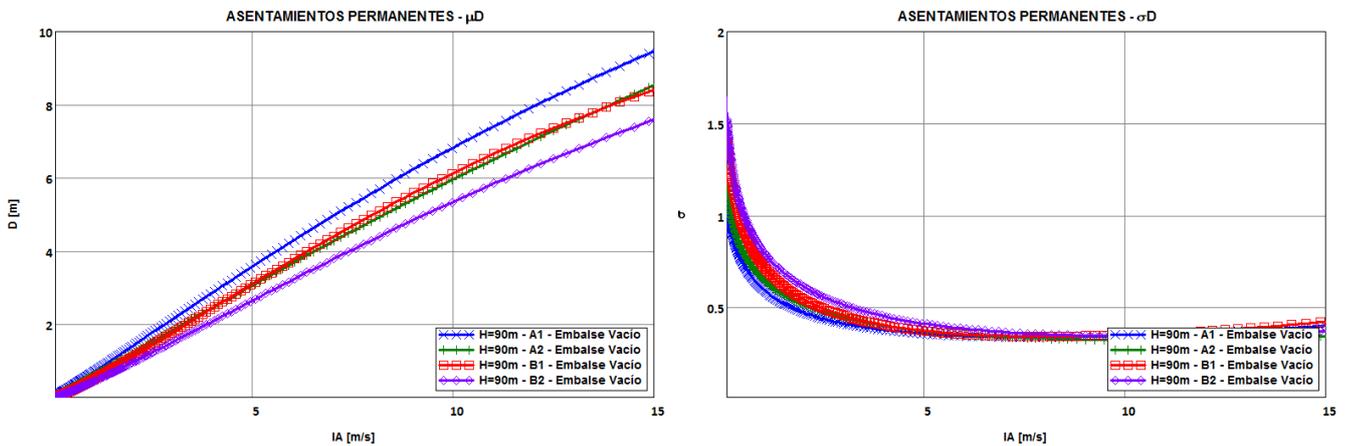


Figura C.4: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 90m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

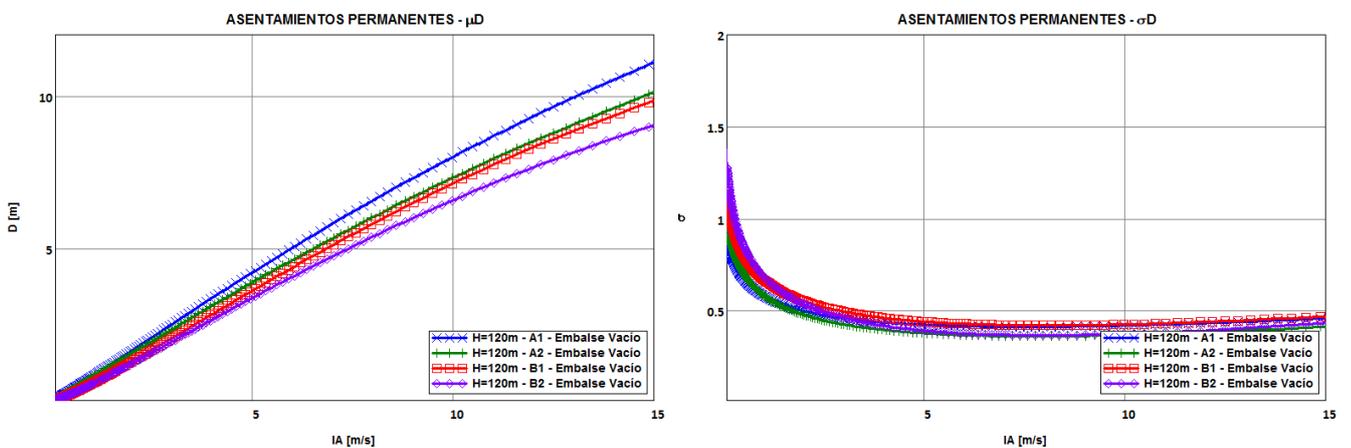


Figura C.5: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 120m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

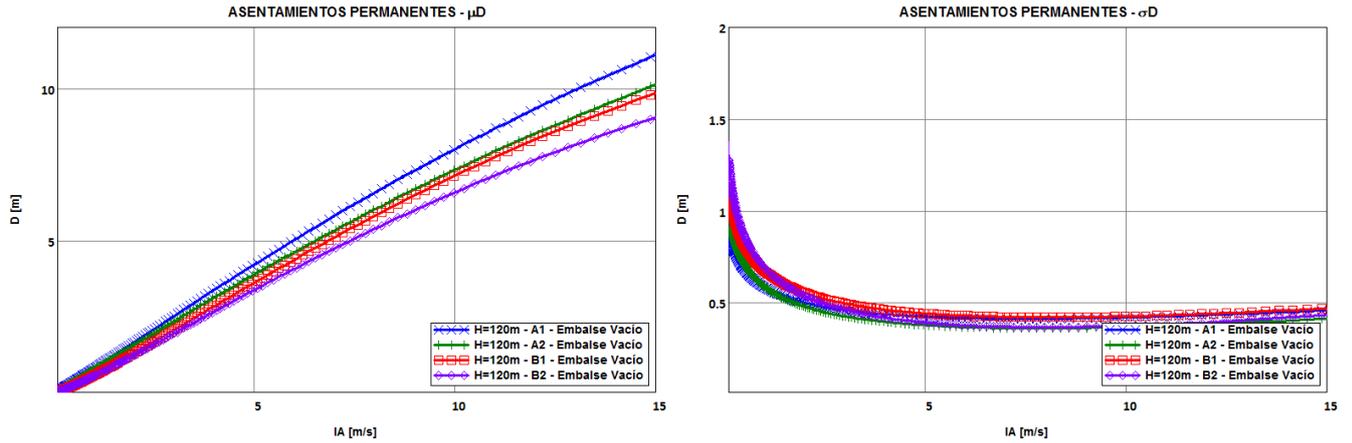


Figura C.6: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 120m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

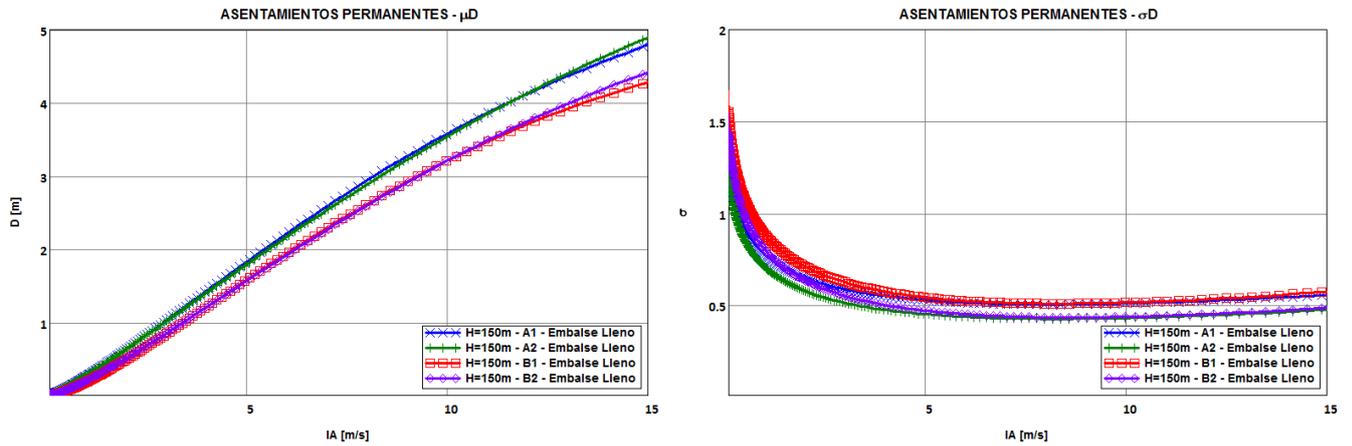


Figura C.7: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 150m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

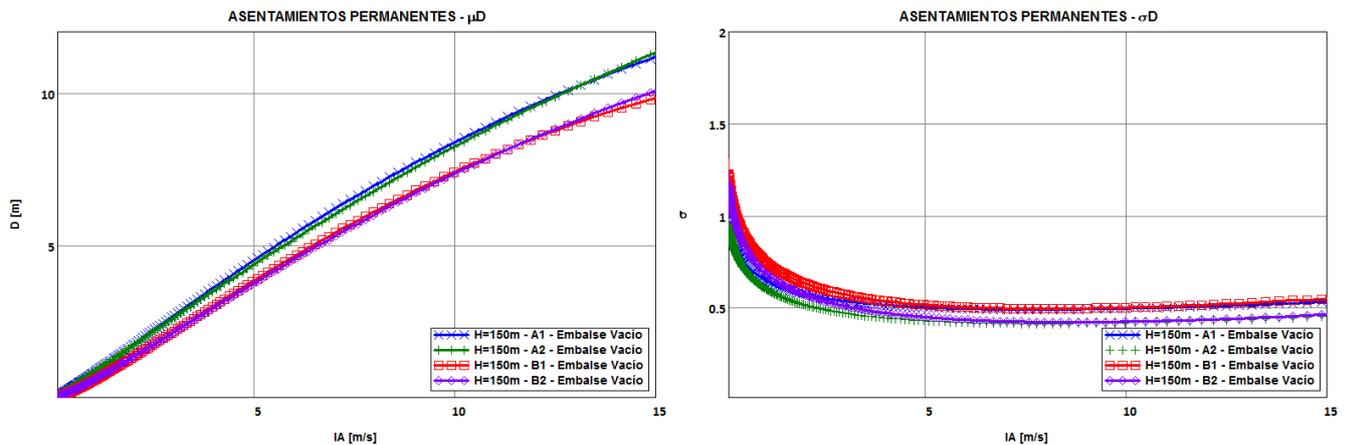


Figura C.8: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 150m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

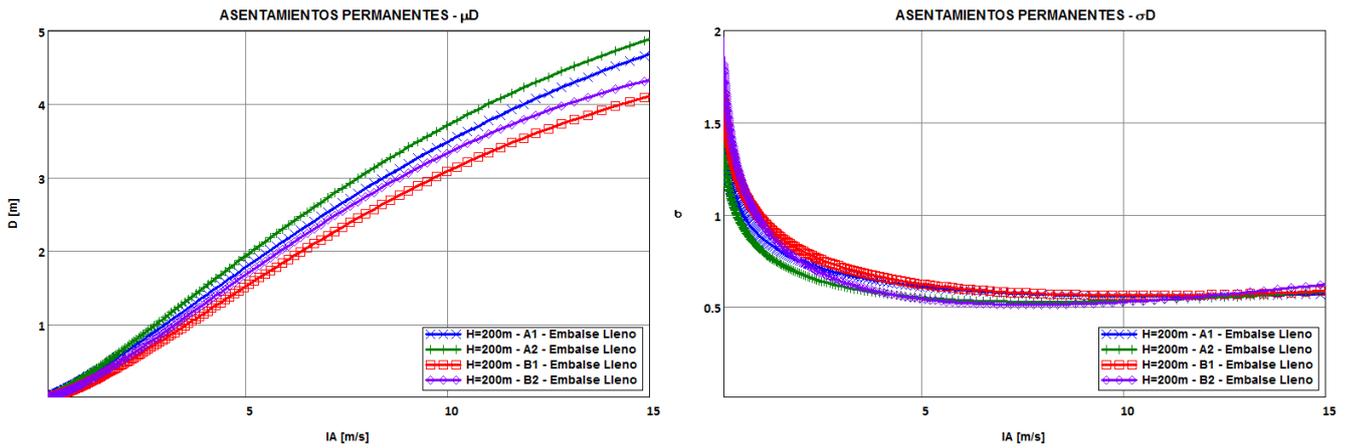


Figura C.9: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 200m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

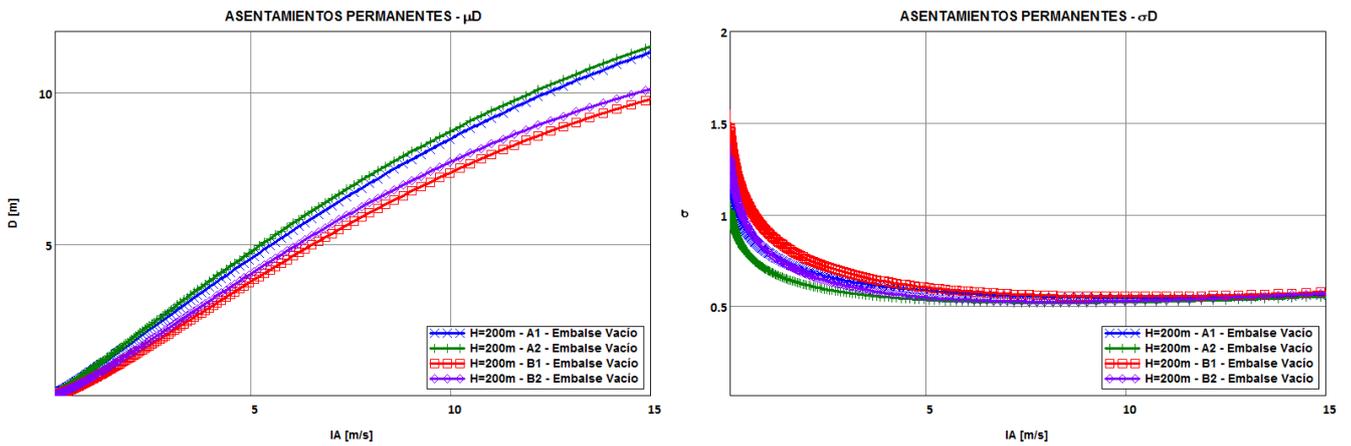


Figura C.10: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 200m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

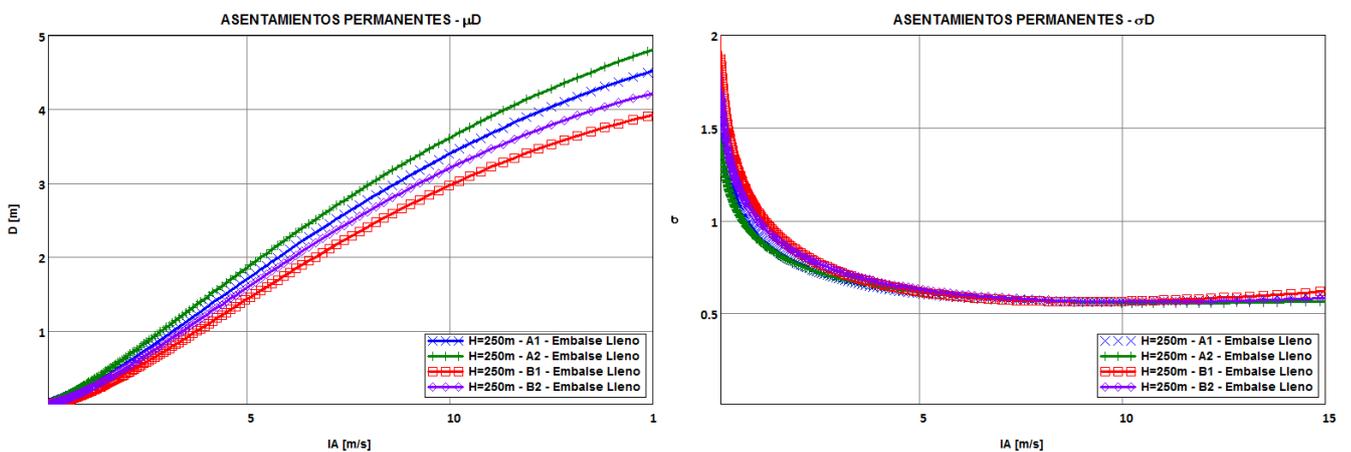


Figura C.11: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 250m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

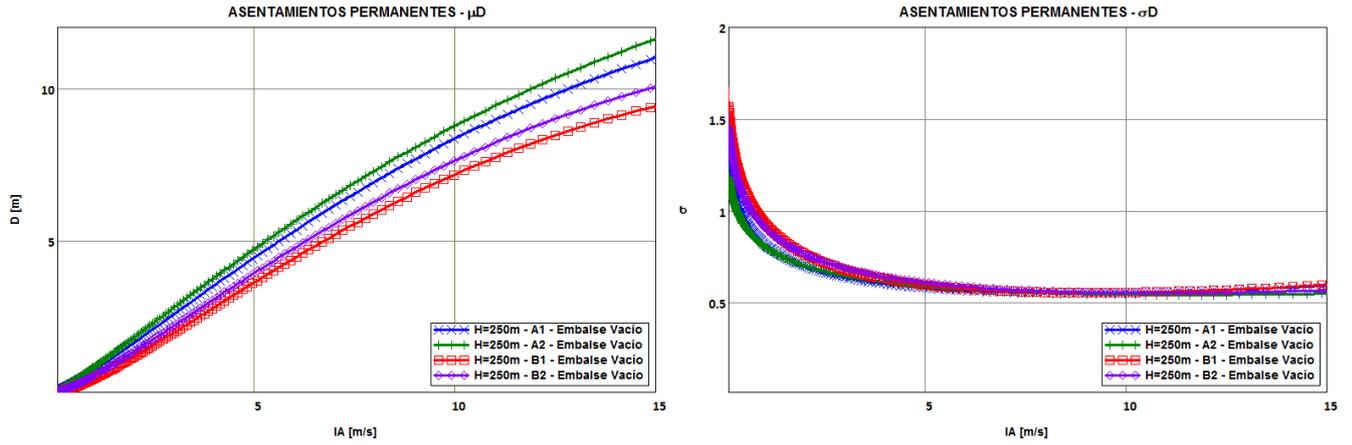


Figura C.12: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 250m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío

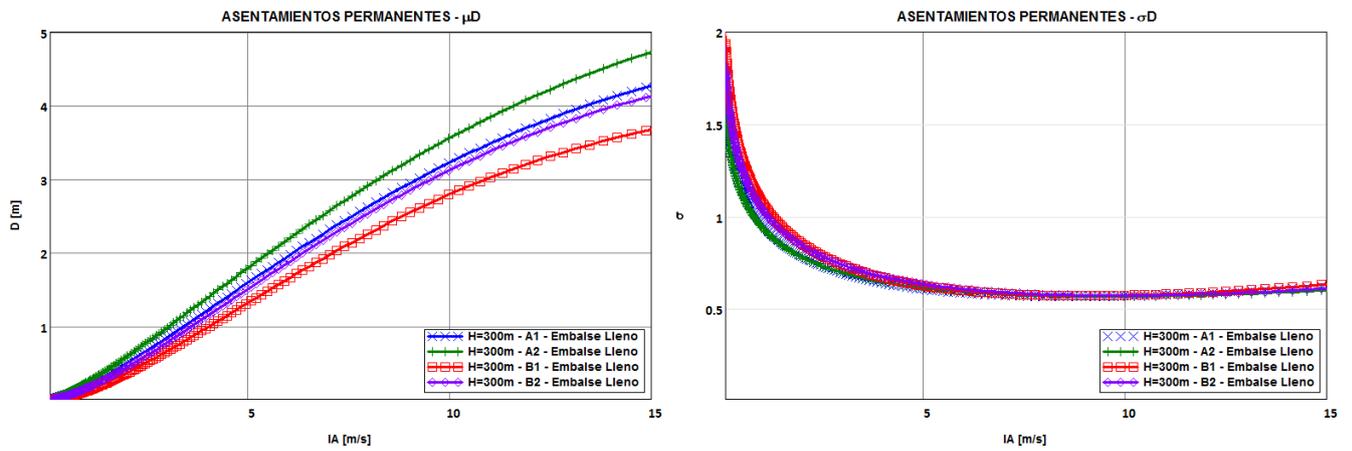


Figura C.13: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 300m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Lleno

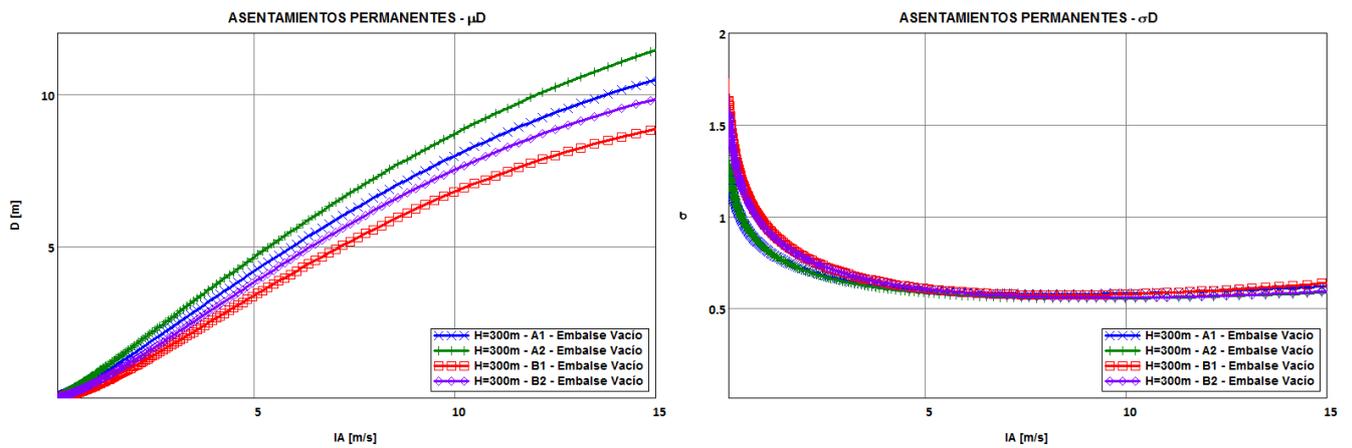


Figura C.14: Relación entre  $\mu$  y  $\sigma_{ln}$  de los asentamientos permanentes en una presa de 300m de altura vs. la Intensidad de Arias - Embalse Vacío



## D. Anexo D

### Hardening Soil Model con Pequeñas deformaciones

#### Hardening soil model

A diferencia de un modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia de un modelo de plasticidad con endurecimiento no está fija en el espacio de los esfuerzos principales, y puede expandirse debido a deformaciones plásticas. Dentro de este endurecimiento puede diferenciarse el debido al corte o el debido a compresión. El primero se utiliza para modelar deformaciones irreversibles debidas a esfuerzos desviadores. El segundo se utiliza para modelar las deformaciones plásticas irreversibles debidos a la compresión primaria bajo carga edométrica y carga isotrópica.

El Hardening soil model es un modelo avanzado para simular el comportamiento de diferentes tipos de suelo, tanto blandos como duros. Cuando se aplica una carga primaria desviadora, el suelo muestra una disminución en la rigidez y a la vez distorsiones plásticas irreversibles. El hardening soil model supera el modelo hiperbólico ampliamente: utiliza la teoría de plasticidad en vez la de elasticidad, introduce la dilatancia, y por último introduce un límite de fluencia. Algunas características del modelo son:

Propiedad Modelada	Parámetro de entrada
Rigidez dependiente de los esfuerzos, ley exponencial	$m$
Deformaciones plásticas debidas a carga deviatórica primaria	$E_{50}^{ref}$
Deformaciones plásticas debidas a compresión primaria	$E_{oed}^{ref}$
Carga y Recarga Elástica	$E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}$
Criterio de Falla de acuerdo al modelo de Mohr-Coulomb	$c, \varphi, \psi$

En el hardening soil model, una característica básica es la dependencia de la rigidez con los esfuerzos. Para condiciones edométricas de tensiones y deformaciones el modelo tiene la relación  $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma}{p^{ref}} \right)^m$ . Para suelos blandos se usa  $m = 1$  o el parámetro empleado en el Soft Soil Creep Model, con las siguientes relaciones:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*}$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)}$$

donde  $p^{ref}$  es una presión de referencia, generalmente 1 atmósfera. Aquí consideramos un módulo edométrico tangente a una presión de referencia. De esta manera, la rigidez a la carga primaria se relaciona con el índice de compresión modificado  $\lambda^*$  o al índice de compresión estándar del Cam-Clay.

Por otra parte, el módulo de carga y recarga se relaciona con el swelling index  $\kappa^*$  o al standard Cam-Clay Swelling index  $\kappa$ . Existen las siguientes expresiones aproximadas:

$$E_{ur}^{ref} \approx \frac{2p^{ref}}{\kappa^*}$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)}$$

De nuevo, estas relaciones aplican en combinación con el valor de exponente  $m = 1$ .

### Relaciones Hiperbólicas para ensayo triaxial drenado

Una idea fundamental en la formulación del HSM es la relación hiperbólica entre la deformación vertical,  $\varepsilon_1$ , y la tensión desviadora,  $q$ , en carga primaria triaxial. Aquí, los ensayos drenados tienden a describir curvas que pueden ser descritas por:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Si } q < q_f \quad (\text{D.1})$$

donde  $q_a$  es el valor asintótico de la resistencia por corte y  $E_i$  la rigidez inicial.  $E_i$  se relaciona a  $E_{50}$  mediante:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (\text{D.2})$$

Esta relación se encuentra en la Figura D.1. El parámetro  $E_{50}$  es el módulo de rigidez dependiente de la tensión de confinamiento para carga primaria y está dado por la ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (\text{D.3})$$

donde  $E_{50}^{ref}$  es un módulo de rigidez de referencia que corresponde a la presión de confinamiento de referencia  $p^{ref}$ . La rigidez actual depende del menor esfuerzo principal,  $\sigma'_3$ , que es la presión de confinamiento en un ensayo triaxial. La cantidad de dependencia con los esfuerzos está dado por la potencia  $m$ . Para simular una compresión logarítmica, la potencia debería ser igual a 1, aunque usualmente los valores de  $m$  oscilan entre 0.5 y 1.

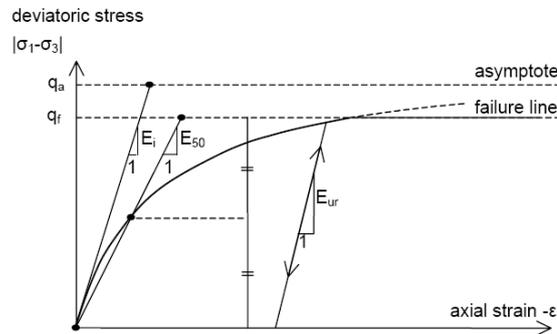


Figure D.1: Relación Hiperbólica entre tensiones y deformaciones para carga primaria drenada

La tensión de corte última,  $q_f$ , y la cantidad  $q_a$  se definen como:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{D.4})$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{D.5})$$

La relación para  $q_f$  se deriva del criterio de falla de Mohr-Coulomb, que involucra los parámetros de resistencia  $c$  y  $\varphi$ . Cuando  $q = q_f$ , se satisface el criterio de falla y ocurre una fluencia perfectamente plástica como es descrita por el modelo de Mohr-Coulomb.

La relación entre  $q_f$  y  $q_a$  viene dada por la relación de falla  $R_f$ , el cual debe ser menor que 1. Generalmente se adopta  $R_f = 0,9$ .

Para descargas y recargas, se usa otro módulo de rigidez dependiente de las tensiones:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (D.6)$$

donde  $E_{ur}^{ref}$  es el módulo de Young de referencia para descarga y recarga, correspondiente a la presión de referencia  $p^{ref}$ . En muchos casos prácticos se suele aproximar  $E_{ur}^{ref}$  como  $3E_{50}^{ref}$ .

### Aproximación de la hipérbola por el Hardening Soil Model

Por conveniencia, aquí se hace una restricción a cargas triaxiales con  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  y  $\sigma'_1$  la tensión de mayor compresión. Además, se asume que  $q < q_f$ , como se observa en la Figura D.1. Se aclara que las tensiones y deformaciones de compresión se consideran negativas. En esta sección se mostrará que el HSM da virtualmente la curva hiperbólica de tensiones según la Ecuación D.1 cuando se consideran trayectorias de tensiones de ensayos triaxiales drenados. Primero consideremos las deformaciones plásticas. Esto se deriva de una función de endurecimiento por corte de la forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (D.7)$$

donde  $\bar{f}$  es una función de la tensión y  $\gamma^p$  es una función de las deformaciones plásticas:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (D.8)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (D.9)$$

con  $q$ ,  $q_a$ ,  $E_i$  y  $E_{ur}$  definidos según las ecuaciones precedentes, donde el superíndice p se usa para notar deformaciones plásticas. Para suelos muy duros, los cambios de volúmenes ( $\varepsilon_v^p$ ) tienden a ser muy pequeños, lo que lleva a la aproximación de que  $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$ . La definición del parámetro de endurecimiento por deformaciones  $\gamma^p$  será tomada como la última.

Una característica esencial de la definición de  $\bar{f}$  es que coincide con la ley hiperbólica (D.1). Para verificar esta afirmación, uno debe considerar carga primaria, que implica la condición de fluencia  $f = 0$ . Para carga primaria, de esta manera tenemos que  $\gamma^p = \bar{f}$  y con la D.9 tenemos que:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (D.10)$$

Además de las deformaciones plásticas, el modelo tiene en cuenta las deformaciones elásticas. Las deformaciones plásticas solo se desarrollan en la carga primaria, pero las deformaciones elásticas se desarrollan tanto en carga primaria como en la descarga y recarga. Para ensayos triaxiales con  $\sigma'_2 = \sigma'_3 = cte$ , el módulo de Young  $E_{ur}$  permanece constante y las deformaciones elásticas vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (D.11)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (D.12)$$

donde  $\nu_{ur}$  es el módulo de Poisson para descarga y recarga. Aquí debe aclararse que la restricción está hecha para deformaciones que se desarrollan durante carga de corte, mientras que las deformaciones que se desarrollan por compresión isotrópica con consolidación aquí no son tenidas en cuenta.

Para la etapa de carga desviadora aplicada en el ensayo triaxial, la deformación axial es la suma de una componente elástica dada por la D.12 y una componente plástica dada por D.10. Así, nos queda:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (D.13)$$

Ésta última expresión es exacta cuando no hay deformaciones plásticas volumétricas. En la realidad, las deformaciones plásticas volumétricas nunca serán nulas en la realidad, pero para suelos duros, los cambios de volumen plásticos tienden a ser pequeños comparados con la deformación axial, por lo tanto esta formulación describe una curva hiperbólica entre tensiones y deformaciones bajo condiciones de ensayo triaxial.

Para un valor constante del parámetro de endurecimiento,  $\gamma^p$ , la condición de fluencia  $f = 0$ , puede visualizarse en el plano  $p' - q$  por medio de una zona de fluencia. Cuando se grafica dicha área, uno debe usar las ecuaciones D.8 y D.9, conjuntamente con las definiciones para una determinada presión de confinamiento de  $E_{50}$  y  $E_{ur}$ . Debido a estas expresiones, la forma de la superficie de fluencia depende del exponente  $m$ . Para  $m = 1$ , se obtienen líneas rectas, mientras que para valores menores, se obtienen líneas curvas. La D.2 muestra la forma para  $m = 0,5$ , típico para suelos duros.

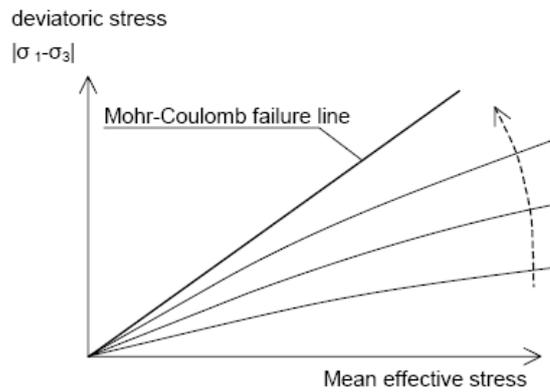


Figura D.2: Sucesivas superficies de fluencia para varios valores constantes del parámetro de endurecimiento  $\gamma^p$

### Deformación plástica volumétrica para estados triaxiales de tensiones

Ahora nos centraremos en la deformación plástica volumétrica,  $\varepsilon_v^p$ . Como para todos los modelos de plasticidad, el HSM involucra una relación entre tasas de deformación plástica. Esta regla de flujo de endurecimiento por corte tiene la siguiente forma lineal:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (D.14)$$

Claramente, se necesita especificar el ángulo de dilatación movilizado  $\psi_m$ . Para el presente modelo, se considera lo siguiente:

$$\begin{cases} \psi_m = 0 & \text{Si } \sin \varphi_m < 3/4 \sin \varphi \\ \sin \psi_m = \max \left( \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}}, 0 \right) & \text{Si } \sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ and } \psi > 0 \\ \psi_m = \psi & \text{Si } \sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ and } \psi \leq 0 \\ \psi_m = 0 & \text{Si } \varphi = 0 \end{cases} \quad (D.15)$$

donde  $\varphi_{cv}$  es el ángulo de fricción crítico, siendo una constante del material independiente de la densidad, y  $\varphi_m$  es el ángulo de fricción movilizado. definido como:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2 \cot \varphi} \quad (D.16)$$

El ángulo de dilatación movilizado,  $\psi_m$ , sigue la teoría de Rowe (1962) para valores elevados del ángulo de fricción movilizado, mientras que estos resulten en un valor positivo de  $\psi_m$ . Para pequeños valores de ángulo de fricción movilizada,  $\psi_m$  se toma nula. Además, en los casos que  $\varphi = 0$ ,  $\psi_m$  adopta el valor 0.

Esta propiedad esencial de la teoría de tensión-dilatancia es que el material se contrae para pequeños valores de tensiones ( $\varphi_m < \varphi_{cv}$ ), mientras que la dilatancia ocurre para valores de tensiones elevados ( $\varphi_m > \varphi_{cv}$ ). En la falla, cuando el ángulo de fricción movilizado iguala el ángulo de falla,  $\varphi$ , se tiene que:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (D.17)$$

o lo que es lo mismo:

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (D.18)$$

De esta manera, el ángulo de estado crítico se puede obtener a partir de los ángulos de falla  $\varphi$  y  $\psi$ . De esta manera no es necesario conocer el ángulo  $\varphi_{cv}$ .

### Módulos de rigidez y potencia $m$

La ventaja del HSM por sobre el modelo de Mohr-Coulomb no es solamente el uso de una curva hiperbólica entre tensiones y deformaciones en vez de una bilineal, sino también el control de la dependencia con el nivel de esfuerzos. Cuando se usa MC, el usuario debe seleccionar un valor fijo del módulo de Young, mientras que para suelos verdaderos, la rigidez depende del nivel de tensiones circundante. Por lo tanto, si trabajamos con MC, es necesario obtener el nivel de tensiones en el suelo y después calcular el módulo de elasticidad por separado, para obtener valores de rigidez acordes. Con el HSM, este incómodo procedimiento no es necesario. En cambio, se utiliza el  $E_{50}^{ref}$ , definido para una  $p^{ref}$  de 100 unidades de tensión.

En cuanto al módulo de corte, si nos encontramos bajo la ley de Hooke de elasticidad isótropa, la relación entre el módulo de corte y el de elasticidad tiene la forma  $E = 2(1 + \nu)G$ . Como  $E_{ur}$  es una rigidez elástica, uno puede escribir que  $E_{ur} = 2(1 + \nu)G_{ur}$ .

En contrapartida de los modelos basados en la elasticidad, el HSM no tiene una relación fija entre la rigidez triaxial drenada  $E_{50}$  y la rigidez edométrica  $E_{oed}$  para compresión uni-dimensional. Ahora definimos la rigidez edométrica mediante la siguiente expresión:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0 N_C} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (D.19)$$

donde  $E_{oed}$  es el módulo de rigidez tangente como se indica en la

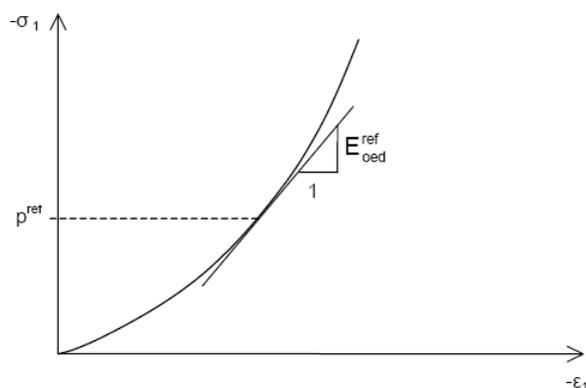


Figura D.3: Definición de  $E_{oed}^{ref}$  en ensayos edométricos

También es posible utilizar parámetros alternativos de rigidez, que se pueden calcular de a partir de la rigidez inicial y la relación de vacío inicial. La relación entre estos parámetros y el índice de compresión viene dado por:

$$C_c = \frac{2,3(1 + e_{init})}{E_{oed}^{ref}} \quad (D.20)$$

Cambiando el valor de  $C_c$  cambiará los parámetros  $E_{50}$  y  $E_{oed}$ .

La relación entre estos parámetros y el índice de descarga está dado por:

$$C_s = \frac{2,3(1 + e_{init})(1 + \nu)(1 - 2\nu)p_{ref}}{(1 - \nu)E_{ur}^{ref}} \quad (D.21)$$

Cambiando el parametro  $C_s$  cambiará la rigidez  $E_{ur}$ .

### Corte de la dilatancia

Luego de deformarse ampliamente por corte, los materiales dilatantes llegan a un estado de densidad crítica donde la dilatancia ha terminado. Este fenómeno se puede incluir en el HSM mediante un corte a la dilatancia. Para poder definir este comportamiento, es necesario definir la relación de vacíos inicial,  $e_{init}$ , y la relación de vacíos máxima,  $e_{max}$ . Tan pronto como el cambio de volumen alcanza la relación máxima de vacíos, el ángulo de dilatancia movilizada  $\psi_m$  se convierte en cero. Este fenómeno se observa en la D.4:

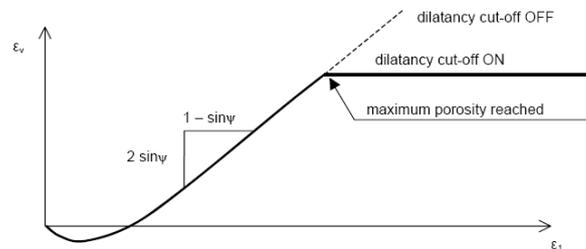


Figura D.4: Curva de deformaciones resultantes en un ensayo triaxial drenado incluyendo el corte de dilatancia

La D.4 expresada matemáticamente tiene la siguiente forma:

$$\begin{cases} \sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} & \text{Si } e \leq e_{max} \\ \psi_m = 0 & \text{Si } e \geq e_{max} \end{cases} \quad (D.22)$$

donde  $\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi_m \sin \psi}$ . Por otra parte, la relación de vacíos está relacionada con la deformación volumétrica,  $\varepsilon_v$ , de la siguiente manera:

$$-(\varepsilon_v - \varepsilon_v^{init}) = \ln\left(\frac{1 + e}{1 + e_{init}}\right) \quad (D.23)$$

donde un incremento de  $\varepsilon_v$  es positivo para la dilatancia.

La relación de vacíos inicial es la relación de vacíos in situ del suelo. La relación de vacíos máxima es la relación de vacíos del suelo en estado crítico. La relación de vacíos mínima,  $e_{min}$ , generalmente no tiene importancia en el HSM.

### Superficie de fluencia para compresión Isotrópica

La superficie de fluencia de endurecimiento por corte explicadas anteriormente no explican la deformación volumétrica que se miden en compresión isotrópica. Por lo tanto, un segundo tipo de superficie de fluencia debe ser introducida de manera tal de cerrar la región elástica para tensiones de compresión (endurecimiento por compactación). Sin esta superficie de fluencia no sería posible formular un modelo con rigideces independientes  $E_{50}$  y  $E_{ref}$ . El módulo triaxial controla largamente la superficie de corte de fluencia y el módulo edométrico controla el límite de dicha superficie. De hecho,  $E_{50}$  controla la magnitud de las deformaciones

plásticas que están asociadas con la superficie de fluencia por corte. De manera similar,  $E_{oed}$  controla la magnitud de las deformaciones plásticas que se originan desde el límite de fluencia. Ahora discutiremos las propiedades de éste límite de fluencia. Para ello comenzamos definiendo la definición de este límite (cap yield surface):

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \quad (D.24)$$

donde  $\alpha$  es un parámetro auxiliar del modelo que se relaciona con  $K_0^{nc}$ ,  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$  y  $\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta\sigma'_3$  con  $\delta = (3 + \sin \varphi)/(3 - \sin \varphi)$ . La variable  $\tilde{q}$  es un valor de tensiones especial para esfuerzos desviadores. En el caso especial de la compresión triaxial ( $-\sigma'_1 \geq -\sigma'_2 = -\sigma'_3$ ) nos queda  $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$  y para extensión triaxial ( $-\sigma'_1 = -\sigma'_2 \geq -\sigma'_3$ ) la variable  $\tilde{q}$  se reduce a  $\tilde{q} = -\delta(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ . La magnitud del límite de fluencia (yield cap) viene determinada por la tensión isotrópica de preconsolidación  $p_p$ . La ley de endurecimiento que relaciona  $p_p$  y la deformación volumétrica límite  $\varepsilon_v^{pc}$  es:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (D.25)$$

La deformación volumétrica límite es la deformación volumétrica plástica en compresión isotrópica. Además de las constantes  $m$  y  $p^{ref}$  hay otra constante del modelo,  $\beta$ . Ambos  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros del límite, pero no se usan como parámetros de entrada. Así, hay relaciones de la forma:

$$\alpha \leftrightarrow K_0^{nc}$$

$$\beta \leftrightarrow E_{oed}^{ref}$$

de manera tal que  $K_0^{NC}$  y  $E_{oed}^{ref}$  pueden ser usados como parámetros de entrada para determinar la magnitud de  $\alpha$  y  $\beta$  respectivamente. Para entender la forma del límite de fluencia, debemos primero darnos cuenta de que es una elipse en el plano  $p - \tilde{q}$ , como se ve en la D.5:

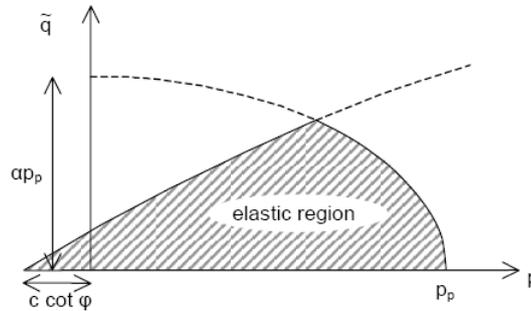


Figura D.5: Superficies de fluencia del HSM en el plano  $p - \tilde{q}$

La elipse tiene una longitud  $p_p$  en el eje  $p$  y  $\alpha p_p$  en el eje  $\tilde{q}$ . De esta manera,  $p_p$  determina su magnitud y  $\alpha$  su relación de lados. Valores elevados de  $\alpha$  la superficie se vuelve vertical debajo de la línea de Mohr-Coulomb, mientras que para valores pequeños definen tapas que apuntan más al eje  $p$ . De esta manera;

$$\dot{\varepsilon}_v^{pc} = \lambda \frac{\partial f^c}{\partial \sigma} \quad (D.26)$$

con,

$$\lambda = \frac{\beta}{2p'} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^m \frac{\dot{p}_p}{p^{ref}} \quad (D.27)$$

La expresión de  $\lambda$  se deriva de la condición de fluencia  $f^c = 0$  y de la definición de  $p_p$ . El valor de  $p_p$  puede introducirse de manera manual u obtenerse a partir del valor de OCR o la presión de pre carga (POP).

Para entender las superficies en detalle, uno debe considerar la D.5 y la D.6. La primera muestra sólo

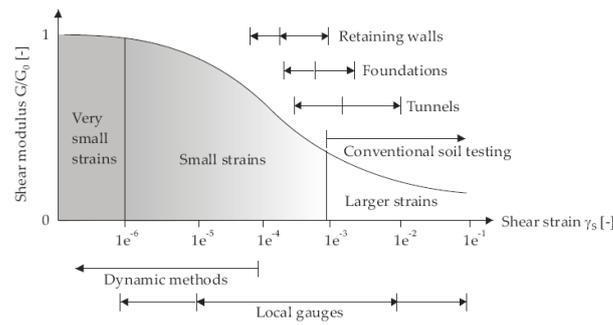


Figura D.7: Comportamiento de rigidez y deformaciones del suelo para rangos típicos de deformaciones en ensayos y estructuras.

líneas de fluencia, mientras que la segunda muestra las superficies de fluencia en el plano principal de tensiones. La superficie de fluencia por corte y de compresión tiene la forma hexagonal del criterio de falla de Mohr-Coulomb. La superficie límite de compresión se expande en base al valor de la presión de preconsolidación  $p_p$ .

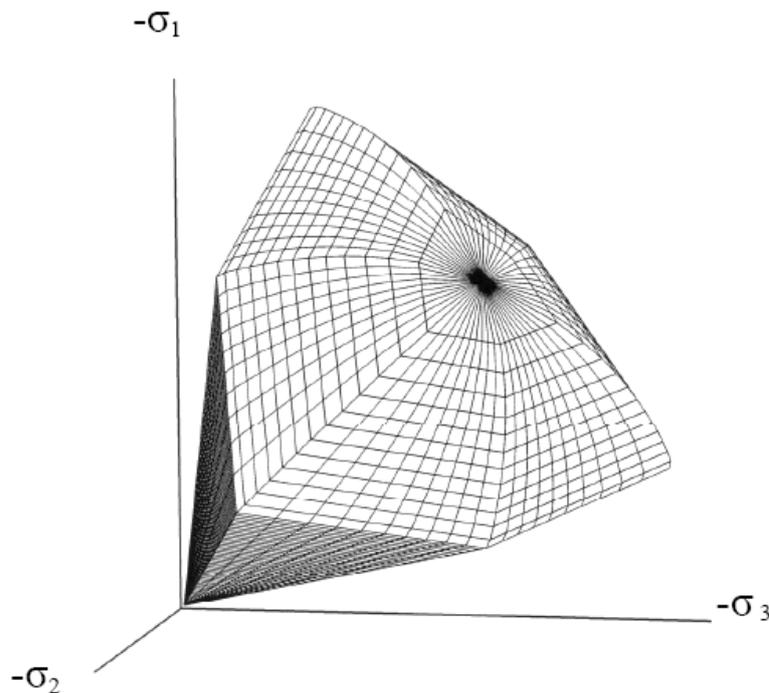


Figura D.6: Representación de las superficies de fluencia del HSM en el espacio de tensiones principales para suelos sin cohesión

### Hardening Soil Model para pequeñas deformaciones

El HSM original asume un comportamiento elástico durante carga y recarga. Sin embargo, el rango de deformaciones en los cuales los suelos pueden ser considerados verdaderamente elásticos, es muy pequeño. Con amplitud de deformaciones crecientes, la rigidez del suelo cae de manera no lineal. Graficando la rigidez del suelo versus el logaritmo de la deformación se describe la muy conocida curva tipo S de reducción de rigidez, tal como se observa en la D.7.

La figura anterior también describe las deformaciones que pueden ser medidas cerca de estructuras geotécnicas y la aplicabilidad de deformaciones de los ensayos de laboratorio, por ejemplo en ensayos edométricos o triaxiales sin la debida instrumentación, la rigidez se reduce a menos de la mitad de su valor inicial.

La rigidez del suelo que debe ser usada en estructuras geotécnicas no es la que se relaciona con el rango de deformaciones al final de la construcción. En lugar de ello, la rigidez del suelo para pequeñas deformaciones y su dependencia no lineal en la amplitud de deformaciones debe ser tenida en cuenta. Además de todas las características del HSM, el HSSM permite la posibilidad de hacerlo. Para ello sólo se adicionan dos parámetros en PLAXIS:

- ▷ La rigidez inicial o rigidez para muy pequeñas deformaciones,  $G_0$ .
- ▷ La deformación  $\gamma_{0,7}$  para la cual el módulo secante  $G_s$  se reduce alrededor del 70 % de  $G_0$

### Describiendo la rigidez para pequeñas deformaciones con una ley hiperbólica simple

En dinámica de suelos, la rigidez para pequeñas deformaciones ha sido un fenómeno bien conocido desde hace tiempo. En análisis estáticos, los hallazgos de la dinámica de suelos han sido considerados no aplicables.

Las diferencias entre la rigidez estática y dinámica han sido atribuidas a la característica de las cargas antes que a la magnitud de la deformación aplicada. Como las fuerzas de inercia y la velocidad de deformación tienen pequeña incidencia en la rigidez inicial del suelo, la rigidez dinámica y la rigidez para pequeñas deformaciones pueden considerarse como sinónimos.

El modelo más usado en la dinámica de suelos es la relación de Hardin-Drnevich. A partir de los datos de los ensayos, se acepta que la curva entre tensiones y deformaciones para pequeñas deformaciones puede ser descrita por una relación hiperbólica sencilla. La siguiente analogía a la ley hiperbólica para grandes deformaciones propuesta por Kondner (1963) fue propuesta por Hardin & Drnevich en 1972:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (\text{D.28})$$

donde el valor umbral de distorsión  $\gamma_r$  se cuantifica como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (\text{D.29})$$

con  $\tau_{max}$ , el esfuerzo de corte en la falla. Estas dos últimas ecuaciones relacionan grandes deformaciones (falla) con propiedades de pequeñas deformaciones y suele funcionar bien.

Una mejor solución a lo anterior y menos proclive a los errores es el uso de una deformación umbral menor. Para ello se sugiere el uso de una deformación  $\gamma_r = \gamma_{0,7}$  para la cual el módulo secante  $G_0$  se reduce un 70 % de su valor inicial, lo que puede ser descrito como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad (\text{D.30})$$

donde  $\alpha = 0,385$ . De hecho, usando  $\alpha = 0,385$  y  $\gamma = \gamma_{0,7}$  resulta en  $\frac{G_s}{G_0} = 0,722$ . Por lo tanto la formulación “cerca del 70 %” debe ser interpretada como 72,2 %. La D.8 muestra la formulación de Hardin & Drnevich con los resultados de ensayos (Santos & Correia, 2001).

### Aplicando la Relación de Hardin-Drnevich en el HSSmall

La disminución de la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones puede asociarse con la pérdida de fuerzas intermoleculares y la estructura del esqueleto del suelo. Una vez que la dirección de carga se revierte, la rigidez vuelve a tener un máximo recuperable, el cual esta en el orden de la rigidez inicial. Entonces, cuando la carga en la dirección opuesta continúa, la rigidez disminuye nuevamente. Una extensión de la relación de Hardin-Drnevich con dependencia de la historia de deformaciones y en varias direcciones es necesaria para aplicarla en el HSSmall. Esta extensión ha sido propuesta por Benz (2006) en la forma del modelo para pequeñas deformaciones con sobre capa. Benz deriva una distorsión escalar con la siguiente proyección:

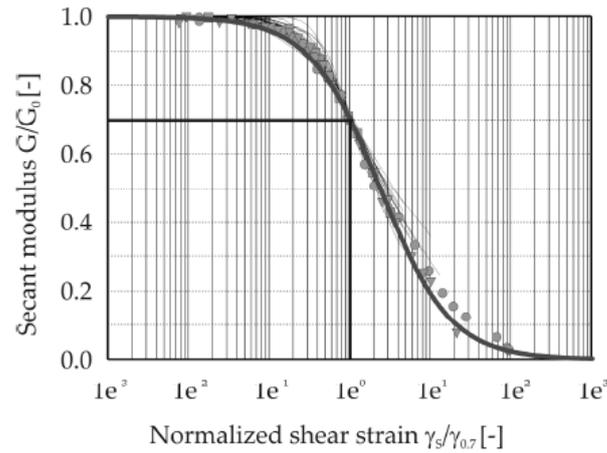


Figura D.8: Resultados de la relación de Hardin-Drnevich comparada con resultados de ensayos

$$\gamma_{hist} = \sqrt{3} \frac{\|\underline{H}\Delta\epsilon\|}{\|\Delta\epsilon\|} \quad (D.31)$$

donde  $\Delta\epsilon$  es el incremento actual de deformación desviadora y  $\underline{H}$  es el tensor simétrico que representa la historia de deformaciones desviadoras del material. Cuando se detecta una deformación en el otro sentido, el tensor  $\underline{H}$  se parcial o totalmente reseteado antes de que el incremento actual de deformaciones,  $\Delta\epsilon$  se adicione. El criterio del cambio de sentido en deformaciones sigue el criterio similar al explicitado en el modelo de bloque de Simpson (1992): Las tres direcciones principales de deformaciones deviatóricas son verificadas a la inversión por separado, lo que resulta en tres modelos de bloque por separado. Cuando no hay rotación principal de deformaciones, el criterio se reduce a dos modelos de bloque.

La distorsión escalar calculada en la D.30 se utiliza en la D.30. Nótese que en estas dos ecuaciones el valor escalar de las distorsiones evaluadas se define como :

$$\gamma = \frac{3}{2} \epsilon_q \quad (D.32)$$

donde  $\epsilon_q$  es el segundo invariante de deformaciones desviadoras. En condiciones triaxiales,  $\gamma$  puede entonces ser expresado como:

$$\gamma = \epsilon_{axial} - \epsilon_{lateral} \quad (D.33)$$

En el modelo Hsmall, la relación entre tensiones y deformaciones puede ser formulada a partir del módulo secante, consecuencia de la D.30:

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (D.34)$$

Derivando respecto a la distorsión, tendremos el módulo de corte tangente:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)^2} \quad (D.35)$$

Esta curva de reducción de rigidez alcanza el dominio plástico del material. En el HSM y HSsmall, la degradación de la rigidez debido a la deformación plástica es simulada con endurecimiento por deformación. En el modelo HSsmall, la curva de reducción de rigidez para pequeñas deformaciones se limita por debajo, determinado por los ensayos de laboratorio convencionales:

- ▷ El corte inferior del módulo de corte tangente, se introduce en la rigidez de descarga y recarga  $G_{ur}$  que

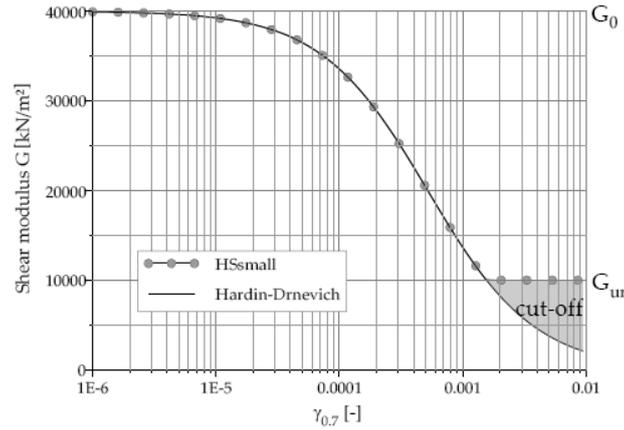


Figura D.9: Curva de degradación de deformaciones empleada

se define con los parámetros del material  $E_{ur}$  y  $\nu_{ur}$ :

$$G_t \geq \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (D.36)$$

▷ La distorsión de corte límite  $\gamma_{cut-off}$  puede calcularse como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ue}}} - 1 \right) \gamma_{0,7} \quad (D.37)$$

En el modelo HSsmall, el módulo de corte tangente cuasi elástico se calcula integrando la curva de reducción del módulo de rigidez secante bajo el incremento de tensiones. Un ejemplo de la curva de reducción de rigidez utilizada en el modelo HSsmall se muestra en la D.9.

### Carga virgen Vs. descarga/recarga

Masing (1926) describió el comportamiento histerético de los materiales en ciclos de descarga y recarga en la forma de las siguientes reglas:

- ▷ El módulo de corte en la descarga es igual al valor de módulo tangente inicial para la curva de carga inicial.
- ▷ La forma de las curvas de descarga y recarga es igual a la de la carga inicial, pero con el doble de tamaño. En términos de la deformación umbral antes establecida ( $\gamma_{0,7}$ ) la regla de Masing puede ser satisfecha por el siguiente arreglo en la relación de Hardin-Drnevich

$$\gamma_{0,7reloading} = 2\gamma_{0,7virgin-loading} \quad (D.38)$$

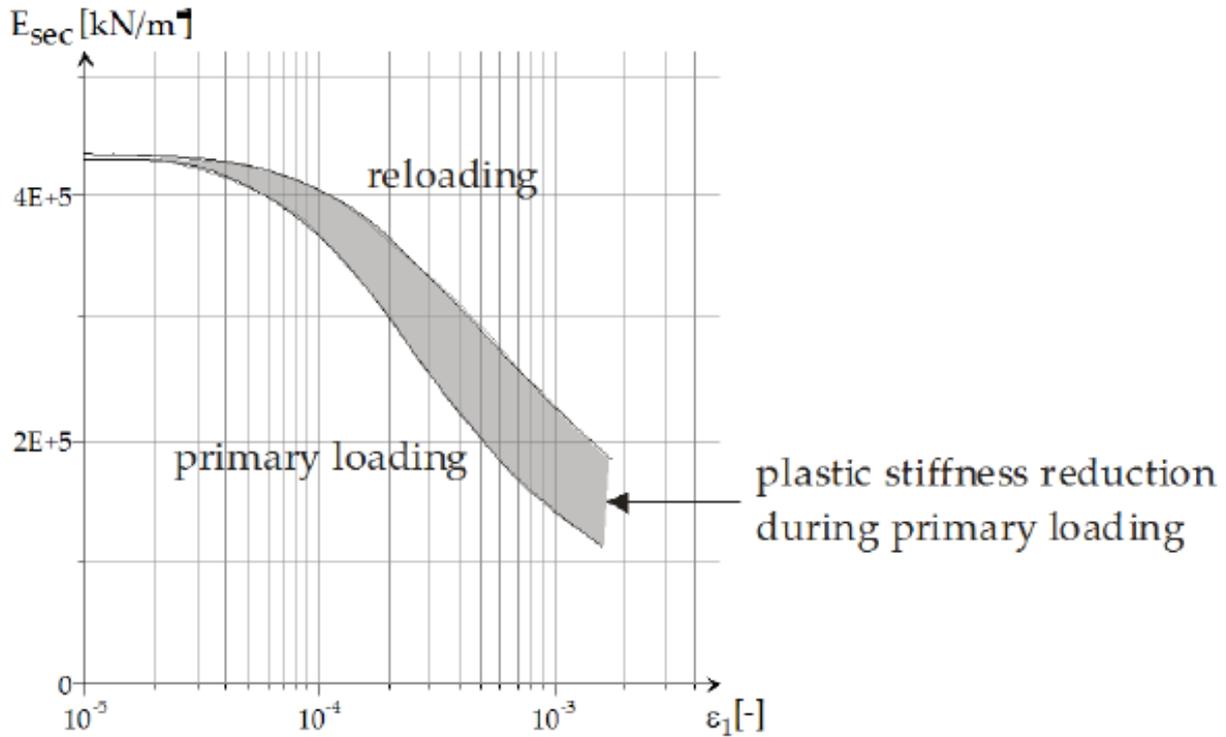


Figura D.11: Reducción de la rigidez inicial y en la descarga y recarga

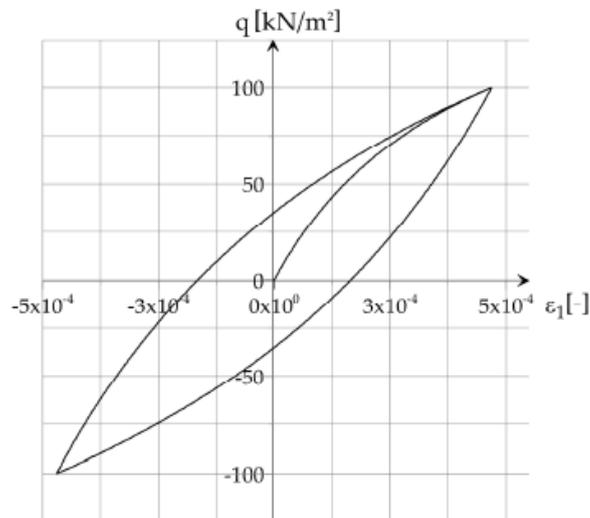


Figura D.10: Comportamiento histerético del material

El modelo HsSmall adopta las reglas de Masing duplicando la distorsión umbral proporcionada por el usuario para la carga virgen. Si debido a plasticidad por endurecimiento disminuye la rigidez para pequeñas deformaciones para carga virgen, la distorsión umbral se duplica siempre. Además, las leyes de endurecimiento del modelo HSsmall son aproximadas de manera tal que la curva de reducción de la rigidez para pequeñas deformaciones se aproxima bien.

## Parámetros del modelo

Comparado al HSM, el HS-small necesita dos parámetros de rigidez adicionales como entrada:  $G_0^{ref}$  y  $\gamma_{0,7}$ . Todos los demás parámetros, incluyendo los parámetros de rigidez alternativos, permanecen igual que en el HSM.  $G_0^{ref}$  define el módulo de corte para pequeñas deformaciones ( $\varepsilon \leq 10^{-6}$ ) a una tensión principal menor  $-\sigma'_3 = p^{ref}$ .

El módulo de Poisson  $\nu_{ur}$  se asume constante, para que el módulo de corte  $G_0^{ref}$  pueda ser calculado a partir del módulo de Young para pequeñas deformaciones como  $G_0^{ref} = E_0^{ref} / (2(1 + \nu_{ur}))$ . El valor umbral de distorsión  $\gamma_{0,7}$  es la deformación por corte a la cual el módulo secante  $G_s^{ref}$  disminuye a  $0,722G_0^{ref}$ . Esta distorsión umbral debe ser suministrada para carga virgen.

La D.12 muestra los parámetros de rigidez del modelo en un ensayo triaxial ( $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_0$ ). Para el orden de deformaciones en los cuales  $E_{ur}$  y  $G_0$  se definen uno podría referirse a la D.7 y a la D.9. Si se utiliza la definición por defecto  $G_0^{ref} = G_{ur}^{ref}$ , no ocurre endurecimiento para pequeñas deformaciones y el HSsmall se convierte en el HSM.

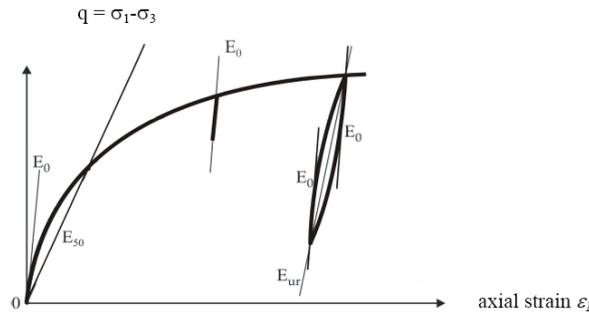


Figura D.12: Parámetros de rigidez  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  y  $E_0 = 2G_0(1 + \nu_{ur})$

### Acerca de los parámetros $G_0$ y $\gamma_{0,7}$

Hay muchos factores que influyen los parámetros de pequeñas deformaciones  $G_0$  y  $\gamma_{0,7}$ . Más importante es que son influenciados por el estado actual de tensiones y deformaciones y relación de vacíos del material. En el HSsmall, la dependencia del módulo de corte  $G_0$  se toma en cuenta con una ley exponencial:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (D.39)$$

la cual se asemeja a las usadas para los otros parámetros de rigidez. El valor umbral de distorsión  $\gamma_{0,7}$  se toma independiente de la tensión promedio.

### Diferencias entre el HS y el HSsmall para el ángulo de dilatancia movilizado

La ley de endurecimiento por corte de los modelos HS y HSsmall tienen la forma lineal:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (D.40)$$

Sin embargo, el ángulo de dilatancia movilizado  $\psi_m$  en compresión se define diferente. En el HS se definió en la D.15. En cambio, para pequeños ángulos de fricción movilizados y para valores negativos de  $\psi_m$ , se computan con la fórmula de Rowe, mientras que en el HS son 0. Limitando el valor menor de  $\psi_m$  a veces puede llevar a muy pequeñas deformaciones volumétricas plásticas. Por lo tanto el HSsmall adopta una aproximación hecha por Li & Dafalias (2000) para  $\psi_m$ , cuando éste es negativo en la fórmula de Rowe. En ese caso, la dilatancia movilizada del HSsmall se calcula con la ecuación:

$$\sin \psi_m = \frac{1}{10} \left( M \exp \left[ \frac{1}{15} \ln \left( \frac{\eta q}{M q_0} \right) \right] + \eta \right) \quad (\text{D.41})$$

donde  $M$  es la relación de tensiones en la falla, y  $\eta = q/p$  es la relación actual de tensiones. La D.41 es una versión simplificada de la formulación de Li & Dafalias, dependiente de la relación de vacíos.



Nombre	$x_g$ [km]	$y_g$ [km]	$\alpha_i$ [°]	Tipo	$h_{min}$ [km]	$h_{max}$ [km]	$h_0$ [km]	$B(x)$ [km]	$D(y)$ [km]
PANAMA	111.4681	-271.3296	0	SC	5	20	8.3	118	180
OSA GOLFITO	14.9256	-193.2084	-37	SC	5	30	11.7	90	102
TALAMANCA	86.6869	-125.6641	-23	SC	5	20	8.3	128	80
LIMON	82.6496	-41.8276	-25	SC	5	20	8.3	192	65
PEREZ ZELEDON	-10.0734	-73.6712	-27	SC	5	15	6.7	90	67
QUEPOS	-75.8898	-134.48	-37	SC	5	35	13.13	130	111
N. VALLE C.	-57.2467	7.9354	-16	SC	5	15	6.7	107	51
S. VALLE C.	-77.8891	-31.9367	-16	SC	5	15	6.7	114	37
G. NICOYA	-153.7964	-83.2611	-36	SC	5	30	11.7	51	114
GUANACASTE	-161.3524	54.1565	-37	SC	5	20	8.3	125	65
NICOYA	-217.6913	-21.9229	-46	SC	5	35	13.3	125	125
PAPAGAYO	-298.2962	74.0045	-46	SC	5	35	13.3	127	108
NS1 16	-346.8735	142.8581	-41	INTER-P	25	60	48	200	90
CSI 11	-237.4411	5.1569	-51	INTER-P	25	60	44.5	118	85
CSI 12	-117.2912	-92.9427	-35	INTER-P	25	60	38.5	162	60
CSI 13	-13.391	-163.3465	-35	INTER-P	25	60	39	102	58
PSI9	160.4316	-269.6335	-35	INTER-P	25	60	38	268	64
NSP 17	-310.2067	155.6769	-41	INTRA-P	60	200	130	140	116
CSP 14	-203.9205	52.3343	-45	INTRA-P	60	200	78.5	140	94
CSP 15	-106.5123	-15.777	-35	INTRA-P	60	200	97.5	88	113
CSP 16	-20.0076	-107.9415	-36	INTRA-P	60	200	61	129	36
PSP 11	166.2215	-211.0684	-25	INTRA-P	60	200	75	257	43

Tabla 15: Datos Fuentes Sismogénicas de Subducción y Corticales

Nombre	$a_{richter}$	$b_{richter}$	$\sigma_{a.richter}$	$\sigma_{b.richter}$	$M_{max}$
PANAMA	0.87	4.87	0.022	0.316	7.7
OSA GOLFITO	0.79	4.05	0.022	0.316	7.7
TALAMANCA	0.92	4.1	0.022	0.316	6.7
LIMON	0.76	3.85	0.022	0.316	7.8
PEREZ ZELEDON	0.88	4.26	0.022	0.316	6.7
QUEPOS	0.93	4.86	0.022	0.316	7.5
N. VALLE C.	0.87	3.59	0.022	0.316	7
S. VALLE C.	0.85	3.97	0.022	0.316	6.5
G. NICOYA	0.8	3.84	0.022	0.316	7.5
GUANACASTE	0.91	4.08	0.022	0.316	7
NICOYA	0.83	4.22	0.022	0.316	7.9
PAPAGAYO	0.89	4.66	0.022	0.316	7.7
NS1 16	0.78	3.79	0.011	0.215	8.2
CSI 11	0.79	3.86	0.011	0.215	8
CSI 12	1	5.14	0.011	0.215	7.4
CSI 13	0.8	3.68	0.011	0.215	7.6
PSI9	0.92	3.9	0.011	0.215	7.5
NSP 17	1.2	6.53	0.014	0.237	7.5
CSP 14	1.05	4.7	0.014	0.237	7.4
CSP 15	0.71	2.94	0.014	0.237	7.6
CSP 16	0.7	2.19	0.014	0.237	7.4
PSP 11	0.59	1.81	0.014	0.237	7.5

Tabla 16: Datos Fuentes Sismogénicas de Subducción y Corticales

Una vez obtenidas todas las fallas y su modelización, el siguiente paso es obtener una curva de distribución de probabilidades de distancias para el sitio para cada una de ellas ( $f(r)$  y  $F(r)$ ). Esto se hace discretizando el área o la recta y contabilizando el número de elementos que caen dentro de un rango de distancias. Así,

se obtiene un histograma normalizado de la siguiente forma:

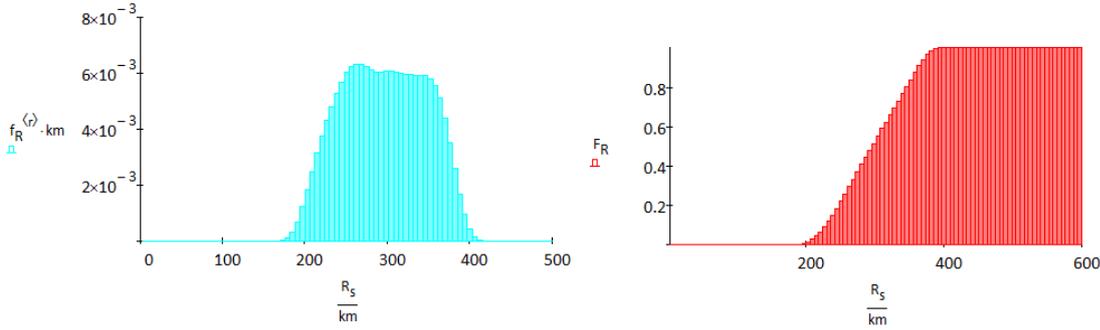


Figura E.2: Funciones de Probabilidad y de Densidad Acumulada de distancias a la fuente i

Paso siguiente, debemos obtener la probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud  $M$ . Para ello, en la tabla se encuentran los datos de los parámetros de la ley de Gutenberg-Richter, junto con sus desvíos estándar, con los cuales se estima el número de casos por año, es decir, la tasa media anual de recurrencia sísmica:

$$\log(\lambda_M) = a_{richter} - b_{richter} \cdot m \quad (E.1)$$

Así, la frecuencia media anual absoluta de sismos con magnitud  $M$  se obtiene:

$$\lambda_M = \exp(a_{richter} - b_{richter} \cdot m) \quad (E.2)$$

Generalmente, se emplea la ley de Gutenberg-Richter truncada. Para ello se define un valor de una magnitud umbral inferior,  $m_o$ , el cual no tendrá incidencia en los resultados y una magnitud umbral superior, correspondiente a la máxima magnitud esperable según las características de la falla,  $m_{max}$ . Así, tendremos que la ley cambia a la siguiente forma:

$$\lambda_M = \nu \frac{\exp(-b_{richter}(m-m_o)) - \exp(-b_{richter}(m_{max}-m_o))}{1 - \exp(-b_{richter}(m_{max}-m_o))} \quad m_o \leq m \leq m_{max} \quad (E.3)$$

con  $\nu = \exp(a_{richter} - b_{richter} \cdot m_o)$ . Así, es posible obtener la probabilidad de ocurrencia de un sismo dada una magnitud, las cuales se expresan como las funciones de densidad de probabilidad y funciones de probabilidad acumulada, respectivamente:

$$f_M(m) = \frac{b_{richter} \exp(-b_{richter}(m-m_o))}{1 - \exp(-b_{richter}(m_{max}-m_o))} \quad (E.4)$$

$$F_M(m) = P[M < m \mid m_o \leq m \leq m_{max}] = \frac{1 - \exp[-b_{richter}(m-m_o)]}{1 - \exp[-b_{richter}(m_{max}-m_o)]} \quad (E.5)$$

Estas funciones se ven representadas en un ejemplo en la Figura E.3.

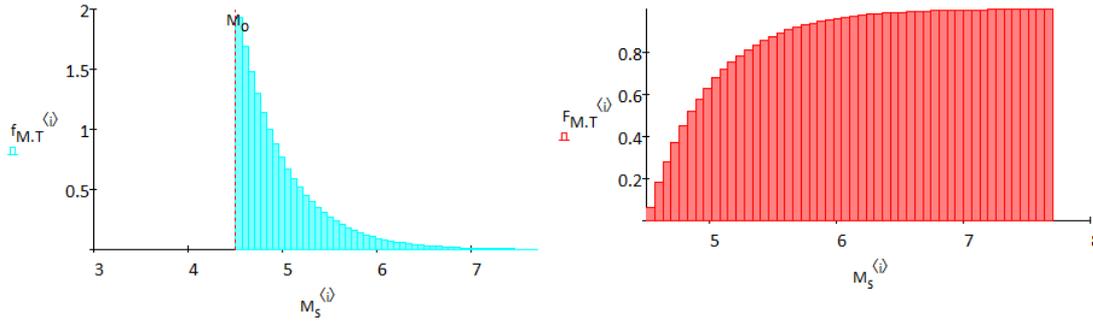


Figura E.3: Funciones de Probabilidad y de Densidad Acumulada de magnitudes de la fuente i

Luego, empleando los modelos de atenuación de la intensidad de Arias de Travararou (?) para las fuentes corticales y de Schmidt (Schmidt (2008)) se obtuvieron las funciones de densidad complementaria de probabilidad, de la siguiente manera:

$$P[IA > ia^* | m, r] = \Phi\left(\frac{\ln(ia^*) - \mu_{\ln.IA}(m, r)}{\sigma_{\ln.IA}}\right) \quad (E.6)$$

donde  $\mu_{\ln.IA}$  y  $\sigma_{\ln.IA}$  son las medias y los desvíos estándar de los modelos de atenuación de la Intensidad de Arias de Travararou y Schmidt. Así, es posible obtener la tasa media de excedencia dada una magnitud como:

$$\lambda_{ia^*} = \sum_{i=1}^{NF} \nu_i \iint P[IA > ia^* | m, r] \cdot f_{M_i}(m) \cdot f_{R_i}(r) dm dr \quad (E.7)$$

donde  $\nu_i = \exp(a_{richter} - b_{richter}m_o)$  para cada fuente. Estas integrales pueden realizarse numéricamente como sigue:

$$\lambda_{ia^*} = \sum_{i=1}^{NF} \sum_{j=1}^{NM} \sum_{k=1}^{NR} \nu_i P[IA > ia^* | m_j, r_k] \cdot f_{M_i}(m_j) \cdot f_{R_i}(r_k) \Delta m \Delta r \quad (E.8)$$

donde  $m_j = m_o + (j - 0,5)(m_{max} - m_o)/NM$ ,  $r_k = r_{min} + (k - 0,5)(r_{max} - r_{min})/NR$ ,  $\Delta m = (m_{max} - m_o)/NM$  y  $\Delta r = (r_{max} - r_{min})/NR$ . Así, se puede evaluar la integral de manera numérica, siendo más exacta cuanto mayor sea el número de divisiones  $NM$  y  $NR$ . Obteniendo  $\lambda_{ia^*}$  para distintas intensidades se obtiene la tasa media de excedencia, a partir de las cuales se obtiene una curva de amenaza sísmica, es decir, de probabilidad de excedencia para un período de exposición  $t_e$  siguiendo un proceso Poisson como sigue:

$$P[N \geq 1 | ia^*] = 1 - \exp(-\lambda_{ia^*} t_e) \quad (E.9)$$

Así, se obtiene la curva de probabilidad de excedencia característica de un análisis de amenaza, con el período de retorno asociado ( $T_R = 1/\lambda_{ia^*}$ ), como se observa en la figura siguiente.

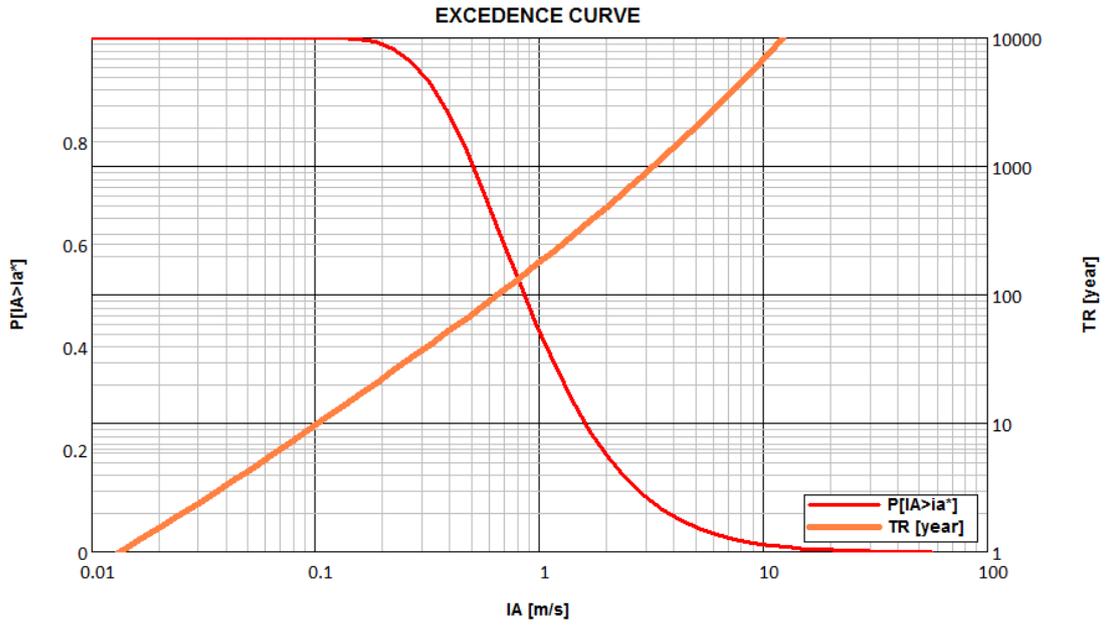


Figura E.4: Curva de Probabilidades de excedencia de la Intensidad de Arias para el ejemplo de aplicación