

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

POR

MARÍA ALEJANDRA DAZIANO
INGENIERA CIVIL

TESIS PRESENTADA COMO REQUERIMIENTO PARCIAL
PARA ACCEDER AL GRADO ACADÉMICO DE
“DOCTOR EN INGENIERÍA”
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN



**INSTITUTO DE ESTRUCTURAS “ING. ARTURO M. GUZMÁN”
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍA
SAN MIGUEL DE TUCUMÁN
OCTUBRE 2017**

"Lo importante es no dejar de hacerse preguntas..."

Albert Einstein

A Lucas y Antonella

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de forma directa o indirecta para que la realización de este doctorado fuera posible. En especial quiero mencionar a todos los miembros del Instituto de Estructuras de la FACET por su compañía y apoyo durante estos años. Gracias a mis compañeros y amigos, Javier Danna, Martín Almenar, Gabriel Aráoz, Javier Lucero, Nicolás Labanda, Andrés Isla, Gonzalo Ruano, Daniela Scotta, Exequiel Santucho, José Saracho, Esteban Torres, y especialmente con quien comenzamos en esta universidad, Pablo Barlek. A mis más recientes compañeros de oficina, Fabián Fiengo y Luciana Argañaráz. A Amelia Campos por toda su colaboración y calidez.

A todos los docentes que me formaron y con quienes compartimos el día a día en la facultad. A la Dra. Bibiana Luccioni y al Ing. Sergio Gutiérrez, por guiarnos y alentarnos. A los ingenieros Abel Jacinto y Oscar Dip, por sus contribuciones y consejos; y especialmente a mi Director, Dr. Gustavo Pérez, por todas las horas dedicadas, conocimientos compartidos y esfuerzo puesto en juego para el desarrollo de esta tesis.

Quiero mencionar a quienes realizaron valiosos aportes para esta tesis y me orientaron desinteresadamente en numerosas oportunidades, Dr. Aram Soroushian, Dr. Julian Bommer, Dr. Swaisgood y Dr. Norihisa Matsumoto.

A mis amigos que siempre están, con todo su cariño.

No podría haber afrontado este desafío sin la contención de mi familia. Mis tías queridas y mis abuelos, Estela, Rosa, Ricardo y Rinaldo que tanto me enseñaron y siempre me acompañan. Y un agradecimiento especial a mi abuelo Ricardo, ejemplo de ingeniero y mi mejor consejero.

Quiero también expresar mi enorme agradecimiento a mis padres, Cristina y Rubén, no sólo por su apoyo incondicional, sino por haberme dado todas las herramientas que necesité para transitar este camino. Son mi ejemplo. Y a mis hermanos, mis compañeros de la vida, mi orgullo, Daniel, Fernando y Victoria. Gracias Victoria por tanto, por estar siempre. A Maximiliano, que ya es parte de la familia.

Finalmente quiero agradecer a mi compañero y esposo Pablo, con quien además comparto esta hermosa profesión. Por todas las "discusiones" que son grandes motivaciones. Por toda su paciencia y apoyo. Por creer siempre en mí. Y por supuesto dedico esta tesis a mis dos mejores "obras", lo más importante de mi vida, Lucas y Antonella, quienes me dieron su tiempo y compañía, desde la panza, para terminar esta etapa.

RESUMEN

El análisis cuantitativo del riesgo sísmico de las estructuras es un tema de suma relevancia e interés actual. En lo que respecta a estructuras de hormigón, como edificios y puentes, el alto grado de avance en esta dirección ha permitido la definición clara y detallada de estados límites. Sin embargo, la respuesta de estructuras geotécnicas es más compleja y los índices están definidos de forma cualitativa. Particularmente para presas de materiales sueltos, las matrices de probabilidad de daño y las curvas de fragilidad desarrolladas se basan en el juicio de expertos y en la limitada información disponible de casos reales, lo que resulta en conclusiones poco específicas y hasta erróneas sobre su capacidad. En Argentina, donde existen más de ciento treinta “grandes presas” y cientos de pequeñas presas, muchas en zonas sísmicas, se agrega el hecho de la ausencia de una Ley de Seguridad de Presas. Salvo muy pocas excepciones, la vulnerabilidad sísmica de estas presas es desconocida.

En esta tesis se propone una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de grandes presas de materiales sueltos. La aplicación de procedimientos de análisis de riesgo avanzados a presas, con evaluaciones de modelos numéricos acoplados tipo tiempo-historia, presenta numerosas dificultades ligadas a la gran cantidad de evaluaciones requeridas y al elevado costo computacional. Para solucionarlo se utilizaron estrategias auxiliares, como ser la definición de las medidas de intensidad óptimas para caracterizar la amenaza y la modificación del paso de los acelerogramas, que permiten reducir el número de evaluaciones, con una muy buena aproximación de la respuesta.

Tradicionalmente, la aceleración máxima del suelo se ha utilizado como el vínculo entre el riesgo sísmico y el análisis estructural, sin embargo este parámetro es insuficiente para presas de materiales sueltos. Se ha desarrollado un amplio estudio para determinar la IM óptima. En general, los parámetros relacionados con la velocidad, como la Intensidad del Espectro de Velocidad y la Intensidad de Housner, son los más adecuados para describir el asentamiento del coronamiento, que es el indicador más utilizado para definir el daño de este tipo de estructuras.

El estudio de los modelos numéricos posibilitó también la definición del estado límite de colapso en términos del parámetro de daño adoptado. Estos resultados permitieron, por un lado, perfeccionar la metodología de análisis de riesgo de un conjunto de presas de materiales sueltos, basada en el Factor de Riesgo Total; y por otro, definir una metodología específica para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una presa en particular. Los métodos propuestos son eficientes en cuanto a recursos computacionales y constituyen una mejora de los existentes hasta el momento. Finalmente, se presenta una aplicación a las grandes presas del noroeste argentino.

ABSTRACT

One of the most critical issues at the present time is the quantitative risk assessment of structures. Regarding concrete structures, behavior is well known and limit states completely defined. On the other hand, geotechnical response to earthquakes is more complex and damage indexes vaguely specified. Damage probability matrices and fragility curves developed for earth and embankment dams are generally based on expert judgment. In the last decades, data from observation of performance has grown but it is still limited. In Argentina there are more than 130 large dams and hundreds of small dams, many located in seismic zones. With very few exceptions, the seismic vulnerability of these dams is unknown. This problem is exacerbated by a lack of specific regulations or guidelines.

In this thesis, a methodology for the evaluation of the seismic vulnerability of earth dams is proposed. The application of advanced risk analysis procedures to dams has been limited due to the limitations and difficulties involved in the development of fully coupled numerical analyses, such as excessive number of evaluations required and high computational cost. To deal with these issues, the definition of the optimal intensity measure to characterize the seismic hazard and the modification of accelerograms time steps have been essential strategies.

Traditionally, Peak Ground Acceleration (PGA) has been chosen as primary IM but it does not always captures special features of dynamic response of earth structures. A comprehensive study on the selection of an appropriate IM for vulnerability and risk analyses of embankment dams has been developed. In general, velocity-related parameters and in particular, cumulative absolute velocity and sustained maximum velocity are the most appropriate IM regarding crest settlement.

Studies on numerical models enabled the definition of collapse limit state in terms of the damage parameter adopted. These results allowed, on the one hand, to improve the methodology of risk analysis of a group of earth dams with impervious core based on the Total Risk Factor; and on the other, to define a specific methodology for the evaluation of the seismic vulnerability of a particular dam. The proposed method is efficient in terms of computational resources and is an improvement of existing procedures. Finally, an example is presented, applied to dams of northwestern Argentina.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Las presas en Argentina y en el NOA	4
1.3 Objetivos	9
1.4 Estructura de la tesis	10
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	12
2.1 El concepto de Vulnerabilidad	12
2.2 Clasificación de Metodologías	15
2.3 Evaluación del riesgo sísmico	17
CAPÍTULO 3: EFECTOS DE LOS SISMOS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.....	23
3.1 Comportamiento de presas frente a sismos	23
3.2 Casos históricos	25
3.3 Métodos de análisis	30
CAPITULO 4: CATEGORIZACIÓN DE GRANDES PRESAS DEL NOA.....	36
4.1 Método del Factor de Riesgo Total	36
4.2 Factor de Riesgo Total para grandes presas del NOA.	38
CAPITULO 5: MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS.....	45
5.1 Introducción	45
5.2 Motivación y fundamentos del método propuesto	47
5.3 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS	50
5.3.1 Índice de vulnerabilidad sísmica de Presas	52
5.3.2 Factor de Riesgo Potencial Aguas Abajo	57
5.3.3 Factor de Peligrosidad y Exposición	58
5.4 Ejemplo de Aplicación	59
CAPITULO 6: MODELOS NUMERICOS.....	61
6.1 Introducción	61
6.2 Prototipo de estudio	64
6.3 Acción sísmica	66
6.4 Análisis dinámico simplificado	70
6.4.1 Análisis de los Desplazamientos de Newmark	73
6.5 Análisis numérico avanzado	74
6.5.1 Modelo de Elementos Finitos	74
6.5.2 Análisis Estático	77
6.5.3 Amortiguamiento	79
6.5.4 Análisis Dinámico	80

CAPÍTULO 7: MEDIDAS DE INTENSIDAD.....	86
7.1 Introducción	86
7.2 Selección de registros reales	88
7.3 Análisis y resultados	90
CAPITULO 8: MODIFICACIÓN DE ACELEROGRAMAS.....	97
8.1 Introducción	97
8.2 Resumen del procedimiento	99
8.3 Paso de tiempo crítico	102
8.4 Resultados	103
CAPITULO 9: VUNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.....	110
CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	114
10.1 Métodos empíricos	114
10.1.1 Metodología del Factor de Riesgo Total	115
10.1.2 Metodología del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Presas	117
10.2 Métodos analíticos	118
10.2.1 Estudio de la respuesta a sollicitaciones dinámicas	118
10.2.2 Selección de una Medida de Intensidad óptima	119
10.2.3 Modificación de Acelerogramas	120
10.2.4 Metodología propuesta	121
10.3 Futuras investigaciones	121
REFERENCIAS.....	124
APÉNDICE A: MÉTODO DEL FACTOR DE RIESGO TOTAL.....	132
A.1 Introducción	132
A.2 Descripción del método	133
A.2.1 Factor de Daño Asumido	133
A.2.2 Factor de Peligrosidad Aguas Abajo	135
A.2.3 Factor de Riesgo por Capacidad, Altura y Antigüedad	137
A.2.4 Factor de Riesgo Total	138
APÉNDICE B: PARÁMETROS SÍSMICOS	139

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1.1. Distribución de presas en Argentina según su tipología.
- Fig. 1.2. Noroeste Argentino (NOA)
- Fig. 1.3. Presas del NOA. Distribución por provincias.
- Fig. 1.4. Clasificación de Presas Argentinas por su Altura.
- Fig. 1.5. Clasificación de Presas Argentinas por su Año de Construcción.
- Fig. 2.1. Concepto de Riesgo
- Fig. 2.2. Población aguas debajo de la presa de Oroville, California, año 2017.
- Fig. 2.3. Esquema de la metodología de análisis de riesgo sísmico basada en el desempeño
- Fig. 3.1. Patrón de fisuración y movimientos diferenciales verticales en el coronamiento de la presa de Fategadth luego del sismo de Bhuj, India en el 2001.
- Fig. 3.2. Deslizamiento del talud aguas arriba de la presa de Feng-shou luego del sismo de Wenchuan, China, en el año 2008.
- Fig. 3.3. Detalle del hundimiento (escarpa) en la zona del estribo de la presa de Coihueco, luego del sismo de Maule, Chile, en el 2010.
- Fig. 4.1. Mapa de ubicación de presas en la región noroeste.
- Fig. 4.2. Factores de Daño según la tipología de las presas del NOA.
- Fig. 4.3. Distribución de presas del Noroeste en las zonas sísmicas argentinas.
- Fig. 5.1. Asentamientos en el coronamiento de presas de materiales sueltos debido a sismos.
- Fig. 5.2. Modificación del TRF para los casos analizados con el I_{VSP}
- Fig. 6.1. Sección típica de la presa y propiedades de los materiales seleccionados
- Fig. 6.2. Ubicación de los registros seleccionados en el espacio magnitud-distancia.
- Fig. 6.3. Geometría de la superficie de deslizamiento crítica
- Fig. 6.4. Desplazamientos de Newmark calculados para el prototipo de 100 m con núcleo impermeable, sometidos a los sismos propuestos.
- Fig. 6.5. Geometría del modelo y malla de Elementos Finitos
- Fig. 6.6. Modelo Hardening Soil: Elastoplástico con endurecimiento isótropo.
- Fig. 6.7. Comparación de tensiones totales verticales para el fin de la construcción.
- Fig. 6.8. Comparación de tensiones totales laterales para el fin de la construcción.
- Fig. 6.9. Asentamientos del coronamiento obtenidos para el prototipo de 100 m con núcleo impermeable, sometidos a los sismos propuestos.
- Fig. 6.10. Amplificación de las aceleraciones para el sismo de Tabas, Irán, desde la base de la presa hasta el coronamiento.
- Fig. 6.11. Amplificación de las aceleraciones para el sismo de San Fernando, EEUU, desde la base de la presa hasta el coronamiento.

Fig. 6.12. Relación de presión de poros, para los sismos TCU071 y TAR-090. La línea llena representa la condición estática y los puntos los resultados post-sismo.

Fig. 6.13. Deformaciones cortantes resultantes de la simulación del sismo de Chi-Chi, Taiwán, CHY080-090.

Fig. 6.14. Aceleraciones horizontales máximas registradas durante la simulación del sismo de Chi-Chi, Taiwán, CHY080-090.

Fig. 7.1. Desplazamiento de Newmark y el Asentamientos del coronamiento para los registros seleccionados.

Fig.7.2. Coeficiente de correlación de Pearson entre el desplazamiento de Newmark y el Asentamiento del coronamiento, para las 19 IMs candidatas.

Fig.7.3. Análisis de regresión del desplazamiento de Newmark y el asentamiento del coronamiento sobre VSI y SMV respectivamente

Fig.7.4. Suficiencia de las IMs VSI y SMV respecto de la magnitud del sismo.

Fig.7.5. Diagramas de dispersión para los resultados en términos de la PGA.

Fig.7.6. Clasificación del daño en relación a la medida de intensidad óptima, SMV.

Fig. 8.1. Acelerograma real y modificados por $n=3$, 17, 65 y 129; del registro del sismo de Tabas, Irán, 1978.

Fig. 8.2. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento, durante el tiempo de la simulación del sismo de Loma Prieta de 1989.

Fig. 8.3. Ahorro de tiempo de cálculo, real y estimado según Soroushian (2008).

Fig. 8.4. Relación entre el asentamiento del coronamiento obtenido a partir de cada registro y la CAV de los mismos.

Fig. 8.5. Relación entre el asentamiento del coronamiento obtenido a partir de cada registro y la Duración Significativa de los mismos.

Fig. 8.6. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento en el tiempo durante la simulación del sismo de Loma Prieta de 1989, representado por los registros original, o8 y o9.

Fig. 8.7. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento, durante el tiempo de la simulación del sismo de Tabas, Irán de 1978.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Cantidad de presas por tipo en Argentina

Tabla 4.1. Presas del NOA

Tabla 4.2. Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica

Tabla 4.3. Resumen de Factores obtenidos.

Tabla 4.4. Factores de Riesgo Total y Clases de Riesgo

Tabla 5.1. Puntaje referido a la Influencia de la Estructura

Tabla 5.2. Clases de Riesgo.

Tabla 5.3. Contribución del Factor de Presa.

Tabla 5.4. Factores de peso para la determinación del IVSP.

Tabla 5.5. Factor de riesgo por antigüedad.

Tabla 5.6. Factor de riesgo aguas abajo.

Tabla 5.7. Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica

Tabla 5.8. Resumen de coeficientes para los casos reevaluados

Tabla 6.1. Clasificación del Daño

Tabla 6.2. Clasificación del sitio de acuerdo a Geomatrix

Tabla 6.3. Conjunto n° 1, registros de fuente cercana. Suelos tipo A y B

Tabla 6.4. Conjunto N° 2, registros de fuente cercana. Suelos tipo A y B

Tabla 6.5. Límites inferiores para los parámetros que definen la fuente cercana.

Tabla 6.6. Conjunto N° 3, registros de fuente lejana. Suelos tipo A y B

Tabla 6.7. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°1.

Tabla 6.8. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°2.

Tabla 6.9. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°3.

Tabla 6.10. Parámetros del Modelo Constitutivo Hardening Soil

Tabla 6.11. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°1

Tabla 6.12. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°2

Tabla 6.13. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°3

Tabla 7.1. Resumen de parámetros sísmicos preseleccionados

Tabla 7.2. Resultados Conjunto n° 1. Suelos tipo A y B

Tabla 7.3. Resultados Conjunto n° 2. Suelos tipo A y B

Tabla 7.4. Comparación de la eficiencia, practicidad y competencia para las IMs con fuerte correlación con el desplazamiento de Newmark.

Tabla 7.5. Comparación de la eficiencia, practicidad y competencia para las IMs con fuerte correlación con el desplazamiento vertical del coronamiento.

Tabla 8.1. Paso de tiempo de los registros originales (n=1; .01) y modificados.

Tabla 8.2. Resultados del modelo con registros original (n=1; .o1) y modificados, para el sismo WAH-090.

Tabla 8.3. Resultados del modelo con registros original (n=1; .o1) y modificados, para el sismo de Loma Prieta de 1989.

Tabla 8.4. Resultados del modelo con registros original (n=1; .o1) y modificados, para el sismo TAB-LN.

Tabla A.1. Indicador de Tipo de Presa y Factor de Valoración de Daño.

Tabla A.2. Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica.

Tabla A.3. Factores de riesgo por evacuación y por riesgo aguas abajo.

Tabla A.4. Factor de peligrosidad aguas abajo.

Tabla A.5. Factores de riesgo por capacidad y altura de presa.

Tabla A.6. Factor de riesgo por antigüedad.

Tabla A.7. Clases de Riesgo.

Tabla B.1. Resumen de los parámetros sísmicos

Tabla B.2. Parámetros sísmicos para los registros seleccionados

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del problema

En regiones sísmicamente activas se reconoce la necesidad de investigar cómo se comportarían las grandes estructuras, diseñadas con anterioridad a los códigos y prácticas vigentes, durante la ocurrencia de un sismo de magnitud importante. Entre tales estructuras se destacan las grandes presas de embalse, ya que un daño sobre las mismas puede tener efectos en una gran zona de influencia, que pueden variar desde pérdidas económicas (por necesidad de reparación de la estructura, inundaciones en cultivos, o verse afectado el sistema de generación de energía o de distribución de agua), hasta la pérdida de vidas humanas por inundaciones en poblados cercanos (Bolt, 1983).

Los sismos recientes de Bhuj, India del 2001, Wenchuan, China del 2008, el sismo de Maule, Chile en el año 2010 y el de Tohoku, Japón en el 2011, han puesto de manifiesto una vez más la vulnerabilidad de las grandes presas y la necesidad de revisión de los criterios de cálculo con que fueron proyectadas. El terremoto de Bhuj en India afectó severamente a 5 presas de materiales sueltos y ocurrió en estación seca, donde los niveles de los embalses eran bajos, por lo tanto ninguna de las presas colapsó.

Otras 200 pequeñas presas de la zona sufrieron daños menores. El terremoto de China dañó cientos de presas en la provincia de Sichuan. En un primer momento, el gobierno chino informó que al menos 391 represas habían sido afectadas por el sismo, incluyendo grietas importantes en la represa más grande de la zona, la presa de Zipingpu. Posteriormente, el Ministerio de Recursos Hídricos de dicho país informó que hasta 2.380 presas fueron dañadas en este terremoto que produjo 80.000 víctimas fatales. El sismo de Tohoku causó el colapso de la presa de materiales sueltos Fujinuma, ocasionando 8 víctimas fatales. Se inspeccionaron 252 presas un día después del terremoto. Siete presentaban daños pero no alcanzaron el colapso (Prieto, 2011). Evidentemente, el análisis de riesgo sísmico es un tema que no puede postergarse.

En términos generales, la vulnerabilidad puede entenderse como la predisposición intrínseca de una construcción a sufrir daño debido a posibles acciones sísmicas y, por lo tanto, su evaluación contribuye en forma fundamental al conocimiento del riesgo sísmico imperante en una región, entendiéndose como tal a la probabilidad de pérdida (económica o humana) causada por un sismo, dentro de un período de tiempo determinado. Este parámetro depende, a su vez, de dos factores: la peligrosidad sísmica como factor natural y la vulnerabilidad que refleja las características de la intervención humana.

Es de constante interés actualizar tanto los criterios empleados en el proyecto de grandes presas a construirse en zonas sísmicas, como la forma de evaluar la vulnerabilidad sísmica de las existentes. En Argentina en particular, donde existen más de ciento treinta “grandes presas” y cientos de pequeñas presas, muchas en zonas sísmicas, se agrega el hecho de la ausencia de una Ley de Seguridad de Presas. Salvo muy pocas excepciones, la vulnerabilidad sísmica de estas presas es desconocida. Esta situación coloca a los habitantes sometidos a la amenaza de falla de presas, en una

desigual condición de riesgo y, por lo tanto, a una inadmisible diferencia en su calidad de vida (Ortega, 2010).

Por ello, para prevenir fallas catastróficas, es necesaria una revisión lo más detallada posible de la capacidad de las presas de soportar sismos moderados y fuertes, esto es, la evaluación de la vulnerabilidad. A partir de estas evaluaciones, se distinguen diferentes niveles de vulnerabilidad y la necesidad o no de intervención para la disminución del riesgo. Estas intervenciones deben estar basadas en conocimientos científicos y ser consistentes con los requisitos ingenieriles actuales y los códigos de diseño de cada país.

No existen en nuestro país, ni tampoco a nivel mundial, un criterio generalizado para evaluar la vulnerabilidad de presas ni de las construcciones en general, ni las medidas de readecuación sísmica consecuentes. Solamente se han realizado algunos aportes aislados (Rodríguez-Granados, 2006). Es por ello que esta investigación tiene un alto impacto dentro de la construcción, el mantenimiento y el gerenciamiento de presas en Argentina ya que sentará un punto de referencia dentro de una problemática que debería tratarse con más profundidad.

El procedimiento de evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras consiste en establecer una prioridad a la hora de reacondicionar las mismas, de forma que se refuercen primero aquellas que presentan un riesgo más elevado. Para esto se deberán desarrollar las siguientes actividades:

- Revisar la variedad de metodologías y técnicas propuestas por diferentes autores para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de diferentes tipos de instalaciones. Observar los factores de los que dependen estas técnicas de evaluación. Estudiar la escala y las características de los elementos de interés en relación con la selección de una metodología de análisis.

Teniendo en cuenta que en el caso de estudio del riesgo sísmico de estructuras particulares como presas hidráulicas, la técnica generalmente se basa en evaluaciones deterministas de la vulnerabilidad, se propone entonces realizar el estudio y revisión de los antecedentes de la evaluación determinista de los diversos factores que intervienen.

- En los estudios de vulnerabilidad es necesario utilizar el concepto de Daño Estructural. Por ello se deberán estudiar las técnicas de caracterización del mismo para luego investigar el comportamiento de las tipologías de presas hidráulicas más comunes utilizadas en la región en base al riguroso análisis de los daños observados en sismos ocurridos en diferentes partes del mundo en presas similares y en base también a predicciones analíticas.

1.2 Las presas en Argentina y en el NOA

Actualmente existen en la Argentina alrededor de 130 grandes presas y una gran cantidad de pequeñas presas, cuyo número no es posible precisar. El Comité Internacional de Grandes Presas, ICOLD, reúne a expertos de los diversos países miembros, 100 países en total, que organizados en comisiones técnicas, trabajan sobre temas específicos y realizan publicaciones periódicas cada 3 o 5 años, analizando el estado del arte y los últimos avances en cada materia.

El ICOLD define a las grandes presas como aquellas cuya altura supere los 15 metros o esté entre 10 y 15 metros y satisfaga al menos uno de los siguientes criterios:

- i. Más de 500 metros de longitud;
- ii. Capacidad de embalse superior a 1 hm^3 ;
- iii. Capacidad de vertedero superior a $2000 \text{ m}^3/\text{s}$;

- iv. Presas con problemas especiales en la fundación;
- v. Presas provenientes de proyectos no usuales.

En lo que respecta a la seguridad, como ya se mencionó anteriormente, no existe una legislación o normativa que regule la construcción ni la explotación de estas presas, solamente los dos proyectos binacionales, Yacyretá y Salto Grande, están controlados y aquellas presas concesionadas cuentan con una regulación parcial, a cargo del ORSEP (Organismo Regulador de Seguridad de Presas) desde el año 1999. Esto representa menos del 25% del total. Si bien existe un proyecto de ley, todavía se encuentra en desarrollo.

Si se considera su tipología, existe un predominio de las presas de materiales sueltos, abarcando un 41% del total. En cuanto a la altura, el 65% es inferior a 50 metros, pero existen 13 presas con alturas superiores a 100 metros. En la Tabla 1.1 y en la Figura 1.1 se muestra la distribución de las presas en el país, de acuerdo a su tipología.

Tabla 1.1. Cantidad de presas por tipo en Argentina

Tipo	Cantidad	Porcentaje (%)
Gravedad	32	24
Arco	12	9
Contrafuertes	16	12
RCC (H°Comp.Rodillo)	2	2
Escollera	9	7
Mat. Suelos - Núcleo	55	42
CRFD (Mat. Suelos c/pantalla)	2	2
CFGD (Escollera c/pantalla)	3	2
TOTAL	131	

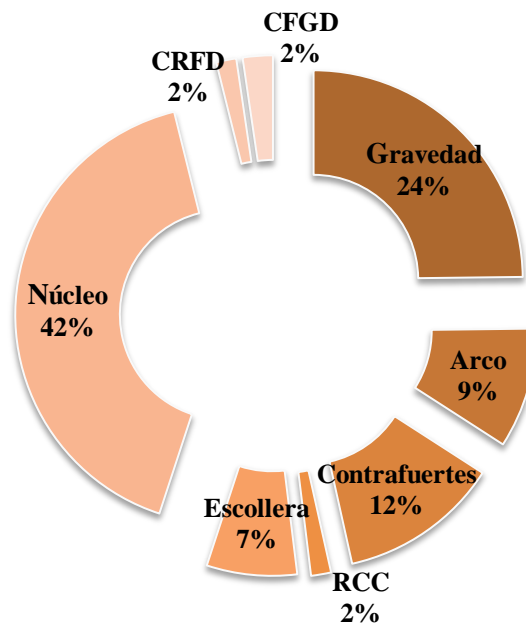


Figura 1.1. Distribución de presas en Argentina según su tipología. Fuente: Registro de Presas del Comité Argentino de Presas.

El Noroeste Argentino (NOA) abarca las provincias de Jujuy, Salta, Tucumán, Santiago del Estero, Catamarca y La Rioja, con una superficie total de 557.000 kilómetros cuadrados, lo que constituye cerca del 15% de la superficie total de la República Argentina (Figura 1.2). En esta región se localizan 36 grandes presas, cuya distribución por provincias puede verse en la Figura 1.3. Considerando la sismicidad del país, el NOA es la segunda región con mayor actividad, luego de la región centro – oeste. Si bien la región NOA ha soportado terremotos destructivos en los últimos 400 años, éstos no han afectado mayormente a las zonas más densamente pobladas y, en consecuencia, no se le ha dado al problema sísmico la importancia que realmente tiene en función del elevado nivel de peligro sísmico potencial.

Del total de las presas, más del 60% fueron construidas entre las décadas de los 60 y 80, observándose a partir de esa fecha un fuerte decrecimiento en la ejecución de estas obras.

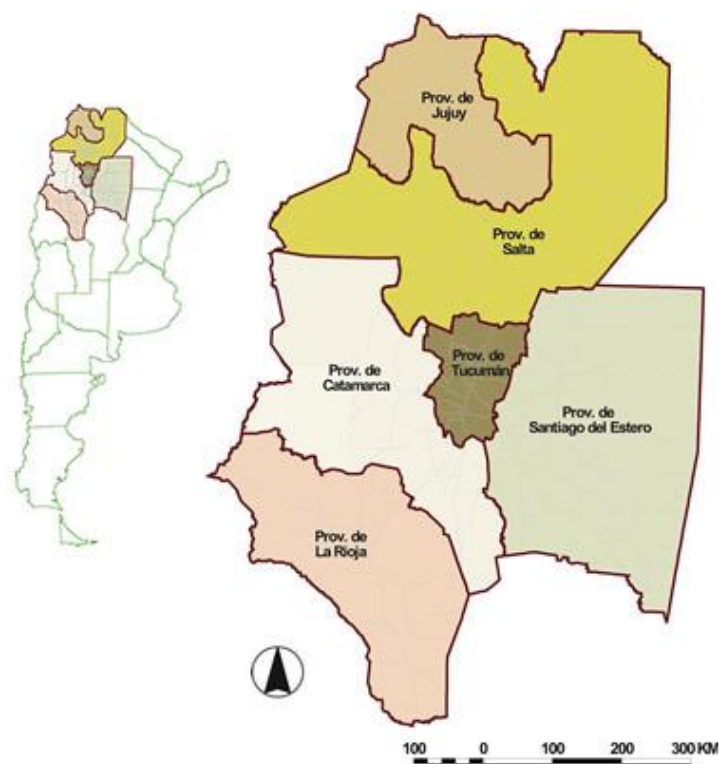


Figura 1.2. Noroeste Argentino (NOA)

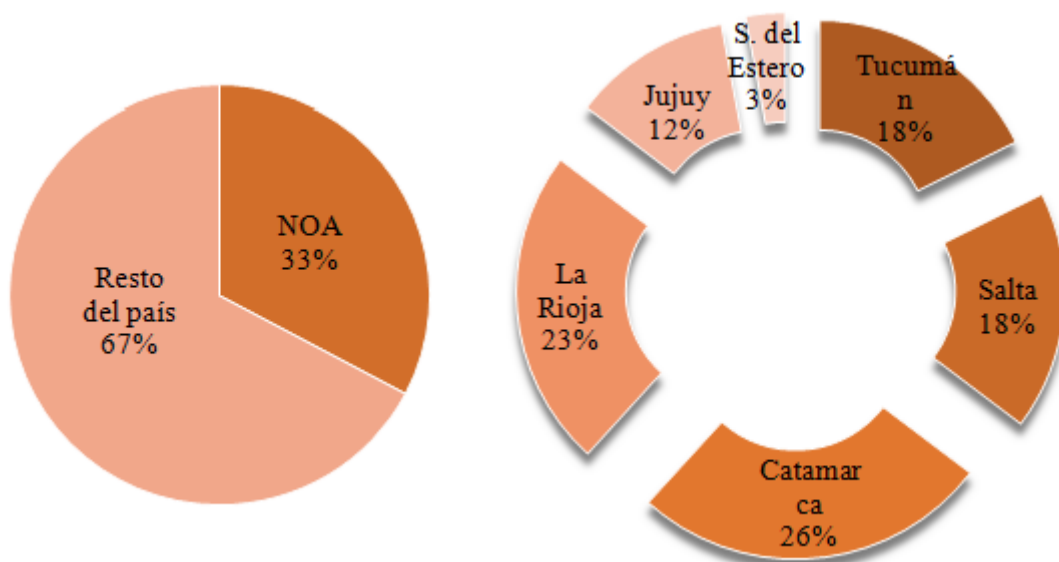


Figura 1.3. Presas del NOA. Distribución por provincias.

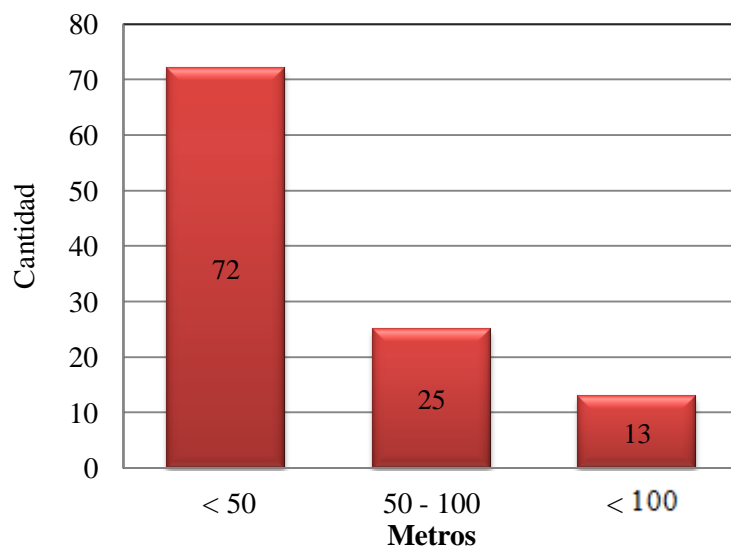


Figura 1.4. Clasificación de Presas Argentinas por su Altura.

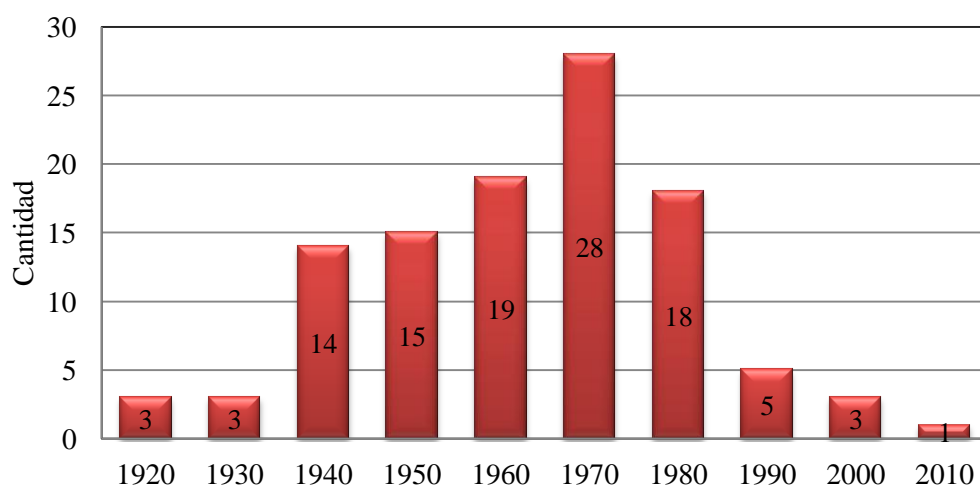


Figura 1.5. Clasificación de Presas Argentinas por su Año de Construcción.

La finalidad de la Seguridad de Presas es alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad posible con el fin de evitar la destrucción de las obras y con ello, la pérdida de vidas y bienes. Para la gestión de la seguridad de las presas y embalses es necesario contar con herramientas que permitan tomar decisiones y programar las tareas que se deben desarrollar para garantizar el mínimo riesgo en términos estructurales, sociales y ambientales.

Si bien el diseño sísmico fue aplicado a la construcción de presas desde los años 30, en ese entonces fueron evaluadas con los criterios correspondientes a la época. Por ejemplo, era común adoptar un coeficiente sísmico de 0.1 si no existía más información. Sin embargo, con los nuevos parámetros de análisis se conoce que los valores pueden ser considerablemente mayores, es decir, aquellas evaluaciones sísmicas efectuadas pueden no satisfacer los criterios actuales. En este contexto, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica cobra aún más importancia, ya que frente a la carencia de normativa y antigüedad de las presas existentes, el análisis de riesgo es casi obligado.

1.3 Objetivos

El objetivo general de este trabajo es establecer una metodología específica para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de grandes presas de materiales sueltos.

Los objetivos específicos de esta investigación son:

- a) Revisar los métodos existentes para evaluar la vulnerabilidad sísmica de grandes obras de ingeniería y en particular, de grandes presas.
- b) Estudiar el efecto del sismo en presas. Caracterizar el Daño.
- c) Definir las medidas de intensidad óptimas para caracterizar la amenaza.
Establecer un criterio para la selección de acelerogramas para análisis numéricos avanzados.

- d) Desarrollar una metodología de caracterización y evaluación de la vulnerabilidad en presas de materiales sueltos.

1.4 Estructura de la tesis

La tesis se organiza en 10 capítulos y 2 anexos. El segundo capítulo está dedicado exclusivamente al estado del arte y resume los métodos para la evaluación de la vulnerabilidad de grandes obras. Se presenta además la metodología para la determinación cuantitativa del riesgo sísmico de estructuras adoptada por el Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). Este capítulo se complementa con el siguiente, el capítulo 3, donde se aborda específicamente el tema del efecto de los sismos en presas de materiales sueltos y se presentan algunos casos históricos relevantes sucedidos en los últimos años. También se analizan los métodos disponibles para estudiar el comportamiento de estructuras geotécnicas.

A partir del primer capítulo la tesis se estructura en dos partes, la primera dedicada a los métodos empíricos, detallados en los capítulos 4 y 5; y la segunda parte, correspondiente a los métodos analíticos de evaluación de la vulnerabilidad, se compone de los capítulos 6, 7, 8 y 9.

El capítulo 4 presenta los resultados de la aplicación del método del Factor de Riesgo Total para evaluar la vulnerabilidad sísmica de grandes presas del NOA. La descripción completa del método se presenta en el anexo A. En el capítulo 5 se detalla el Método de Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Presas.

El capítulo 6 se centra en el prototipo teórico estudiados en el marco de esta tesis, con el objeto de evaluar por un lado, la performance sísmica de las presas, y por otro, la capacidad del modelo numérico implementado para capturar de manera fidedigna su

respuesta. Se describen las propiedades de la malla de elementos finitos y del modelo constitutivo adoptados, las condiciones de contorno, el amortiguamiento del sistema presa-fundación y el método de integración y paso del tiempo seleccionados para el análisis.

El capítulo 7 trata sobre la selección de medidas de intensidad óptimas para caracterizar la amenaza sísmica. Los parámetros del movimiento considerados se detallan en el anexo B. En el capítulo 8 se muestran los resultados de la modificación del paso de los acelerogramas, implementado con el fin de reducir el costo computacional derivado de los análisis numéricos.

El capítulo 9 reúne todos los elementos estudiados en el marco de esta investigación, proponiendo una metodología específica para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de presas de materiales sueltos.

Las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones, se resumen en el capítulo 10.

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

2.1 El concepto de Vulnerabilidad

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos (Barbat, 1998). La vulnerabilidad se entiende como un factor de riesgo interno que matemáticamente está expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza. De esta manera, el riesgo corresponde al potencial de pérdidas que pueden ocurrirle al sujeto o sistema expuesto, resultado de la convolución de la amenaza y la vulnerabilidad (Möller et al., 2006). Si no existe amenaza, la estructura puede ser vulnerable, pero sin estar en riesgo. Es importante que todos los conceptos involucrados en esta definición queden claramente definidos, tal como puede encontrarse en los trabajos doctorales de Bonet (2003) y Safina (2003).

La amenaza o peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia del evento que puede ocasionar daño, para un sitio y período de tiempo (período de exposición) específicos.

El riesgo específico S será entonces, la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras sufra cierto grado de daño, durante un período de exposición determinado, claramente representado en la Figura . Se calcula mediante la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de sismos de diferente intensidad durante ese período, es decir de la peligrosidad sísmica H , con la vulnerabilidad de la estructura V para cada una de dichas intensidades.

$$S = H \otimes V \quad (2.1)$$



Figura 2.1. Concepto de Riesgo

El riesgo sísmico R_s , es una función que define el grado esperado de pérdidas en una estructura o grupo de estructuras sometidas a la acción sísmica, durante un período de exposición. El grado de pérdidas está referido al valor económico, social, financiero, etc., de la estructura o elemento en riesgo.

$$R_s = S \otimes V_E \quad (2.2)$$

El análisis de vulnerabilidad es un tema que comienza su desarrollo desde hace aproximadamente cuatro décadas, en los 70, tomando gran impulso hacia los 90. Consiste en la determinación de la susceptibilidad de una estructura expuesta a un fenómeno natural. La consideración de esta probabilidad de falla afecta el diseño y construcción de nuevas estructuras y la verificación de las existentes.

Una estructura de gran envergadura como es una presa, trae asociado un alto riesgo frente a una falla, por lo que es necesario desarrollar investigaciones precisas sobre su seguridad aún en zonas de reducida sismicidad.

El objetivo de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de una estructura o conjunto de estructuras es predecir su respuesta y sus deficiencias frente a un sismo de determinadas características, es decir, analizar en qué medida se verán afectadas al estar expuestas a este fenómeno, con la menor incertidumbre posible. En otras palabras, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica consistirá en comparar la demanda sísmica con la capacidad de la estructura para determinar su nivel de seguridad. La demanda sísmica no es otra cosa que el conjunto de acciones al que se someterá a la estructura frente a un evento sísmico, mientras que su capacidad será el nivel de fuerzas y deformaciones que puede soportar sin alcanzar un estado límite. En presas, por ejemplo, el estado límite de colapso está representado por la pérdida sin control de agua.

Conocidas la peligrosidad y la vulnerabilidad es posible disminuir el riesgo. Sin embargo, para estructuras existentes no es posible modificar las condiciones que definen a la amenaza, por lo que las evaluaciones de vulnerabilidad son la única alternativa para mitigar y/o prevenir el daño. Esta evaluación será diferente al proceso de diseño ya que se considerará la resistencia y ductilidad reales de la estructura, sin coeficientes de seguridad.

Es necesario especificar el tipo de daño que se evalúa, ya que el término de vulnerabilidad se aplica no sólo a los efectos del fenómeno referidos a aspectos estructurales sino también sociales, funcionales, operativos, etc. En este contexto, el daño sísmico es un parámetro que mide la degradación de las estructuras, generalmente asociada a las deformaciones inelásticas y es una forma de cuantificar las consecuencias estructurales del fenómeno.

2.2 Clasificación de Metodologías

En los últimos tiempos, distintos autores fueron proponiendo criterios muy variados de clasificación de las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Entre los más conocidos se destacan los propuestos por Corsanero y Petrini (1990) y Dolce (1994). Los primeros distinguen a los métodos por sus resultados en técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas (combinación de métodos). Las técnicas directas emplean resultados de modelos, más o menos sofisticados, y las técnicas indirectas, en cambio, utilizan los datos recolectados luego de un evento sísmico para definir un índice de vulnerabilidad que se relaciona con el daño mediante funciones.

Por su parte, Dolce (1994) propone clasificarlos de manera más general y práctica, combinando sus tres componentes: datos de entrada, método y resultados. Se distinguen métodos empíricos, teóricos y experimentales. Los métodos empíricos sirven para realizar evaluaciones preliminares y son suficientes sólo en regiones de baja sismicidad.

Se distinguen:

- Métodos de Categorización: diferencian a las estructuras por su tipología en clases de vulnerabilidad. Este procedimiento clasifica las estructuras en grupos de vulnerabilidad similar. Se basan en datos empíricos de daños causados por

terremotos y junto con el juicio de expertos se relacionan las características de la estructura con el comportamiento observado en construcciones parecidas.

- Métodos de Inspección y puntaje: son aquellos métodos que utilizan un índice de vulnerabilidad. Los índices son parámetros relativos que permiten cuantificar la susceptibilidad de una edificación a sufrir daños. Se obtienen por la ponderación de parámetros estructurales preestablecidos por expertos, por lo que son subjetivos, la calificación se hace por observación de parámetros representativos del comportamiento de las estructuras.

Los métodos teóricos o analíticos tienen un enfoque mucho más completo y consisten en el análisis de la respuesta estructural, obtenida de modelos mecánicos. Es claro que el resultado depende de la calidad de los datos ingresados y de la complejidad del modelo utilizado.

Los métodos experimentales se basan en la utilización de ensayos dinámicos. De ellos se obtienen propiedades dinámicas de la estructura difíciles de obtener o reproducir de manera teórica.

El resultado más valioso y confiable de una evaluación de vulnerabilidad surge de la aplicación conjunta de estos métodos, complementarios entre sí, es decir, un método híbrido.

Por último se puede distinguir entre vulnerabilidad observada y calculada (Caicedo et al., 1994). En el primer caso, se deriva de la inspección de los daños y consecuencias de ciertos sismos ocurridos y al tratamiento estadístico de dichos datos. En cambio, la vulnerabilidad calculada se refiere al análisis probabilístico de los resultados de un modelo computacional o a escala reducida en un laboratorio, es decir, los datos se obtienen analíticamente. El procedimiento óptimo correspondería a la combinación de ambos.

Particularmente para presas de materiales sueltos, las matrices de probabilidad de daño (ATC-1985) y las curvas de fragilidad desarrolladas se basan en el juicio de expertos y en la limitada información disponible de casos reales, lo que resulta en conclusiones poco específicas y hasta erróneas sobre su capacidad. En Argentina, donde existen más de ciento treinta “grandes presas” y cientos de pequeñas presas, muchas en zonas de moderada y elevada sismicidad, se agrega el hecho de la ausencia de una Ley de Seguridad de Presas. Salvo muy pocas excepciones, la vulnerabilidad sísmica de estas presas es desconocida. A nivel mundial tampoco existe un procedimiento completo y claro para evaluar la vulnerabilidad sísmica de presas. Sólo fue divulgado un Método de Categorización, conocido como Método del Factor de Riesgo Total, que será analizado y aplicado en el Capítulo IV y cuya descripción completa se presenta en el Anexo A.

2.3 Evaluación del riesgo sísmico

Aunque la probabilidad de falla de una presa sea del orden de 10^{-6} , o algo superior en zonas sísmicas, hacia el inicio del siglo XXI más de un billón de personas en el mundo vivían aguas abajo de alguna presa (Seco e Pinto, 2010). Esta cifra pone de manifiesto la urgente necesidad de avanzar en el ámbito del análisis de riesgo y de hecho, globalmente es una tendencia. Para ilustrar este concepto, la figura 2.2 muestra claramente la población ubicada aguas abajo de la presa de Oroville, California. En 2017, un evento de carácter hidrológico de gran magnitud y la rotura de la rápida del vertedero, pusieron en riesgo a miles de personas, donde el número de evacuados alcanzó los 200.000. Esta presa de 230 m de altura, una de las más altas de los Estados Unidos, estuvo sometida a un sismo en el año 1975, mostrando un buen desempeño. Sin embargo, su estabilidad es verificada periódicamente, conforme se actualizan los criterios de seguridad sísmica.

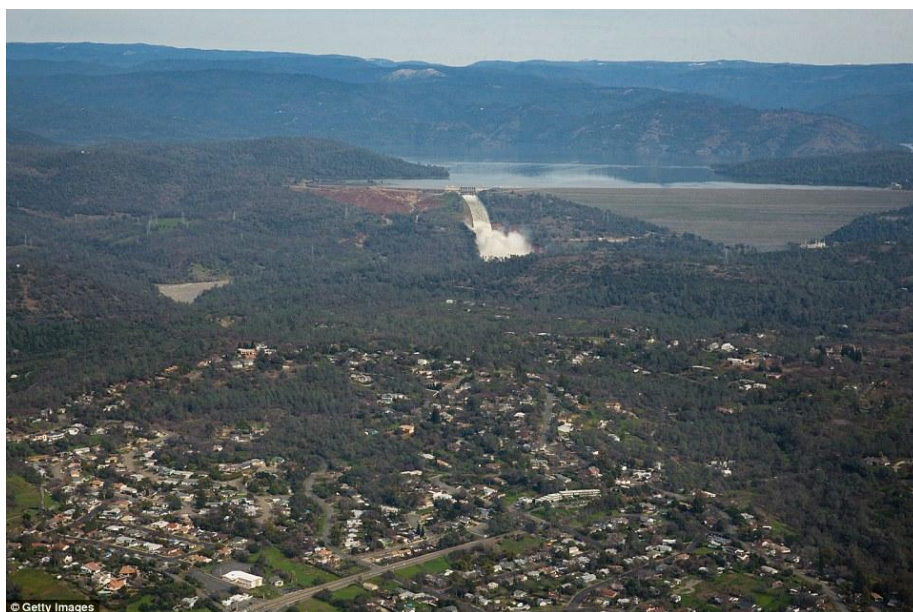


Fig. 2.2. Población aguas debajo de la presa de Oroville, California, año 2017.
(Obtenida de www.nbcnews.com; 15 de febrero de 2017)

El centro PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) desarrolló una metodología para la determinación cuantitativa del riesgo sísmico de estructuras (Baker & Cornell, 2006). Este procedimiento ha sido aplicado con éxito en estructuras como edificios de hormigón armado y puentes, pero aún no en presas. El método consiste en descomponer la performance del sistema en varias etapas que constituyen una cadena de Márkov, es decir, la probabilidad de que ocurra un evento depende solamente del evento inmediatamente anterior. El proceso que puede observarse en la Fig. 2.3., es modular, permitiendo que cada parte pueda desarrollarse de manera independiente y luego conectarse a través de variables de salida intermedias. Estas variables intermedias son tres: Medida de Intensidad (IM), Parámetro de Demanda Ingenieril (EDP) y Medida de Daño (DM). A partir de los daños se tomarán medidas de remediación, evaluadas por Variables de Decisión (DV). El desafío reside en garantizar la independencia de las variables.



Figura 2.3. Esquema de la metodología de análisis de riesgo sísmico basada en el desempeño

Las variables se vinculan mediante la siguiente ecuación, basada en el teorema de la probabilidad total.

$$\lambda(D) = \iiint G(DV|DM) dG(DM|EDP) dG(EDP|IM) d\lambda(IM) \quad (2.3)$$

Donde λ es la probabilidad anual de excedencia de un determinado umbral y G es la probabilidad condicional. A los fines de este trabajo de tesis, la atención se centra en el modelo de demanda sísmica, el segundo paso del procedimiento, que dará una relación probabilística entre el peligro representado por la Medida de Intensidad y la respuesta estructural o Parámetro de Demanda Sísmica, EDP.

Las Medidas de Intensidad (IM) son cantidades que resumen los atributos de la peligrosidad sísmica de un determinado sitio que afectan el desempeño de una estructura. Tradicionalmente, se ha utilizado la aceleración pico, pero índices más complejos tratan de mejorar la caracterización de los movimientos sísmicos. Dadas la gran complejidad y variabilidad de los registros sísmicos, esto constituye por supuesto una gran simplificación. A pesar de ello, si se cumplen ciertos requisitos, puede permitir cuantificar con gran aproximación el efecto del movimiento sobre la estructura.

De acuerdo a Padgett et al., (2007) son cinco en total los requerimientos que debe satisfacer una IM óptima: eficiencia, practicidad, competencia, suficiencia y la dificultad para cuantificar su peligrosidad. La eficiencia está directamente relacionada con la desviación estándar de la relación entre la IM y el EDP. Si la medida es eficiente,

para un valor dado, existe baja variabilidad en la estimación del EDP. En cuanto a la practicidad, hace referencia al hecho de si existe o no una relación directa entre la IM y el EDP. Una IM es además suficiente si la respuesta estructural depende en gran proporción de su valor y resulta casi independiente de características propias del sismo como magnitud y distancia epicentral. La competencia o dispersión modificada es una propiedad propuesta por el autor para evaluar en conjunto eficiencia y practicidad. Por último, la dificultad para obtener la curva de peligrosidad de la IM será un aspecto a considerar al momento de su elección. Se trata de elegir IMs para las cuales existan ecuaciones de predicción.

Existen numerosos parámetros que describen las características principales de los sismos, amplitud, contenido de frecuencia y duración (Kramer, 1996). Analizar en detalle cada una de ellas excede el alcance de este trabajo, para ello puede consultarse la publicación de Douglas (2012). La medida de amplitud más utilizada es la aceleración pico (PGA), debido a su relación con las fuerzas de inercia. Considerar grandes aceleraciones pico no es suficiente para producir una respuesta crítica que lleve a daños significativos (Ebrahimian, 2012). También se ha utilizado la velocidad pico (PGV). Este parámetro es menos sensible a las componentes de alta frecuencia y resulta mejor para caracterizar la amplitud a frecuencias intermedias.

Es sabido que la respuesta dinámica de ciertas estructuras es muy sensible a la frecuencia a la que se ven sometidas. Generalmente las velocidades y las aceleraciones pico están asociadas con movimientos de distinta frecuencia y el cociente (V_{max}/A_{max}) podría estar relacionado con el contenido de frecuencia.

En lo que se refiere al Parámetro de Demanda Ingenieril (EDP), los métodos para evaluar el comportamiento sísmico mostraron importantes avances en las últimas dos décadas, gracias al incremento de la capacidad de las computadoras y las evolución de

los softwares específicos. Los métodos pueden ser agrupados en tres categorías principales:

- Análisis simplificados o aproximaciones pseudo-estáticas,
- Análisis dinámicos simplificados, tales como el método de Newmark y sus modificaciones,
- Análisis dinámicos completos, que consideran al suelo como un medio continuo y deformable.

Mientras que los desplazamientos obtenidos de los análisis dinámicos simplificados proporcionan un índice asociado al desempeño real observado (Jibson, 2011), la investigación ha demostrado que el último grupo es capaz de predecir adecuadamente el comportamiento de la estructura y el comportamiento en términos de deformaciones durante y después de un sismo (Sica, 2002; Brigante, 2012). De acuerdo con las directrices del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2016), las amenazas a la seguridad de las presas de embalse involucran tanto la pérdida de resistencia de los materiales como las deformaciones excesivas (asentamientos y agrietamientos del núcleo impermeable). El asentamiento permanente del coronamiento, C , es un parámetro adecuado que puede adoptarse para caracterizar la respuesta de la presa (Brigante, 2012).

Sin embargo, los análisis dinámicos confiables tipo tiempo-historia, a menudo requieren un número excesivo de registros, ya que tienen un impacto significativo en la variabilidad observada en el EDP. La selección de registros reales basados en parámetros del movimiento sísmico que están relacionados con la respuesta estructural constituye una forma eficiente de abordar este problema (Iervolino, 2008; Katsanos, 2010; Travarasrou, 2003). Los acelerogramas reales son más certeros que los registros

artificiales compatibles con el espectro y más fáciles de obtener que los acelerogramas sintéticos generados a partir de modelos de fuentes sismológicas (Bommer, 2004).

En referencia a los procedimientos más simplificados para estimar el desempeño de taludes de suelo, la Aceleración Pico (PGA) se ha elegido como IM principal, a veces complementada por parámetros adicionales, como el período predominante y la duración significativa (Travasarou, 2003). Estudios previos con análisis dinámicos simplificados concluyeron que los parámetros sísmicos como la Intensidad de Arias y la Intensidad de Housner mostraron la mejor correlación con el desplazamiento permanente de los suelos (Barani, 2010; Bray, 2007). Sin embargo, la evaluación exhaustiva de las propiedades de un IM basada en los resultados de análisis dinámicos de las presas de materiales sueltos sigue sin resolverse y requiere más investigación. Se profundizará en estos aspectos a lo largo del desarrollo de esta tesis.

Este marco general acerca de los conceptos de vulnerabilidad y riesgo, y las metodologías para su evaluación, deja en evidencia la necesidad de definir la naturaleza y el alcance que se pretende dar al método a desarrollar. El primer paso será estudiar en profundidad los casos históricos más significativos, con el fin de entender el comportamiento de presas de materiales sueltos frente a la acción sísmica.

CAPÍTULO 3: EFECTOS DE LOS SISMOS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

3.1 Comportamiento de presas frente a sismos

Al abordar el tema del comportamiento de presas frente a sismos resulta indispensable revisar casos históricos que hayan sido correctamente documentados, con el fin de comprender los diversos mecanismos que pueden ocasionar daños e incluso desencadenar el colapso de la estructura. La falla de las presas de San Fernando durante el sismo de 1971 fue sin dudas un hecho clave en la evaluación dinámica de este tipo de estructuras. Los primeros esfuerzos en evaluar las consecuencias de sismos en presas de materiales sueltos se muestran en el documento redactado por Seed et al. (1977). Los principales aspectos observados fueron los materiales y los métodos de construcción empleados, resultando en pautas claves para el diseño de nuevas presas. Las conclusiones más importantes estipulaban que presas "bien construidas" podrían soportar sismos de intensidad moderada (aceleraciones pico del orden de 0.2 g) sin daños importantes. En cambio, las presas de rellenos hidráulicos sufrían graves consecuencias, aún con pequeños movimientos. Otro punto de suma importancia observado, fue el incremento de las presiones de poros en suelos sin cohesión, con la

consecuente pérdida de resistencia, fenómeno que ha sido estudiado con el pasar de los años y en especial en la última década, más conocido como licuefacción. Frente a la complejidad que presenta el estudio de estas presas, las limitaciones de los métodos pseudo-estáticos y la importancia de los análisis dinámicos han sido aspectos profundizados en Seed (1981), quien en la década de los 80, ya había identificado los daños más usuales que ocasiona un terremoto. Estos aspectos fueron profundizados desde aquel entonces, identificándose los siguientes mecanismos de falla (Sêco e Pinto, 2010):

- Deslizamiento o falla por corte del terraplén o su fundación, o ambos;
- Fisuras longitudinales y transversales;
- Filtraciones anormales;
- Licuefacción de la presa o de su fundación;
- Pérdida de resguardo por movimientos diferenciales del suelo;
- Pérdida de resguardo por deslizamiento de taludes o compactación de los suelos
- Sobrepaso por deslizamientos o derrumbes en el vaso del embalse;
- Sobrepaso por oleaje;
- Falla del vertedero u órganos de alivio;
- Falla de los elementos que garantizan la estanqueidad;
- Movimientos de fallas debajo o adyacentes a la presa.

En este capítulo se presentará una breve reseña sobre el desempeño de presas de materiales sueltos con núcleo y las lecciones aprendidas durante los sismos pasados. Se presentarán además los métodos y técnicas disponibles para la evaluación de los efectos de los sismos en el ámbito de la geotecnia.

3.2 Casos históricos

La asociación norteamericana, U.S. Society on Dams (USSD), generó tres informes donde se describe el comportamiento observado de numerosas presas frente a un total de 39 eventos sísmicos (USSD, 1992, 2000 y 2014). La primera falla registrada data del año 1886, cuando la presa de Augusta se vio afectada por el sismo de Charleston SC. A partir de allí y hasta el año 2000, se documentaron cerca de 30 casos, que correspondían, en su mayoría, a presas de tipo rellenos hidráulicos y pequeñas presas con previsiones de diseño inadecuadas. Sin embargo, hasta ese entonces pocas presas habían sido sometidas a solicitaciones comparables con el Sismo Básico de Diseño (DBE).

En estas últimas dos décadas, se sucedieron una gran cantidad de eventos con afectaciones a presas, lo que motivó la publicación del Volumen III (USCOLD, 2014). Sin lugar a dudas, es fácil recordar los sismos de Bhuj, India del 2001, Wenchuan, China del 2008, el sismo de Maule, Chile en el año 2010 o el de Tohoku, Japón en el 2011. Cada uno de estos eventos fue una oportunidad única para recopilar información acerca del comportamiento de las presas frente a un sismo. El sismo de Bhuj, con una magnitud M_w de 7.7 ocurrió en una época de embalses bajos, lo que probablemente redujo las consecuencias. Luego del movimiento, se inspeccionaron más de 300 presas. Las características de los suelos de la provincia de Gujarat, India, los hacen particularmente susceptibles a la licuefacción, que fue identificada como la principal causa de falla (Krinitzsky & Hynes, 2002). Se trata de depósitos aluviales de hasta 50 m de espesor, saturados, que fueron sometidos a aceleraciones de entre 0.20 y 0.70 g. La licuefacción de la fundación se vio manifestada sobre la estructura ocasionando estados de fisuración, como puede verse en la figura 3.1, y desplazamientos laterales (lateral spreadings). Las presas de tipología zonificada con núcleo que sufrieron mayores daños

fueron las de Fategadth y Tapar, ambas recrecidas para aumentar su capacidad de almacenamiento.



Fig. 3.1. Patrón de fisuración y movimientos diferenciales verticales en el coronamiento de la presa de Fategadth luego del sismo de Bhuj, India en el 2001 (Obtenida de Krinitzsky & Hynes, 2002).

El evento de Wenchuan, China, alcanzó una magnitud M_w de 8. Este país cuenta con un exhaustivo registro de sus presas, alcanzando un total de 35600 al momento de ocurrir el sismo. Las evaluaciones post sismo indicaron 69 casos de rotura, otras 331 presas en situación de extremo peligro y un gran número de presas dañadas. Los principales daños observados fueron fisuras, deslizamientos en el talud aguas arriba, hundimientos y aumento de las filtraciones (Chen et al., 2014). Las 69 presas dañadas fueron afectadas por movimientos de fuente cercana. En particular, la presa Bikou es una estructura de materiales sueltos, con núcleo impermeable de alrededor de 112 m de altura. Se estima que la presa experimentó una aceleración pico de 0.5g y como consecuencia se registró un asentamiento de más de 20 cm (Babbitt & Charlwood, 2009). La presa de Feng-shou

resultó severamente dañada, con numerosas fisuras en el coronamiento, una de las cuales llegó a los 166 m de largo, una apertura de 0.60 m y más de 3.30 m de profundidad. Además sufrió un deslizamiento del talud aguas arriba, poniendo en riesgo de colapso a la estructura (ver figura 3.2).



Fig. 3.2. Deslizamiento del talud aguas arriba de la presa de Feng-shou luego del sismo de Wenchuan, China, en el año 2008 (Obtenida de Chen et al., 2014).

A comienzos del 2010, un nuevo movimiento de magnitud M_w 8.8, ponía a prueba la seguridad de las presas en Chile. Al menos 16 presas fueron afectadas, sin reportes de roturas. Dos casos resultan de particular interés en el marco de esta tesis, debido a su tipología: las presas de Coihueco y Colbun, ambas de materiales sueltos con núcleo impermeable. La primera es una estructura de 31 m de altura y más de 1000m de longitud de coronamiento, con núcleo vertical limoso y fundada sobre limos. Ubicada a 140 km del epicentro, se estimó que fue sometida una aceleración pico de 0.57g. No hubo evidencia de licuefacción. Los daños fueron hundimientos pronunciados en el talud aguas arriba, cerca de los estribos, y fisuras longitudinales en el coronamiento,

como puede verse en la fotografía de la figura 3.3. Investigaciones posteriores indicaron la presencia de materiales finos por debajo de la presa, que perdieron su resistencia durante el sismo (Bray et al., 2010).



Fig. 3.3. Detalle del hundimiento (escarpa) en la zona del estribo de la presa de Coihueco, luego del sismo de Maule, Chile, en el 2010 (Obtenida de Bray et al., 2010)

La presa de Colbun tiene 116 m de altura y núcleo inclinado de materiales areno-arcillosos. Se encuentra fundada sobre un aluvión de más de 60 m de profundidad. Durante el sismo del 2010, la distancia epicentral resultó de 183 km, y fue sometida a una aceleración pico de 0.37 g. Los únicos daños reportados fueron fisuras transversales en la zona de los estribos y daños en un conducto de electricidad cercano al coronamiento, probablemente ocasionados por la amplificación del registro, pero sin datos medidos para corroborar las hipótesis.

En marzo del 2011, con una magnitud M_w de 9, el sismo de Tohoku afectaba la costa noreste de Japón. En el transcurso de un mes, se habían inspeccionado más de 400

presas, observándose generalmente un buen comportamiento de las presas de materiales sueltos, con distintos grados de fisuración, tanto longitudinal como transversal (Matsumoto et al., 2011). Dos casos dejaron interesantes registros sobre el fenómeno de amplificación de las ondas en su desplazamiento por el cuerpo de la presa: la presa Surikawa de 52 m de altura y la presa de Kejauma de 24 m, ambas estructuras con núcleo central impermeable. Se registraron aceleraciones pico en sus fundaciones de 0.11 y 0.27 g, y de 0.47 y 0.50 g en sus coronamientos, respectivamente (Yamaguchi et al., 2012). Este movimiento ocasionó asentamientos en el coronamiento de 18 cm en la presa Surikawa y 15 cm en Kejauma y un incremento temporal de los caudales de filtración. Resulta de gran interés el efecto de este sismo, de aceleración pico no tan intensa, pero larga duración (entre 150 y 300 s, según el registro) y numerosas réplicas. El estudio de estos últimos casos es de gran valor para el avance del conocimiento en el área, ya que el grado de detalle y el nivel de la información de la que se dispone son altamente superiores a aquellos disponibles hace 20 años. Las consecuencias de un sismo sobre una presa de materiales sueltos dependen de un gran número de variables. Las presas con núcleo impermeable, ejecutadas con un buen grado de compactación, demostraron resistir satisfactoriamente elevadas aceleraciones del terreno. Los daños observados con inmediata posterioridad a la ocurrencia del evento son principalmente fisuras longitudinales y transversales, y asentamientos del coronamiento. Evidentemente, la prevención del colapso debe centrarse en limitar la magnitud de dichos daños, que ponen en riesgo la integridad de estas estructuras de retención, desencadenando fenómenos como por ejemplo, de erosión interna, tubificación o incluso sobrepaso. Especial atención deberá tener la fundación de estas presas.

3.3 Métodos de análisis

Luego de lo expuesto en el apartado anterior, puede asegurarse que los sismos representan amenazas múltiples, que incluyen movimientos del terreno y fallas, movimientos masivos dentro del embalse y olas. El movimiento del terreno, la principal acción considerada por los ingenieros, afecta a todos los elementos estructurales y componentes de una obra, incluyendo la presa, la fundación, los dispositivos de seguridad, las estructuras accesorias, las obras subterráneas, el equipamiento hidro y electromecánico. Es por ello que todos estos elementos deben ser diseñados o verificados en su resistencia y seguridad sísmica. Ahora bien, las pautas para el diseño y verificación están en permanente cambio, acorde al avance del conocimiento en la materia y al desarrollo de nuevas herramientas para su análisis. El estudio profundo de los métodos de análisis resulta fundamental para poder elaborar técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de presas. Para aclarar este punto, se puede hacer una comparación con otro tipo de estructuras, como por ejemplo, edificios de hormigón armado. Mediante el Análisis Dinámico Incremental IDA (Vamvatsikos, 2002), concretamente la acción sísmica es incrementada y en cada paso de cálculo se determina la máxima respuesta estructural, hasta alcanzar el colapso. Luego pueden generarse, por ejemplo, curvas de fragilidad. La aplicación de esta herramienta es posible gracias a la rápida estimación de la respuesta y a su fuerte correlación con la aceleración pico (PGA). En el caso de presas, la estimación de la respuesta mediante un análisis dinámico no lineal insume mucho tiempo, la correlación con la PGA no representa el parámetro más influyente en el comportamiento (como se verá en el próximo capítulo), lo que ocasiona incertidumbres a la hora de escalar los registros, y todavía no existe un consenso en la definición de estados límites y ni siquiera el estado de colapso, entre

otras limitaciones. Es por ello que los métodos para evaluar la vulnerabilidad deben ir acompañando el avance de los procedimientos computacionales disponibles.

En lo que se refiere a las grandes presas, las pautas sísmicas en el diseño datan de los años 30, donde se aplicaban métodos relativamente sencillos y acordes a las herramientas disponibles en aquel momento. Wieland (2008) presentó una breve recapitulación de los criterios de diseño sísmico aplicados a grandes presas. Una descripción más detallada de la evolución de los primeros métodos puede encontrarse en Gazetas (1987) mientras que Ebrahimian (2012) presenta la evolución de los métodos numéricos aplicados al análisis dinámico en la ingeniería geotécnica. En el trabajo de Seco y Pinto (2010) se presenta una evolución de la ingeniería sísmica referida al ámbito de la geotecnia, muy interesante. Se definen cuatro períodos:

- Pre-histórico, hasta 1940;
- Clásico, desde 1940 a 1985;
- Moderno, de 1985 a 1994; y
- Contemporáneo, a partir de 1994.

El período pre-histórico fue caracterizado por la observación y la descripción subjetiva del daño ocasionado por un sismo, cuya intensidad era definida por la escala de Mercalli. Si bien el primer análisis dinámico simplificado fue desarrollado por Mononobe et al., en 1936, considerando un material elástico lineal y una fundación rígida, en general se empleaban procedimientos pseudoestáticos en los cuales el efecto del terremoto sobre la presa se representaba por una fuerza horizontal igual a la masa del suelo potencialmente deslizante multiplicada por un coeficiente sísmico. Dicho coeficiente se consideraba igual a 0.1, estimación que en ciertos casos distaba mucho de representar la peligrosidad sísmica del lugar de emplazamiento de la obra. Si el

resultado de dicho análisis daba un factor de seguridad cercano a la unidad, la presa estaría en condiciones cercanas a la falla.

El sismo de El Centro, de 1940, marcó el inicio del período clásico, donde se comenzaron a guardar registros de los movimientos y caracterizarlos por su magnitud, basando diversas escalas en la amplitud del sismo. Un gran cambio en el estudio dinámico de taludes fue el introducido por el método de Newmark (1965) quien consideró a la masa de suelo deslizante como un bloque rígido que se mueve sobre un plano inclinado. El resultado ya no sería un factor de seguridad sino un valor de desplazamiento final inducido por el sismo, pero siempre obtenido en un análisis de equilibrio límite con fuerzas pseudoestáticas. Este método fue modificado y mejorado por diversos grupos de investigadores, siendo el trabajo más conocido aquel publicado por Makdisi y Seed (1978). El terremoto de California de febrero de 1971 marcó un hito en el diseño y evaluación sísmica de presas. Dicho evento afectó severamente a las presas de San Fernando, que a partir de allí fueron objeto de numerosos estudios, principalmente desarrollados por el grupo liderado por los profesores Seed e Idriss en la Universidad de Berkeley, California. Las conclusiones más importantes fueron las referidas al fenómeno de licuefacción de suelos.

En el período moderno se implementaron los primeros códigos matemáticos, primero en tensiones totales y luego efectivas, usando modelos de plasticidad. Se inician los análisis probabilísticos y determinísticos. Se caracterizó a la acción sísmica utilizando parámetros del movimiento, principalmente el PGA. Otros sismos importantes marcaron el período, sobre todo el sismo de México en 1985, Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994.

Si bien en el período moderno los métodos lograron una aproximación más certera al real comportamiento de estas estructuras térreas, todavía no se había incorporado al

análisis el efecto de la presión de poros inducida por el sismo. La misma era estimada al final de la duración del movimiento. Sin embargo, ahora sabemos que en la evaluación de la estabilidad dinámica es importante considerar tanto la generación de presión de poros como su disipación en el tiempo.

En la década de los 90 y en el período contemporáneo, se asocian dos aspectos importantes que permitieron el desarrollo del análisis dinámico acoplado. Por un lado, el afianzamiento del método de los elementos finitos como herramienta para la evaluación de deformaciones y tensiones, y por otro, el avance en complejidad de los modelos constitutivos que describen el comportamiento de suelos saturados. El análisis acoplado es una simulación multifísica que resuelve simultáneamente ecuaciones tradicionales de la mecánica de los sólidos junto con las de flujo en medios porosos. Se profundizará en estos últimos modelos en el capítulo correspondiente.

Por último, además de adaptarse a las herramientas disponibles, los métodos de evaluación de vulnerabilidad deben estar acordes a los códigos vigentes. Si bien en Argentina no existe una legislación específica en materia de seguridad sísmica de presas, en el quinto congreso del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) del año 1955 se creó el Comité de Aspectos Sísmicos para el Diseño de Presas y desde allí se generaron una serie de directrices que son aceptadas mundialmente y actualizadas cuando se considera necesario, y tienen una gran importancia ya que son adoptadas en países donde se carece de normativa específica en materia de presas. El ICOLD emitió una serie de publicaciones acerca de la sismicidad en presas y los problemas relacionados. Entre ellas se encuentran las directrices para la selección de parámetros sísmicos para grandes presas (Boletín 72, 1989 y su actualización de 2010, Boletín 147), cuyos conceptos fueron aceptados y adoptados mundialmente como referencia en

numerosos casos de diseño sismorresistente de nuevas obras y evaluación de la seguridad de las existentes. En estas publicaciones, se avala la utilización tanto del método de Newmark, como métodos más complejos de diferencias o elementos finitos, dependiendo de la envergadura de la presa y de sus posibles consecuencias frente al colapso. Generalmente no se requiere considerar la aceleración vertical ni los efectos hidrodinámicos del agua del embalse.

En el análisis estático existen dos posibles enfoques para predecir deformaciones inaceptables o falla: por un lado, conceptos de Equilibrio Límite, se ignora la deformabilidad del material y se centran la atención en los mecanismos de colapso. Se necesitan considerar solamente las propiedades resistentes y con una buena estimación de las mismas se pueden hacer predicciones bastante precisas de las condiciones que llevarán al colapso. O bien, se puede recurrir a relaciones constitutivas para el material y a la aplicación de un proceso de discretización numérica (tal como Elementos Finitos). En el problema dinámico, no existen estos dos enfoques ya que:

- La carga misma depende de las deformaciones y no puede predecirse con anterioridad;
- La resistencia del material depende de la tasa de deformación, de la historia de deformaciones y de la presión de poros generada en esa historia;
- La duración de la carga es generalmente tan corta que si la fisuración, fluencia o ruptura total ocurren localmente, la deformación total puede ser aún aceptable.

Es por ello que en el análisis sísmico no podemos valernos de métodos de Equilibrio Límite para predecir el daño. Siguiendo la misma línea, el análisis lineal usando propiedades de materiales idealizadas tampoco es aplicable. Sin embargo, si se aplican correctamente, se puede utilizar una combinación de ambos métodos para alcanzar "diseños seguros". Sin embargo, para estructuras importantes y sismos de intensidad

extrema, que exceden la capacidad elástica de la presa, se recomienda el análisis dinámico completo, no lineal, como el único procedimiento confiable.

Como estos procedimientos pretenden definir una respuesta segura de la estructura a un movimiento sísmico intenso, algunas posibilidades de falla enumeradas en el punto 3.1 se omiten explícitamente porque para el actual estado del conocimiento o bien son fáciles de evitar o son totalmente impredecibles. No se considera la posibilidad de:

- i. Gran movimiento diferencial que ocurra en una falla que atraviesa la fundación de la presa.
- ii. Sobrepaso de una ola ocasionado por un gran movimiento tectónico en el embalse.
- iii. Sobrepaso de una ola ocasionado por deslizamientos dentro del embalse, inducidos por el sismo.

CAPITULO 4: CATEGORIZACIÓN DE GRANDES PRESAS DEL NOA

4.1 Método del Factor de Riesgo Total

El objetivo de esta metodología es clasificar a cada presa en categorías de riesgo sísmico. El Factor de Riesgo Total, TRF (Bureau & Ballantine, 2002), considera que las consecuencias de la falla de una presa dependen, por un lado, de su altura, capacidad de almacenamiento y antigüedad de la estructura y por el otro, de la población e infraestructura situada aguas abajo, en la zona de inundación. Se cuantifica además la peligrosidad del sitio de emplazamiento y el TRF resulta de efectuar el producto entre peligrosidad y vulnerabilidad. De acuerdo a la clasificación de Dolce (1994), se trata de un método empírico, de categorización. Los lineamientos de seguridad sísmica del ICOLD recomiendan efectuar una verificación de una presa cuando ocurre un sismo de gran magnitud o cuando los criterios de diseño sísmico son modificados o bien se produzcan nuevos desarrollos en el ámbito. La categorización propuesta puede ser utilizada para establecer la necesidad de efectuar análisis más completos y detallados de algunas presas y dar un orden de prioridad para dichas evaluaciones.

Esta metodología fue difundida mundialmente y aplicada en distintos países. Incluso el ICOLD ha incorporado, en su Boletín 72 (ICOLD, 2009) las clases de riesgo sísmico definidos por Bureau (2003). Ejemplos de esta categorización pueden encontrarse en Tosun et al. (2007), Srivastava & Babu (2009), Moldovan et al. (2010); Singh et al. (2011)

La evaluación cualitativa del riesgo sísmico de presas es una tarea que presenta grandes dificultades, ya que por un lado la información disponible es limitada y por otro no existen dos estructuras iguales. Sin embargo, es posible definir niveles de riesgo mediante una ponderación de ciertos factores: edad y altura de la presa, tamaño del embalse, riesgo aguas abajo (conocido o supuesto) y vulnerabilidad sísmica de la estructura. El resultado será un Factor de Riesgo Total (TRF) para cada una de las estructuras en análisis, que se compone de aspectos estructurales y socio-económicos que se combinan con la peligrosidad a la que se encuentra expuesta la estructura. De acuerdo al TRF se definen cuatro clases de riesgo: Reducido, Moderado, Elevado o Extremo.

El método consiste en la determinación de 5 parámetros:

- Factor de Daño Asumido (ADF)
- Factor de Peligrosidad Aguas Abajo (DHF)
- Factor de Riesgo por Capacidad del embalse (CRF)
- Factor de Riesgo por Altura de presa (HRF)
- Factor de Riesgo por Antigüedad de la estructura (ARF)

Para los índices se conservan las siglas correspondientes a su denominación en inglés.

La descripción completa del método se presenta en el Anexo A.

4.2 Factor de Riesgo Total para grandes presas del NOA.

Para la aplicación del método a las grandes presas del NOA se utilizó como fuente el inventario de Presas del Comité Argentino de Presas (CAP). El total de estructuras a considerar fue de 34 presas. En la figura 4.1 se puede apreciar la distribución de las presas y en la Tabla 4.1 se indica el año de construcción, la provincia a la que pertenecen, tipología, altura y volumen. El volumen indicado es el inicial, sin considerar la colmatación que pudiera haberse desarrollado durante su funcionamiento.

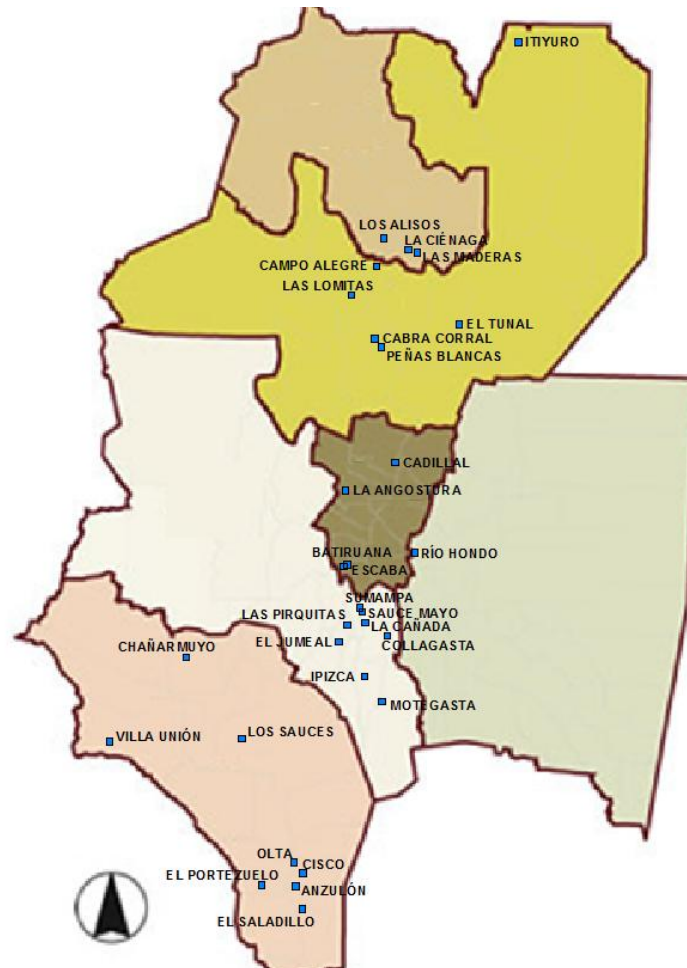


Figura 4.1. Mapa de ubicación de presas en la región noroeste.

Tabla 4.1. Presas del NOA

PRESA	Año	Provincia	Tipo	Altura [m]	Volumen [hm ³]
LAS PIRQUITAS	1961	Catamarca	TE	83	65
SUMAMPA	1969	Catamarca	TE	44	16.3
MOTEGASTA	1962	Catamarca	TE	32	7.2
SAUCE MAYO	1969	Catamarca	TE	33	0.44
CALANCATES	1956	Catamarca	TE	15	1
EL JUMEAL	1945	Catamarca	TE/ER	29	1
IPIZCA	1956	Catamarca	VA	38	9.4
LA CAÑADA	1958	Catamarca	VA	34	11
COLLAGASTA	1964	Catamarca	VA	36	9
LOS ALISOS	1982	Jujuy	CB	51	19
LA CIENAGA	1923	Jujuy	TE	27	26
LAS MADERAS	1974	Jujuy	TE	98	300
LAS MADERAS (C)	1985	Jujuy	TE/PG	33	2
LOS SAUCES	1931	La Rioja	ER	42	18.6
SALADILLO	1976	La Rioja	PG	22	12
CHAÑARMUYO	1986	La Rioja	TE	30	6
VILLA UNIÓN	1978	La Rioja	TE	19	2.8
EL PORTEZUELO	1975	La Rioja	TE/PG	24	8.5
OLTA	1960	La Rioja	VA	52	10
SISCO	1962	La Rioja	VA	22	3.5
CAMPO ALEGRE	1976	Salta	ER	53	44
ITIIURO	1974	Salta	ER	20.8	3.6
PEÑAS BLANCAS	1981	Salta	PG	13	2.86
GRAL. M. BELGRANO	1973	Salta	TE	113.7	3100
LAS LOMITAS	1978	Salta	TE	24	7
CNEL. MOLDES II	1974	Salta	TE	29	1.5
EL TUNAL	1985	Salta	TE/CB	37.5	310
RÍO HONDO	1967	S. del Estero	TE/CB	40	1740
ESCABA	1948	Tucumán	CB	83	142.5
BATIRUANA	1954	Tucumán	CB	43	0.44
LOS CARDONES I	1958	Tucumán	PG	30	0.23
EL CADILLAL	1966	Tucumán	TE	85	275
LA ANGOSTURA	1979	Tucumán	TE	35	70
LOS CARDONES II	1958	Tucumán	VA	26	3

Nomenclatura (Bureau & Ballantine, 2002): Arco (VA), Arco Múltiple (MV), Gravedad de Hormigón (PG), Contrafuertes (CB), Homogéneas (ER), Mat. Suelos con Pantalla de H° (CFRD), Mat. Suelos con Núcleo (TE).

La tipología define el Factor de Valoración de Daño de la Presa, DRF. En la Figura 4.2 se muestra cómo se agrupan las presas. El valor máximo obtenido fue de 3, en correspondencia con las tipologías mixtas y de contrafuertes.

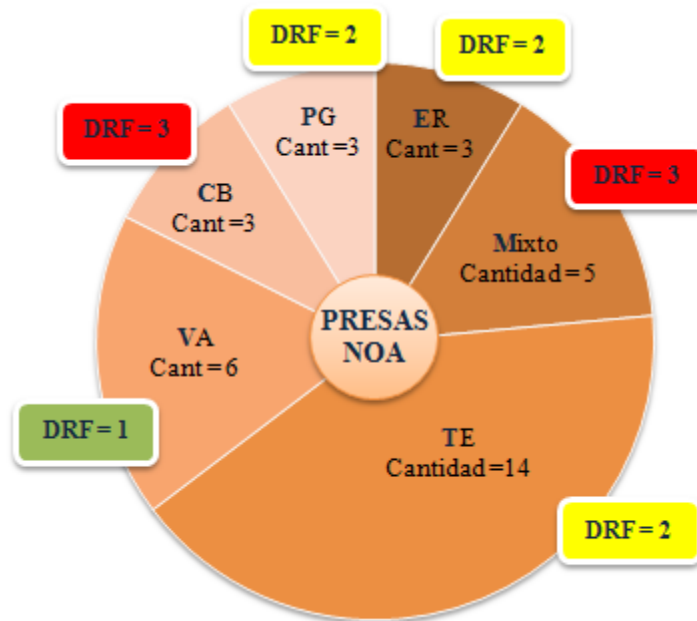


Figura 4.2. Factores de Daño según la tipología de las presas del NOA.

Para cuantificar la peligrosidad sísmica, se adopta en este trabajo la zonificación del INPRES-CIRSOC y se le asigna valores al Factor de Zona Sísmica (SZF) de manera que sean compatibles con la escala del método original. Los SZF se muestran en la Tabla 4.2. En la Figura 4.3 se muestra la distribución de las presas en las diferentes zonas sísmicas.

Tabla 4.2. Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica

ZONA	PELIGROSIDAD SÍSMICA	ACELERACIÓN MÁX DEL SUELO [g]	SZF
0	Muy reducida	0.04	1
1	Reducida	0.1	2
2	Moderada	0.18	3
3	Elevada	0.25	4
4	Muy elevada	0.35	5

Una vez definidos los Factores de Valoración del Daño (DRF) y los Factores de Zona Sísmica (SZF) para cada una de las presas, mediante la ecuación (1) se obtienen los Factores de Daño Asumido (ADF). A continuación se determinan los factores por capacidad, altura y antigüedad de la estructura. Todos los índices obtenidos se muestran en la Tabla 4.3. Finalmente, con la ecuación (4.1) se obtiene el Factor de Riesgo Total (TRF) y los valores se resumen en la Tabla 4.4, con las presas ordenadas según niveles decrecientes de riesgo.

$$TRF = [(CRF+HRF+ARF) + DHF] \times ADF \quad (4.1)$$

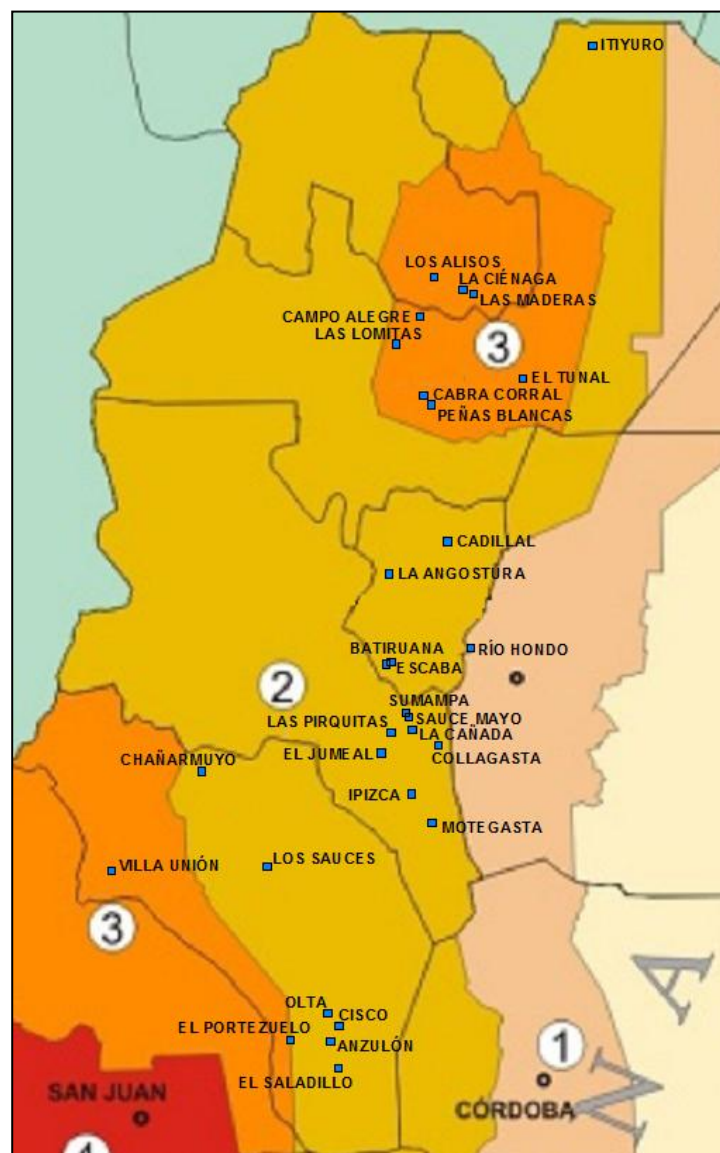


Figura 4.3. Distribución de presas del Noroeste en las zonas sísmicas argentinas.

Tabla 4.3. Resumen de Factores obtenidos.

Nombre	DTI	DRF	SZF	ADF	CRF	HRF	DHF	ARF
LAS PIRQUITAS	4	2	4	6	6	6	24	3
SUMAMPA	4	2	3	5	4	6	24	3
MOTEGASTA	4	2	3	5	4	6	24	3
CALANCATES	4	2	3	5	2	4	24	3
SAUCE MAYO	4	2	3	5	2	6	2	3
EL JUMEAL	4	3	4	7	2	6	24	4
IPIZCA	1	1	4	5	4	6	24	3
COLLAGASTA	1	1	4	5	4	6	24	3
LA CAÑADA	1	1	3	4	4	6	24	3
LOS ALISOS	2	3	4	7	4	6	24	2
LA CIENAGA	4	2	4	6	4	6	24	5
LAS MADERAS	4	2	4	6	6	6	24	3
LAS MADERAS (C)	4	3	4	7	4	6	24	2
LOS SAUCES	3	2	3	5	4	6	24	4
SALADILLO	2	2	3	5	4	4	24	2
VILLA UNIÓN	4	2	4	6	4	4	24	2
CHAÑARMUYO	4	2	3	5	4	6	24	2
EL PORTEZUELO	4	3	4	7	4	4	24	3
OLTA	1	1	3	4	4	6	24	3
SISCO	1	1	3	4	4	4	24	3
CAMPO ALEGRE	3	2	4	6	4	6	24	2
ITIIYURO	3	2	3	5	4	4	24	3
PEÑAS BLANCAS	2	2	4	6	4	4	24	2
GRAL. M. BELGRANO	4	2	4	6	6	6	24	3
LAS LOMITAS	4	2	4	6	4	4	24	2
CNEL. MOLDES II	4	2	3	5	4	6	24	3
EL TUNAL	4	3	4	7	6	6	24	2
RÍO HONDO	4	3	4	7	6	6	24	3
ESCABA	2	3	3	6	6	6	24	4
BATIRUANA	2	3	3	6	2	6	24	3
LOS CARDONES I	2	2	3	5	2	6	24	3
EL CADILLAL	4	2	3	5	6	6	24	3
LA ANGOSTURA	4	2	3	5	6	6	24	2
LOS CARDONES II	1	1	3	4	4	6	24	3

Tabla 4.4. Factores de Riesgo Total y Clases de Riesgo

Presa	Provincia	TRF	Clase de Riesgo	
RÍO HONDO	S. del Estero	273	IV	Extremo
EL TUNAL	Salta	266	IV	Extremo
EL JUMEAL	Catamarca	252	IV	Extremo
LAS MADERAS (C)	Jujuy	252	IV	Extremo
LOS ALISOS	Jujuy	252	IV	Extremo
EL PORTEZUELO	La Rioja	245	III	Elevado
ESCABA	Tucumán	240	III	Elevado
GRAL. M. BELGRANO	Salta	234	III	Elevado
LAS PIRQUITAS	Catamarca	234	III	Elevado
LA CIENAGA	Jujuy	234	III	Elevado
LAS MADERAS	Jujuy	234	III	Elevado
CAMPO ALEGRE	Salta	216	III	Elevado
BATIRUANA	Tucumán	210	III	Elevado
LAS LOMITAS	Salta	204	III	Elevado
VILLA UNIÓN	La Rioja	204	III	Elevado
PEÑAS BLANCAS	Salta	204	III	Elevado
EL CADILLAL	Tucumán	195	III	Elevado
LA ANGOSTURA	Tucumán	190	III	Elevado
LOS SAUCES	La Rioja	190	III	Elevado
IPIZCA	Catamarca	185	III	Elevado
SUMAMPA	Catamarca	185	III	Elevado
COLLAGASTA	Catamarca	185	III	Elevado
MOTEGASTA	Catamarca	185	III	Elevado
CNEL. MOLDES II	Salta	185	III	Elevado
CHAÑARMUYO	La Rioja	180	III	Elevado
ITIURO	Salta	175	III	Elevado
LOS CARDONES I	Tucumán	175	III	Elevado
SALADILLO	La Rioja	170	III	Elevado
CALANCATES	Catamarca	165	III	Elevado
LA CAÑADA	Catamarca	148	III	Elevado
OLTA	La Rioja	148	III	Elevado
LOS CARDONES II	Tucumán	148	III	Elevado
SISCO	La Rioja	140	III	Elevado
SAUCE MAYO	Catamarca	65	II	Moderado

Es importante entender que el TRF no representa una predicción del comportamiento de la presa bajo determinado sismo, sino que es una forma conveniente de comparar el riesgo potencial asociado a un conjunto de presas y asignar prioridades para posibles evaluaciones más detalladas. Además debe considerarse que el ordenamiento resultante de la aplicación de este método no es definitivo, sino que debe actualizarse cada vez que se efectúen modificaciones en las condiciones aguas abajo, en las obras que se ejecuten o bien se produzcan avances en los estudios, tanto en lo referido a los modos de fallo de la presa como en la amenaza sísmica.

Según los resultados de la aplicación del método adaptado a las 34 grandes presas del NOA, se concluye que la mayoría presenta un nivel de riesgo elevado, a excepción de la presa Sauce Mayo que se encuentra actualmente colmatada y las aguas se infiltran a través de los sedimentos hacia el dique Sumampa. Deberán evaluarse las consecuencias de su rotura en particular para poder definir con certeza su clase de riesgo.

El estudio muestra que existen cinco presas con nivel de riesgo extremo, Río Hondo, El Tunal y El Jumeal, el compensador de Las Maderas y Los Alisos; de las cuales cuatro son de tipología mixta. Estos resultados deben ser cuidadosamente considerados y más que alertar sobre el riesgo potencial, plantear la aplicabilidad del método a este conjunto de presas. Al tratarse de grandes presas, los factores que intervienen en la determinación del TRF, como CRF y HRF (factores por capacidad y altura), fácilmente alcanzan las valoraciones máximas. Así mismo, para casi todas las presas, la determinación de las consecuencias aguas abajo tiene el mayor puntaje.

Los aspectos más relevantes del método aplicado y sus limitaciones serán analizados en el capítulo siguiente.

CAPITULO 5: MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS

5.1 Introducción

A nivel mundial, los boletines publicados por el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) generalmente han constituido las bases para todos los estudios referidos a presas, como se ha citado en los capítulos precedentes. El Comité de Aspectos Sísmicos del Diseño de Presas, a través del Boletín 148, ICOLD (2016), establece pautas para la selección de los parámetros que se utilizarán en el diseño sísmico, el análisis y la evaluación de la seguridad de las presas nuevas o existentes e introduce criterios para promover la coherencia en el manejo de los aspectos sísmicos de la evaluación del desempeño de la presa. En este documento, y tal como lo establecen los diferentes métodos de evaluación desarrollados en el capítulo 2, el riesgo sísmico de presas tendrá dos componentes: la peligrosidad referida al sitio de emplazamiento y la vulnerabilidad de la presa y sus obras accesorias. Recordemos que los lineamientos de seguridad sísmica del ICOLD proponen además, efectuar una verificación de una presa cuando ocurre un sismo de gran magnitud o cuando los

criterios de diseño sísmico son modificados o bien se produzcan nuevos desarrollos en el ámbito de aplicación.

Ahora bien, a la hora de implementar evaluaciones de riesgo en las obras de ingeniería y a mayor escala, en sistemas vitales, sin duda fundamentales, también deben proveerse herramientas para el control y la gestión. Este hecho resulta más significativo si se piensa en países donde el número de grandes presas es mucho más elevado que en nuestro país, donde existen alrededor de 130. Las cifras ascienden a cerca de 6500 para Estados Unidos, 3000 en Japón y 1200 para España. De cualquier manera, la cantidad de presas en Argentina indefectiblemente irá en aumento; existen al menos 15 proyectos listos para su ejecución y la necesidad es imperiosa. Estos números hacen imprescindible disponer de un sistema de categorización de presas de acuerdo a su riesgo.

El método propuesto por Bureau & Ballentine (2002) para la evaluación del Riesgo Sísmico de presas, ha sido un primer avance en la concepción conjunta de las dos componentes definidas en el Boletín 148. Se vio en el capítulo IV que el procedimiento se basa en la determinación del Factor de Riesgo Total (TRF). Este índice considera que el riesgo asociado a la falla de una presa depende, por un lado de su vulnerabilidad, evaluada en términos de la altura, capacidad de almacenamiento y antigüedad de la estructura; y por el otro de las consecuencias socio-económicas, relacionadas a la población e infraestructura situadas aguas abajo, en la zona de inundación. El TRF resulta de efectuar el producto entre peligrosidad y vulnerabilidad. De acuerdo al valor del TRF (de 0 a 500) se definieron cuatro clases de riesgo: Reducido, Moderado, Elevado y Extremo. El índice resulta una forma muy conveniente de comparar el riesgo potencial asociado a un conjunto de presas y asignar prioridades a la hora de planificar la gestión de una emergencia.

Los métodos subjetivos son los más apropiados para la evaluación de estructuras a gran escala, debido que arrojan resultados más rápidos para un sin número de tipologías constructivas, que pueden ser determinantes para la toma de decisiones en el ámbito de la mitigación del riesgo en una región determinada. En éstos se introduce la opinión subjetiva de expertos y la utilización de datos empíricos, acumulados mediante la observación de daños sufridos por las estructuras en terremotos pasados.

Ahora bien, si se plantea como objetivo evaluar y comparar la vulnerabilidad de la presa como estructura, se puede profundizar en el término de la ecuación del TRF definido como la suma de la influencia de la capacidad del embalse, la altura de la presa y su antigüedad ($CRF+HRF+ARF$). Además, como se planteaba con anterioridad, conocidas la peligrosidad y la vulnerabilidad es posible disminuir el riesgo; y para estructuras existentes no es posible modificar las condiciones que definen a la amenaza, por lo que las evaluaciones de vulnerabilidad son la única alternativa para mitigar y/o prevenir el daño.

En este capítulo se presenta una nueva metodología, compatible con el método de TRF, para analizar con mayor detalle la vulnerabilidad de presas de materiales sueltos y poder comparar, frente a un conjunto de estructuras, cuáles serán las más comprometidas en caso de ocurrir un evento sísmico.

5.2 Motivación y fundamentos del método propuesto

Todo lo expuesto en los capítulos anteriores permite abordar la problemática objeto de estudio de esta tesis desde distintas perspectivas. Los aspectos más destacados de la investigación, que motivan la metodología propuesta en este capítulo pueden resumirse en los siguientes puntos:

- En Argentina hay importantes carencias en el desarrollo de métodos de evaluación sísmica, inspección y mantenimiento de presas, y no existen hasta el presente procedimientos confiables, estandarizados y eficientes que permitan definir el estado actual de vulnerabilidad de presas, esenciales para el desarrollo económico de las regiones y cuyo impacto en caso de rotura tendría consecuencias catastróficas.
- Es preciso un método inicial de identificación y clasificación, planteado a nivel de macro escala. Un procedimiento basado en la asignación de factores de peso a distintos parámetros que condicionan la respuesta, que permita comparar la vulnerabilidad entre diferentes presas de la misma tipología resulta óptimo, ya que caracteriza la fragilidad de la estructura y no requiere de información muy detallada ni análisis complejos y costosos.
- Al tratar con el efecto de los sismos sobre las estructuras no se pueden dejar de lado las lecciones aprendidas en sismos pasados. Luego de un evento sísmico, las presas se asientan, se deforman horizontalmente y se fisuran, tanto longitudinal como transversalmente. Si bien en estructuras geotécnicas tan complejas es sumamente difícil establecer una única causa de falla, dado que generalmente se trata de una conjunción de efectos, es posible resumir las causas debidas a los movimientos del terreno en dos tipos: sobrepaso y tubificación o piping. El estudio de los casos históricos ha revelado también la importancia del tipo de terreno de fundación.

El método propuesto para determinar la vulnerabilidad sísmica de un conjunto de presas, se elaboró a partir del método del Factor de Riesgo Total (TRF) elaborado por Bureau & Ballentine (2002). Este último, utiliza una escala de valores de 2 a 462 para calificar el riesgo potencial de cada presa dentro de un conjunto de estructuras de distintas tipologías. De la aplicación expuesta en el capítulo IV sobre las 34 presas del NOA, los resultados arrojaron una presa de riesgo Moderado, 5 con riesgo Extremo y 28 presas cuya clasificación es de riesgo Elevado; con índices que variaron entre 65 y 273 puntos.

Tres factores contribuyen al TRF: influencia de la estructura, afectaciones aguas abajo y clase de vulnerabilidad. La influencia de la estructura totaliza, en el caso de mayor afectación, un total de 18 puntos. Los resultados obtenidos de la aplicación del método específicamente en presas de materiales sueltos, arrojaron valores entre 9 y 15, como se muestra en la Tabla 5.1. Tal como están definidos los factores en el método original, la presa Gral. M. Belgrano, de 113 m de altura y 300 hm³ de capacidad obtiene el mismo puntaje que La Ciénaga, de 26 m y 27 hm³ y evidentemente las consecuencias de una rotura serán completamente diferentes para uno y otro caso.

Tabla 5.1. Puntaje referido a la Influencia de la Estructura para la presas de materiales sueltos del NOA.

Nombre	Año Construcc.	Altura [m]	Volumen [hm3]	CRF	HRF	ARF	TRF	Influencia Estructura
RÍO HONDO *	1967	40	1740	6	6	3	273	15
EL TUNAL *	1985	37.5	310	6	6	2	266	14
EL JUMEAL *	1945	29	1	2	6	4	252	12
LAS MADERAS (C) *	1985	33	2	4	6	2	252	12
EL PORTEZUELO *	1975	24	8.5	4	4	3	245	11
GRAL. M. BELGRANO	1973	113.7	3100	6	6	3	234	15
LAS PIRQUITAS	1961	83	65	6	6	3	234	15
LA CIENAGA	1923	27	26	4	6	5	234	15
LAS MADERAS	1974	98	300	6	6	3	234	15
LAS LOMITAS	1978	24	7	4	4	2	204	10
VILLA UNIÓN	1978	19	2.8	4	4	2	204	10
EL CADILLAL	1966	85	275	6	6	3	195	15
LA ANGOSTURA	1979	35	70	6	6	2	190	14
SUMAMPA	1969	44	16.3	4	6	3	185	13
MOTEGASTA	1962	32	7.2	4	6	3	185	13
CNEL. MOLDES II	1974	29	1.5	4	6	3	185	13
CHAÑARMUYO	1986	30	6	4	6	2	180	12
CALANCATES	1956	15	1	2	4	3	165	9
SAUCE MAYO	1969	33	0.44	2	6	3	65	11

* Tipología Mixta

5.3 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS

Se propone un método subjetivo, basado en un sistema de categorización. Estos métodos utilizan una escala de valores para calificar la calidad de las diferentes características estructurales y constructivas de una presa, a los que se les asigna un valor numérico (a veces afectados por un factor de ponderación o corrección), cuya suma total representa la vulnerabilidad sísmica. Es un método menos exigente y más económico de implementar respecto a otros basados en resultados de simulaciones o ensayos experimentales. Gracias a su formato, dividido en distintos puntos, será posible introducir mejoras futuras fácilmente.

El Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Presas, I_{VSP} , resulta de la integración de dos componentes:

1. Magnitud del potencial hidrograma de rotura;
2. Predisposición de la estructura a sufrir daño.

Si el I_{VSP} se plantea de manera tal que siga obteniendo como puntaje máximo 18, la modificación puede incorporarse directamente al método del TRF, y es así como se procedió. De esta forma, el nuevo TRF estará constituido como sigue:

- Vulnerabilidad sísmica de la estructura, I_{VSP} .
- Afectaciones aguas abajo en caso de producirse una rotura de presa, resumidas en el Factor de Riesgo Potencial Aguas Abajo, FAB
- Peligrosidad del lugar y grado de exposición, de acuerdo al Factor de Peligrosidad y Exposición, FPE.

Definidos los tres componentes, el TRF puede obtenerse como se indica en la siguiente ecuación:

$$TRF = (I_{VSP} + FAB).FPE \quad (5.1)$$

De acuerdo al valor obtenido para el Índice TRF, que varía entre 2 y 500, se asigna a cada presa evaluada una Clase de Riesgo, clasificadas en: Reducido, Moderado, Elevado o Extremo, tal como se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Clases de Riesgo (Bureau & Ballentine, 2002).

TRF	CLASE DE RIESGO
2 - 25	I (Bajo)
25 - 125	II (Moderado)
125 - 250	III (Elevado)
250 - 500	IV (Extremo)

La asignación de una Clase de Riesgo resulta de doble utilidad; por un lado permite priorizar las presas de acuerdo a la necesidad de efectuar verificaciones previas a la ocurrencia del evento. Por otra parte, define de alguna manera el nivel de sofisticación del método a emplear en dicha verificación. Para Clases I y II, suelen ser suficientes métodos simplificados, con acciones sísmicas representadas por la aceleración pico PGA; se espera que las presas que pertenezcan a estas categorías no sufran daños durante un sismo. Por el contrario, Riesgos Potenciales Elevados o Extremos requieren de análisis con modelos numéricos acoplados, tipo tiempo-historia, con una adecuada selección de parámetros sísmicos que caractericen la amenaza.

5.3.1 Índice de vulnerabilidad sísmica de Presas

El Factor de Riesgo por Capacidad (CRF) y el Factor de Riesgo por Altura (HRF) indicaban que presas de gran altura o grandes embalses pueden descargar cantidades significativas de flujo sin control en caso de sismo y exponer grandes áreas a inundaciones, es decir, son propiedades directamente relacionadas con el hidrograma de rotura que circulará por la brecha, en caso de producirse el daño o colapso por sismo.

Recordemos que la principal causa de falla en presas de materiales sueltos con núcleo impermeable es el sobrepaso por asentamientos, tanto en el cuerpo de la presa como en su fundación. Otra consecuencia era la formación de una brecha por un proceso de erosión interna, debido a la tubificación a través de fisuras. Ambas posibilidades han

sido estudiadas desde hace tiempo, sobre todo para obtener los hidrogramas de rotura o de salida, que se implementan en los estudios de afectaciones aguas abajo o para la elaboración de Planes de Acción Durante Emergencias (PADE). Al principio, estos estudios fueron empíricos, actualmente pueden simularse con modelos computacionales diseñados a tal efecto. En presas de materiales sueltos la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde una forma geométrica (trapezoidal) hasta la totalidad de la presa. El objetivo principal fue encontrar un método sencillo para la evaluación de las características del pico de la onda producida por una rotura de presa; determinar el caudal punta de la onda, el tirante y el tiempo de llegada en puntos seleccionados aguas abajo de la presa cuya rotura se analiza (Campos-Aranda, 2014). Del estudio de casos reales, se llegó a ecuaciones que describen, por un lado, los parámetros de la brecha, o bien, el caudal pico y el correspondiente tiempo al pico. Estas últimas son ecuaciones del siguiente tipo (Hagen, 1982; MacDonald y Langridge-Monopolis, 1984; Wahl, 2004; Zagonjoli, 2007):

$$Q_p = a (H \cdot V)^b \quad (5.2)$$

Donde a y b son coeficientes de calibración y H y V son la altura de la presa y la capacidad del embalse respectivamente. El producto $H \cdot V$ es conocido también como “factor de presa”, y resulta conveniente para introducirlo en el método del I_{VSP} . Se consideraron diferentes combinaciones de alturas y volúmenes para definir los límites que se muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Contribución del Factor de Presa.

FACTOR DE RIESGO	EXTREMO	ELEVADO	MODERADO	REDUCIDO
	Contribución al Factor de Riesgo Total			
Contribución del FACTOR DE PRESA, H.V	> 30000	30000-10000	10000 - 3000	< 3000
	2.0	1.5	1	0.5

Nota: H en [m] y V en [hm³]

Este Factor de Presa será ponderado por un factor que considere características propias de la presa que podrán hacerla más vulnerable frente a un sismo de gran magnitud. De los casos estudiados en el capítulo III, el espesor aluvional de la fundación, si existe, es una condición que predispone al daño, tal como sucedió durante los sismos de Bhuj, India y de Maule, Chile. Por otra parte, la presa debe ser capaz de resistir el daño sin llegar al colapso. En una primera aproximación, dos parámetros nos permiten hacer esta evaluación: (1) que el resguardo o revancha sea suficiente para soportar los asentamientos, y (2) que el ancho del coronamiento sea importante, de modo de alargar el recorrido de las filtraciones por fisuras transversales. Los valores límites de estos factores fueron establecidos en base al comportamiento de presas frente a sismos pasados, y para ello el estudio realizado en el capítulo III fue complementado con los estudios de Swaisgood (2013), Singh & Roy (2009) y Zhang et al. (2009). En dichas investigaciones, se analizaron más de 1300 casos de diversos tipos de presas de materiales sueltos sometidas a sismos, todos perfectamente referenciados.

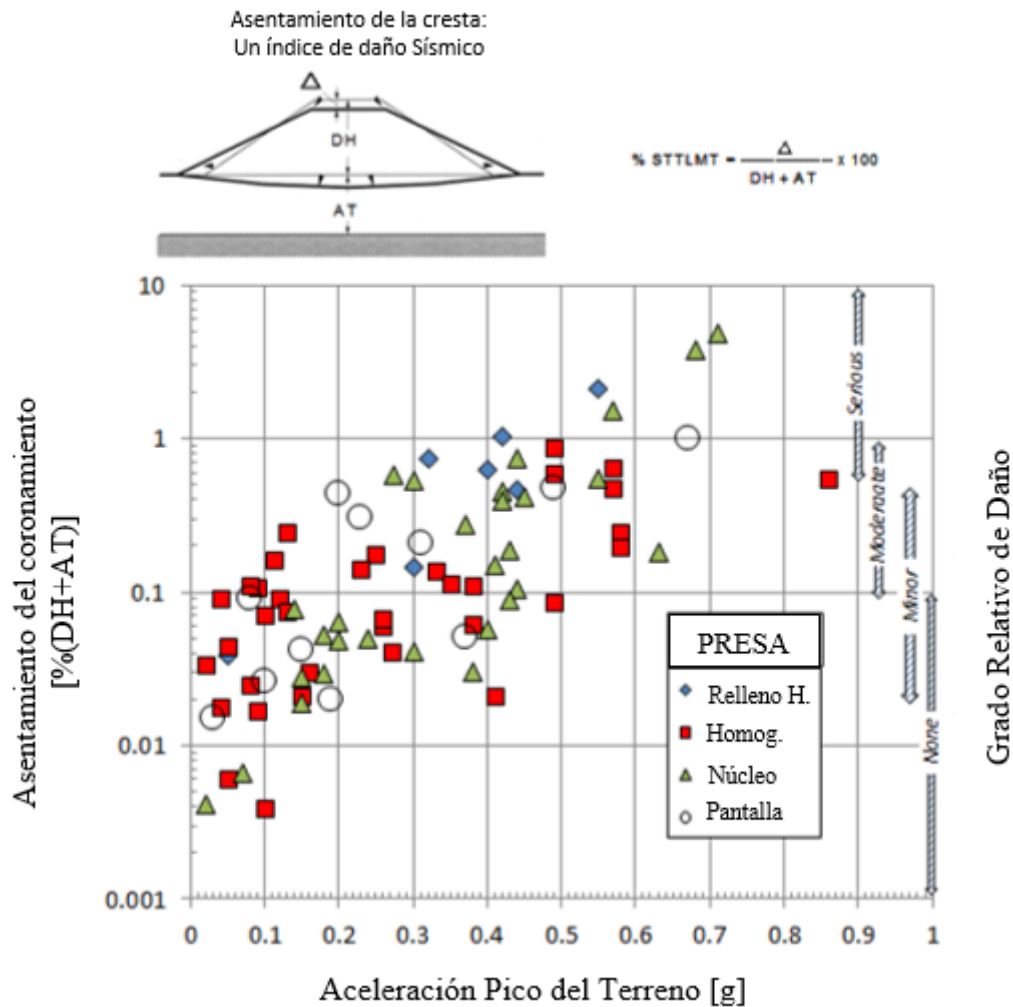


Fig. 5.1. Asentamientos en el coronamiento de presas de materiales sueltos debido a sismos. (Traducido de Swaisgood, 2013)

En cuanto a la fundación, los daños severos estuvieron, por lo general, asociados a espesores del aluvión por encima de los 20 m. Estas presas tuvieron asentamientos superiores al 1% de la altura obtenida como la altura de presa más el espesor del aluvión, como puede observarse en la Figura 5.1.

Abordar el tema de la fisuración es más complejo y definir un parámetro que controle dicho aspecto lo es aún más. Con este fin, luego del sismo de Wenchuan, se ha utilizado la relación de aspecto, esto es el cociente entre el ancho del coronamiento y la altura de la presa, para relacionarlo tanto con el daño como con la intensidad del movimiento (Chen, 2014). Se ha concluido que presas con relaciones superiores a 0,50, no

evidenciaron daños significativos, mientras que presas con cocientes inferiores a 0,20 han sido severamente afectadas.

Tabla 5.4. Factores de peso para la determinación del I_{VSP} .

FACTOR	Contribución al I_{VSP}		
Resguardo, R [% Altura de Presa]	> 10% 0	4 - 10% 1	< 4% 2
Espesor del aluvión, A [m]	< 10 0	10 -20 1	> 20 2
Relación de Aspecto, As [-]	> 0.5 0	0.2 - 0.5 1	< 0.2 2

En este método también se considerarán las fechas en que una presa fue construida, reparada o modificada. Las presas más antiguas suelen ser más vulnerables por su posible deterioro, mantenimiento insuficiente, utilización de técnicas de construcción obsoletas, deficiente compactación, colmatación del embalse o tratamiento precario de la fundación. Breitenbach (2012), destaca ciertos hitos en la historia de la construcción de presas de materiales sueltos, entre los cuales figura la incorporación de técnicas modernas de compactación, con control de humedad óptima y densidad, en la década de los 60s. A las presas construidas antes de esa fecha se les asignará un factor de 3 puntos; serían presas que al día de hoy cumplen más de 50 años de puesta en servicio. En contraposición, Zhang et al. (2009), en su estudio estadístico sobre fallas en presas de materiales sueltos, observaron que gran cantidad de incidentes ocurren en los primeros 5 y hasta 10 años de vida de la presa. Existen presas que fueron mejoradas como resultado de problemas sísmicos o deficiencias previamente identificadas. El año de construcción será sustituido por la fecha de la última reparación o modificación cuando se disponga de esa información.

Tabla 5.5. Factor de riesgo por antigüedad.

AÑO DE CONSTRUCCIÓN	< 1960	>1960	< 10 años
ARF	3	1	2

Finalmente, se computará 1 punto extra, en el factor de ponderación, en los siguientes casos:

- Taludes del núcleo menos tendidos que la relación 1:0.2
- Filtros y drenajes: inexistencia de datos de auscultación que permitan corroborar el correcto funcionamiento de las medidas de control de filtraciones.
- Presencia de ductos o muros de mampostería u hormigón dentro de la presa o en el contacto del núcleo con la fundación.

De esta manera, el I_{VSP} estará definido por la siguiente expresión:

$$I_{VSP} = HV \times (R + A + As + ARF + Extra) \quad (5.3)$$

5.3.2 Factor de Riesgo Potencial Aguas Abajo

Por otra parte, atendiendo al factor que resume la contribución al TRF de las afecciones Aguas Abajo, los nuevos estándares mundiales clasifican a las presas por su riesgo potencial y en consecuencia, aplican criterios de seguridad más exigentes a aquellas presas que, en caso de accidente, pudieran tener mayores consecuencias. Esta clasificación es en tres categorías (según el Comité Español de Grandes Presas SPANCOLD):

- CATEGORIA A: Su rotura afecta gravemente a núcleos urbanos, los daños materiales o medioambientales producidos por su rotura son muy importantes.

- CATEGORIA B: Su rotura sólo afecta a un número reducido de viviendas, los daños materiales o medioambientales producidos por su rotura son importantes.
- CATEGORIA C: Su rotura sólo incidentalmente puede producir pérdidas de vidas humanas, los daños materiales producidos por su rotura son moderados.

De esta manera, en la Tabla 5.6 se presentan los valores propuestos para esta categorización, siempre buscando cierta compatibilidad con el procedimiento original.

Tabla 5.6. Factor de riesgo aguas abajo.

NIVEL	Categoría	FAB
Reducido	C	2
Moderado	B	12
Elevado	A	24

5.3.3 Factor de Peligrosidad y Exposición

En ausencia de estimaciones específicas del movimiento de suelo para cada presa, para definir la vulnerabilidad sísmica se emplea un Factor de Zona Sísmica (SZF) definido en base a reglamentaciones vigentes, tal como se procedió para la clasificación de las presas del NOA en el capítulo anterior. Para cuantificar la peligrosidad sísmica, se adopta en esta tesis la zonificación del INPRES-CIRSOC de Argentina y se le asigna valores al SZF de manera que sean compatibles con la escala del método original. Los SZF se muestran en la Tabla 5.7.

Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica

ZONA	PELIGROSIDAD SÍSMICA	ACELERACIÓN MÁX DEL SUELO [g]	SZF
0	Muy reducida	0.04	1
1	Reducida	0.1	2
2	Moderada	0.18	3
3	Elevada	0.25	4
4	Muy elevada	0.35	5

Finalmente, el Factor de Peligrosidad y Exposición se calculará como la suma de la siguiente ecuación. El sumando 2 considera el grado de exposición según el tipo de presa, en este caso materiales sueltos (3 para la tipología mixta).

$$FPE = 2 + SZF \quad (5.4)$$

5.4 Ejemplo de Aplicación

A continuación se aplicará la nueva metodología a algunos casos del NOA de los cuales se tiene información, para comparar con los resultados obtenidos previamente. Se consideran las presas de El Cadillal, Gral. M. Belgrano, El Jumeal y La Ciénaga. No se modifican los factores de riesgo aguas abajo ni de peligrosidad y exposición, sino simplemente los relacionados con la susceptibilidad de la estructura. Los coeficientes adoptados se resumen en la Tabla 5.8 y en la Figura 5.2 se comparan los TRF para el caso original y el procedimiento propuesto.

Tabla 5.8. Resumen de coeficientes para los casos reevaluados

	HV		R (%)		A (m)		As (-)		ARF (año)	
	Valor	Coef.	Valor	Coef.	Valor	Coef.	Valor	Coef.	Valor	Coef.
El Cadillal	23375	1.5	10	1	13	1	0.12	2	1965	1
Gral.M. Belgr.	352470	2.0	6	1	19	1	0.09	2	1973	1
El Jumeal	29	0.5	7	1	5	0	0.34	1	1945	3
La Ciénaga	702	0.5	16	0	8	0	0.37	1	1923	3

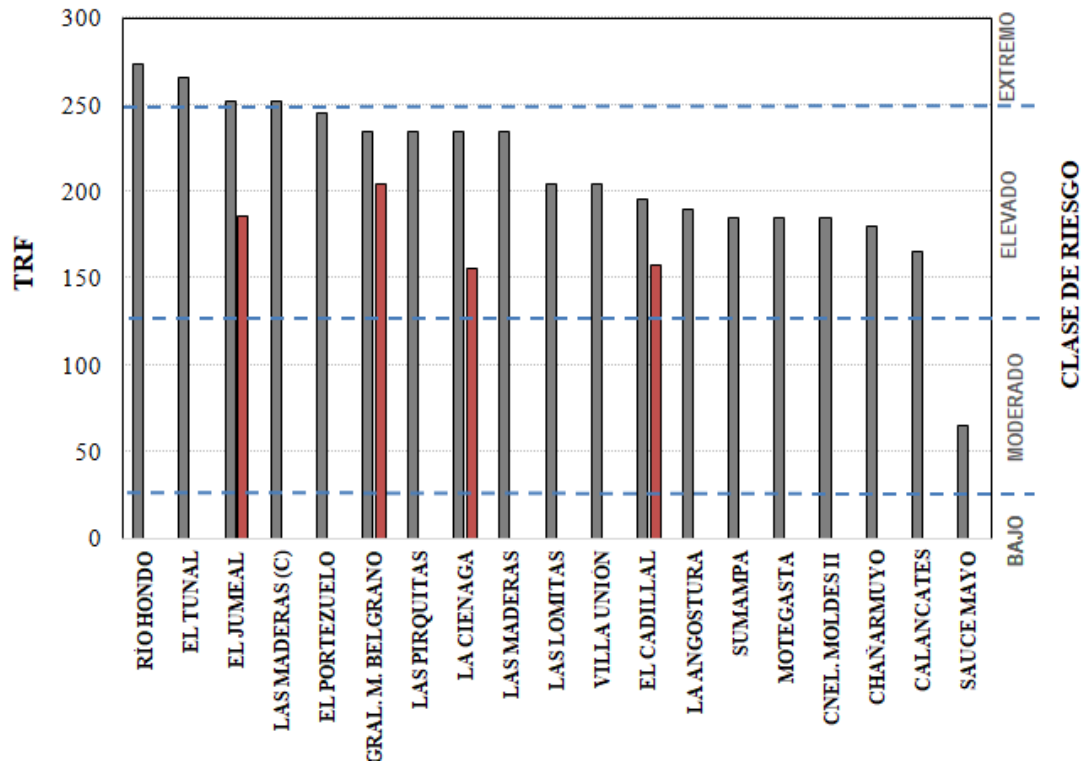


Fig. 5.2. Modificación del TRF para los casos analizados con el I_{vsp} .

Un aspecto muy interesante de la metodología es que permite identificar cuáles son los factores que indican un riesgo elevado. Por ejemplo, el factor de presa para los casos de El Jumeal y La Ciénaga no es elevado, sin embargo, fueron construidas con mucha antelación al año 1960 y por lo tanto, el TRF se ve penalizado. En particular, El Jumeal cambia su categoría de riesgo Extremo a Elevado.

En cambio, El Cadillal y Cabra Corral son aprovechamientos que muestran idénticos coeficientes, de categoría de riesgo Elevado, pero la presa Gral. Manuel Belgrano obtiene un mayor TRF dada su mayor envergadura.

CAPITULO 6: MODELOS NUMERICOS

6.1 Introducción

En las últimas décadas, los ingenieros han enfocado su atención en el diseño por desempeño, buscando que sus estructuras tengan un comportamiento adecuado frente a acciones de distintas intensidades, controlando que los daños que sufre una determinada construcción no superen los límites admisibles. Ese "comportamiento adecuado" significa que, una vez estimados los daños para cada nivel de sollicitación, los mismos resulten aceptables (Priestley, 2000).

En el trabajo de Verdugo (2009) se abordó con suma claridad el tema del diseño por desempeño desde un enfoque geotécnico. El autor plantea que si bien el nivel de desarrollo de la técnica no ha alcanzado la misma complejidad que en el ámbito de las estructuras, es un concepto con el que los geotécnicos está familiarizados. Los métodos de análisis sísmicos, aún los más simples, predicen los desplazamientos permanentes de los taludes de suelos (Newmark, 1965), lo cual es un concepto de desempeño muy diferente a la idea del factor de seguridad obtenido de un análisis de equilibrio límite. Recién hacia mediados de los 90s se formalizó la aplicación del Diseño Sísmico Basado

en Desempeño (PBSD) en el ámbito de la ingeniería geotécnica. Sin embargo no se ha logrado, todavía, una estandarización en su aplicación, porque se deben enfrentar importantes desafíos. Sólo por enumerar algunos, existe mucha incertidumbre en la definición de la acción sísmica, en la caracterización del suelo, sumamente heterogéneo y en la modelización del comportamiento dinámico del suelo más allá del límite elástico. Finn (2000) presentó una revisión de los avances en las investigaciones de los últimos 15 años, en el ámbito de la geotecnia referida a aspectos sísmicos, considerando la especificación de sismos de diseño, los modelos dinámicos, el estudio de la licuefacción y la resistencia residual de suelos y por último, el análisis de riesgo. El autor, al referirse al estudio de la respuesta dinámica, observó que todavía se encuentran vigentes métodos de equilibrio límite, desarrollados en la década del '70, elásticos, implementados en términos de tensiones totales. Estos resultados no predicen deformaciones permanentes y al trabajar en tensiones totales no reflejan los efectos de los incrementos de presiones de poros inducidos por el sismo. Coincide con Verdugo (2009) en la necesidad de desarrollar modelos constitutivos capaces de modelar el comportamiento no lineal en término de tensiones efectivas, correctamente calibrados con datos de ensayos en laboratorio. Respecto al análisis de riesgo, en el año 2000, el concepto era considerado "nuevo" en el ámbito de la ingeniería de presas.

A pesar de la limitada información referida al desempeño sísmico observado en las presas de materiales sueltos durante terremotos pasados, Swaisgood (1998, 2013) propuso una expresión para estimar la cantidad de asentamiento del coronamiento que ocurriría debido a un terremoto supuesto, caracterizado por su PGA y su magnitud. Además, se asoció un grado relativo de daño a cada porcentaje de asentamiento de la cresta, lo que refleja que los eventos con PGA mayor a 0.5 g pueden inducir daños graves, con asentamientos entre 1 y 10% de la altura de la presa. Pells & Fell (2003)

estudiaron en detalle el daño producido en presas a causa de un sismo, considerando los estudios del ICOLD y de Swaisgood. De los capítulos anteriores quedó de manifiesto que frente a un movimiento del terreno las presas se asientan y se fisuran, longitudinal y transversalmente. Estos autores recopilaban información de registros de cerca de 305 presas, sin incluir efectos de licuefacción, sobre la magnitud del asentamiento (como porcentaje de la altura de la presa) y de la fisuración; y con esta información elaboraron relaciones entre la intensidad del movimiento y el daño, como se muestra en la Tabla 6.1. El daño se describe cualitativa o cuantitativamente, de acuerdo al peor de los casos descritos en la tabla, siendo recomendable contar con información de ambos descriptores (el asentamiento por sí mismo no conduce generalmente a la falla).

Tabla 6.1. Clasificación del Daño (Pells & Fell, 2003)

	Clase de Daño	Ancho de Fisura Longitudinal Máximo	Asentamiento Coronamiento Relativo Máximo
0	Ninguno	< 10	< 0.03
1	Menor	10 - 30	0.03 - 0.2
2	Moderado	30 - 80	0.2 - 0.5
3	Mayor	80 - 150	0.5 - 1.5
4	Severo	150 - 500	1.5 - 5
5	Colapso	> 500	> 5

Lo que se persigue en un estudio de vulnerabilidad es definir relaciones de causa-efecto, donde la causa es en este caso el sismo y el efecto, el daño, que puede ser medido en términos de asentamientos del coronamiento (Brigante, 2012; ICOLD 2016). Este parámetro ingenieril (EDP en el marco del procedimiento del PEER), permite evaluar dos mecanismos que amenazan la seguridad de la presa: sobrepaso por pérdida de resguardo y fisuración del núcleo. Este último mecanismo no es tan directo, pero se debe a las deformaciones cortantes que se desarrollan en el núcleo y que contribuyen al

asentamiento; situación que generalmente controla el límite admisible, fijado en la práctica cerca del 1% de la altura de la presa.

En este capítulo se presenta el estudio de un caso típico de una presa de materiales sueltos con núcleo impermeable bajo solicitaciones sísmicas. Este estudio tuvo como finalidad evaluar las posibilidades y limitaciones a las que se enfrentan los ingenieros al intentar definir la vulnerabilidad de presas y cómo es posible superarlas.

6.2 Prototipo de estudio

Las presas de materiales sueltos con núcleo impermeable demostraron un claro predominio mundial, debidamente justificado: son presas que se adaptan fácilmente a distintas condiciones geológicas y topográficas, las técnicas constructivas son relativamente sencillas, se utilizan materiales de la zona y han demostrado un comportamiento satisfactorio (Yuan, 2014). Esta tipología sigue construyéndose en la actualidad, con alturas cada vez más desafiantes, tales son los casos de los proyectos de Rogun, en Tajikistan, que con sus 335 m de altura se convertiría en la presa más alta del mundo, seguida por la presa de Shuangjiangkou, en China, de 312 m.

En el trabajo de Hunter y Fell (2003) se analizó el comportamiento de 134 presas de embalse durante las fases críticas de su vida: construcción, primer llenado y post primer llenado. Del total de casos analizados, 63 fueron presas con núcleo central impermeable. Los objetivos principales de ese estudio fueron generar una base de datos que permita la comparación en términos de deformaciones de comportamiento de presas de tipologías similares, predecir deformaciones considerando los factores que afectan su desarrollo, definir ampliamente deformaciones "normales" y a partir de allí identificar situaciones "anormales" y establecer lineamientos sobre tendencias en el comportamiento en deformaciones que potencialmente indiquen una estabilidad marginal o inestabilidad.

La investigación se complementó con un modelo de diferencias finitas en estado plano de deformaciones. El prototipo elegido fue una presa de materiales sueltos con núcleo central delgado, de 100 metros de altura, sobre una fundación rígida. Se simuló el proceso de construcción por etapas, cada una de 10 metros. En cuanto a los materiales, se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb para caracterizar su comportamiento, fijando las propiedades de los espaldones y variando las del núcleo.

Resulta sumamente conveniente partir de un modelo estático calibrado como base del estudio dinámico. Se eligieron los análisis presentados en Hunter & Fell (2003) como punto de inicio para esta investigación, adoptando el mismo prototipo, con algunas modificaciones en el suelo de fundación, tal como se presenta en la Figura 6.1. El caso seleccionado corresponde a una presa con núcleo delgado, limoso con finos no plásticos.

El caso original proponía una fundación rígida. En lo que respecta al análisis dinámico, si la fundación es rígida, las ondas serán transmitidas directamente a la base de la presa. Dados los casos históricos estudiados, se estudió el efecto del conjunto suelo-fundación incorporando al modelo una capa de suelo elástica. Se utilizan los resultados de Visone et. al (2008), donde se propone una metodología para la calibración de un modelo de elementos finitos con el fin de obtener una respuesta realista bajo solicitaciones dinámicas.

En el Capítulo II se mencionaron distintos niveles de análisis del efecto de las solicitaciones sísmicas sobre presas de materiales sueltos. Recapitulando, se definieron tres niveles:

- Análisis simplificados o aproximaciones pseudo-estáticas,
- Análisis dinámicos simplificados,
- Análisis dinámicos completos.

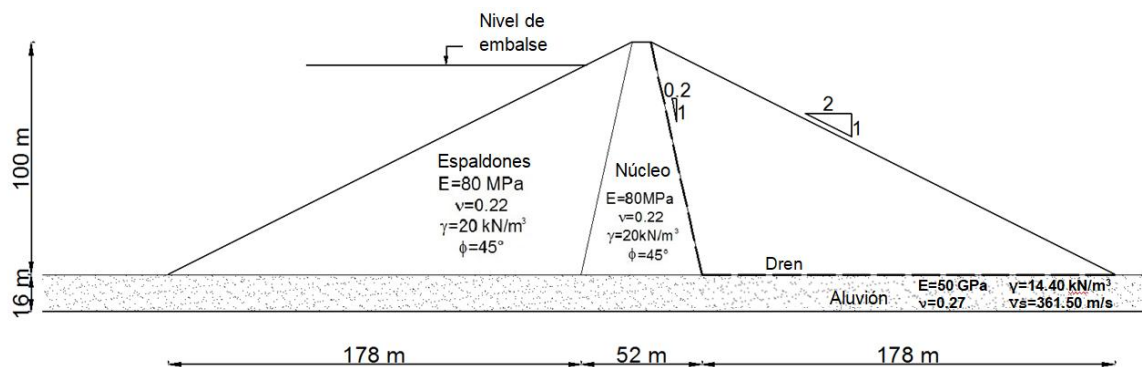


Fig. 6.1. Sección típica de la presa y propiedades de los materiales seleccionados

Si bien a partir del método de Newmark no es posible calcular el desplazamiento del coronamiento con exactitud, no deja de ser un indicador del desempeño de la presa frente a un sismo de determinada magnitud, con la ventaja de ser un método muy sencillo de aplicar. En lo que sigue, se estudiará el prototipo elegido mediante un análisis simplificado y mediante un análisis dinámico completo.

6.3 Acción sísmica

En el presente, se dispone de herramientas para efectuar análisis dinámicos no lineales completos, imprescindibles a la hora de evaluar estructuras cuyas consecuencias pueden ser catastróficas, como es el caso de grandes presas. La complejidad del modelo demanda una determinación cuidadosa de las variables, no sólo de aquellas que definen el comportamiento de los materiales y la geometría del modelo, sino también de las cargas que se le aplican, que en este caso serán registros temporales de aceleración. Con esto se busca someter a la estructura un conjunto de registro sísmicos reales que lleven sucesivamente a la presa a distintos estados de daño hasta alcanzar el colapso. Esto evita la necesidad de escalar registros y modificar las características propias de los

acelerogramas, ya que al escalar la amplitud, no todos los parámetros se escalan de igual manera (Réveillère et al. 2012).

Los registros sísmicos reales seleccionados para el estudio se obtuvieron de la Base de Datos Europea (European Strong-Motion Database, <http://isesd.hi.is/>) y la base de datos del Centro PEER (PEER NGA Database, <http://ngawest2.berkeley.edu/>). Los 23 acelerogramas seleccionados, son de tipo fuente cercana y poseen niveles crecientes de PGA. Además, todas las historias temporales de aceleración fueron registradas en suelos clasificados como A o B, de acuerdo al criterio propuesto por Geomatrix (Abrahamson, 1996). Este criterio se muestra en la Tabla 6.2, donde V_s es la velocidad de la onda de corte del perfil, en los primeros 30 m. Se espera que los movimientos de fuente cercana produzcan un daño significativo a la estructura (Bommer, 2001). La información sobre el movimiento del suelo de los datos seleccionados se presenta en las Tablas 6.3 y 6.4.

Tabla 6.2. Clasificación del sitio de acuerdo a Geomatrix (Abrahamson, 1996)

Clase	Descripción	Definición
A	Roca	$V_s > 600$ m/s o espesor < 5 m de suelo sobre la roca.
B	Estrato superficial (rígido)	Perfil de suelo de hasta 20 m sobre la roca.
C	Suelo profundo y angosto	Perfil de suelo de al menos 20 m sobre la roca, en un valle angosto o cañón.
D	Suelo profundo y amplio	Perfil de suelo de al menos 20 m sobre la roca, en un valle amplio.
E	Suelo blando y profundo	Perfil de suelo con un velocidad promedio $V_s < 150$ m/s.

Tabla 6.3. Conjunto n° 1, registros de fuente cercana. Suelos tipo A y B

Evento	Registro	Mw ¹	R _{RUP} ² [km]	PGA [g]	Sitio
San Fernando, U.S, 1971	PUL-164	6.6	1.81	1.202	A
Duzce, Turkey, 1999	375-000	7.1	3.93	0.951	B
Tabas, Iran, 1978	TAB-LN	7.4	2.05	0.820	A
Kobe, Japan, 1995	KJM-000	6.9	0.96	0.805	B
Landers, U.S.,1992	LCN-260	7.3	2.19	0.713	A
Loma Prieta, U.S., 1989	WAH-090	6.9	17.47	0.659	B
Whittier Narrows, U.S., 1987	TAR-090	6.0	41.20	0.631	B
Kobe, Japan, 1995	KJM-090	6.9	0.96	0.587	B
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU071-090	7.6	5.80	0.556	A
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU068-090	7.6	0.32	0.555	A
Northridge, U.S., 1994	MUL-279	6.7	17.15	0.506	A

Tabla 6.4. Conjunto N° 2, registros de fuente cercana. Suelos tipo A y B

Evento	Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	Sitio
Cape Mendocino, U.S, 1992	CPM-000	7.1	6.96	1.497	A
Morgan Hill, U.S., 1984	CYC-285	6.2	0.53	1.298	A
San Fernando, U.S., 1971	PUL-254	6.6	1.81	1.160	A
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU084-090	7.6	11.48	1.157	A
Chi-Chi, Taiwan, 1999	CHY080-090	7.6	2.69	0.968	A
Loma Prieta, U.S., 1989	LGP-000	6.9	3.88	0.966	A
Ardal	00158XA	6.0	4.00	0.891	A
Tabas, Iran, 1978	TAB-TR	7.4	2.05	0.852	A
Northridge, U.S., 1994	RRS-228	6.7	6.50	0.825	B
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU095-000	7.6	45.20	0.698	B
Coalinga, U.S., 1983	PVY-045	6.4	8.41	0.592	A
Mammoth Lakes, U.S., 1980	LUL-090	5.9	16.88	0.408	A

Mw=Magnitud

R_{RUP}= menor distancia al plano de ruptura de la falla.

No existe una definición única para la que un sitio pueda clasificarse como fuente cercana o lejana. Los primeros intentos de establecer un límite se basaron en la distancia a la fuente y la magnitud del evento (Blume, 1965; Krinitzsky & Chang, 1997; Campbell, 1981; Zhang & Kezhong, 1997). Más recientemente, Martínez-Pereira & Bommer (1998) definieron el concepto de fuente cercana considerando las características del movimiento fuerte. Tomando una intensidad de VIII como el umbral de movimiento que es potencialmente dañino para las estructuras bien diseñadas, se

estableció un límite inferior para seis parámetros de movimiento fuerte: PGA, CAV, PGV, IA, I y a_{RMS} (ver definiciones en el Anexo B). Los registros sólo se consideran de fuente cercana si pasaron simultáneamente los umbrales propuestos (Bommer et al., 2001; Maniatakis et al., 2008). El parámetro de daño que propuso Fajfar et al. (1990) se calcula con la relación (6.1):

$$I = PGV \cdot DS^{0.25} \quad (6.1)$$

Los valores de los límites inferiores de los parámetros se dan en la Tabla 6.5. Adicionalmente, se consideró para el análisis un tercer conjunto de acelerogramas, que se presenta en la Tabla 6.6, clasificados de acuerdo al criterio presentado, como sismos de fuente lejana.

Las curvas que se muestran en la Figura 6.2 representan el límite superior del espacio de magnitud-distancia definido por los registros que pasan los seis umbrales. En la misma Figura, se muestran los pares de magnitud y distancia de los registros seleccionados, lo que confirma los criterios adoptados.

Tabla 6.5. Límites inferiores para los parámetros que definen la fuente cercana. (Martínez-Pereira & Bommer, 1998)

IM	Unidad	Límite inferior
PGA	g	0.20
CAV	g.s	0.30
PGV	cm/s	20.00
IA	m/s	0.40
I	cm/s ^{0.75}	30.00
a_{RMS}	m/s ²	0.50

Tabla 6.6. Conjunto N° 3, registros de fuente lejana. Suelos tipo A y B

Evento	Registro	Mw	R_{RUP} [km]	PGA [g]	Sitio
Northridge, U.S., 1994	UNI-005	6.7	34.20	0.484	A
Chi-Chi, Taiwan, 1999	CHY006-000	7.6	9.76	0.337	B
Friuli, Italy, 1976	TMZ-270	6.5	15.80	0.309	B
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU031-000	7.6	30.12	0.120	B
Landers, U.S., 1992	ABY-000	7.3	69.21	0.113	B
Landers, U.S., 1992	TAR-090	6.0	175.65	0.042	B

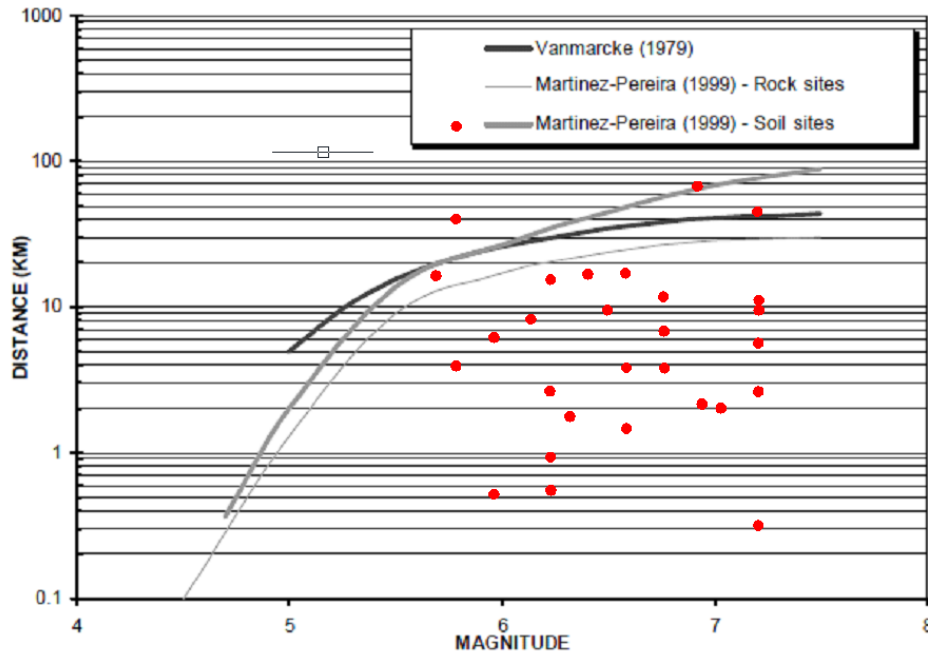


Fig. 6.2. Ubicación de los registros seleccionados en el espacio magnitud-distancia.
(Adaptado de Martinez-Pereira and Bommer, 1998)

6.4 Análisis dinámico simplificado

El método del bloque deslizante propuesto por Newmark (1965) ha sido ampliamente discutido en la bibliografía (Jibson, 1997; Bray, 2007) y en la práctica actual todavía es la base para calcular los desplazamientos inducidos por sismos (Rathje & Bray, 2000). En este método, el suelo es considerado como un bloque rígido friccional, donde el desplazamiento se induce cuando la aceleración del registro sísmico es superior a la aceleración de fluencia. La única fuerza desequilibrante sobre el sistema es la de inercia causada por la aceleración horizontal, la cual actúa únicamente en el intervalo en el que se produce el movimiento. La respuesta se mide por el desplazamiento acumulado D , que se obtiene mediante la doble integración de la parte del acelerograma que supera la aceleración de fluencia, de manera que cuantifica el exceso de energía acumulada

respecto a la condición de equilibrio. La aceleración crítica, a_c , es una función del factor estático de seguridad de la posible masa deslizante, FS y de su geometría y peso:

$$a_c = (FS - 1)g \cdot \sin \alpha \quad (6.2)$$

donde g es la aceleración de la gravedad y α es el ángulo de empuje, es decir, el ángulo entre la dirección horizontal y la dirección de deslizamiento del centro de masa del potencial bloque deslizante.

En primer lugar, se calculó la aceleración crítica. El análisis estático se realizó mediante un procedimiento de equilibrio límite, utilizando el método simplificado de Bishop (1955). Se efectuó una búsqueda de superficies críticas para encontrar aquella superficie de deslizamiento circular con el factor de seguridad más bajo, tanto en el cuerpo de la presa como en el conjunto presa-fundación. Para un factor de 1.72 y un ángulo de empuje de $26,11^\circ$, como se muestra en la Figura 6.3, la aceleración de fluencia de la masa es de 0.317 g, que constituye un umbral para el comienzo del deslizamiento y es constante a lo largo de todo el análisis. Una vez que se ha definido la aceleración crítica, el desplazamiento de Newmark puede determinarse mediante la integración doble de aquella parte de los registros seleccionados por encima del valor crítico. La integración se realiza dos veces, primero para el acelerograma real y en segundo lugar para el mismo registro invertido sobre el eje de tiempo hacia arriba. El mayor de los dos valores se usa como el desplazamiento permanente y los valores obtenidos para este caso de estudio se presentan en las Tablas 6.7 a 6.9.

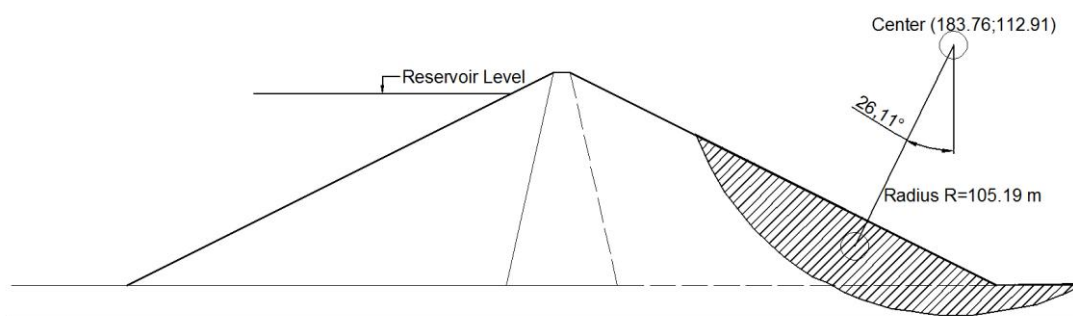


Fig. 6.3. Geometría de la superficie de deslizamiento crítica

Tabla 6.7. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°1.

Evento	Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	D (cm)
San Fernando, U.S., 1971	PUL-164	6.6	1.81	1.202	12.8
Duzce, Turkey, 1999	375-000	7.1	3.93	0.951	6.8
Tabas, Iran, 1978	TAB-LN	7.4	2.05	0.820	10.7
Kobe, Japan, 1995	KJM-000	6.9	0.96	0.805	26.3
Landers, U.S., 1992	LCN-260	7.3	2.19	0.713	1.8
Loma Prieta, U.S., 1989	WAH-090	6.9	17.47	0.659	1.6
Whittier Narrows, U.S., 1987	TAR-090	6.0	41.20	0.631	1.5
Kobe, Japan, 1995	KJM-090	6.9	0.96	0.587	13.9
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU071-090	7.6	5.80	0.556	2.7
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU068-090	7.6	0.32	0.555	3.1
Northridge, U.S., 1994	MUL-279	6.7	17.15	0.506	2.5

Tabla 6.8. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°2.

Evento	Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	D (cm)
Cape Mendocino, U.S., 1992	CPM-000	7.1	6.96	1.497	12.3
Morgan Hill, U.S., 1984	CYC-285	6.2	0.53	1.298	14.1
San Fernando, U.S., 1971	PUL-254	6.6	1.81	1.160	10.2
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU084-090	7.6	11.48	1.157	94.6
Chi-Chi, Taiwan, 1999	CHY080-090	7.6	2.69	0.968	32
Loma Prieta, U.S., 1989	LGP-000	6.9	3.88	0.966	10.3
Ardal, Iran, 1977	00158XA	6.0	4.00	0.891	4.4
Tabas, Iran, 1978	TAB-TR	7.4	2.05	0.852	15.1
Northridge, U.S., 1994	RRS-228	6.7	6.50	0.825	40.4
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU095-000	7.6	45.20	0.698	3.5
Coalinga, U.S., 1983	PVY-045	6.4	8.41	0.592	4.9
Mammoth Lakes-2, 1980	LUL-090	5.9	16.88	0.408	0

Tabla 6.9. Desplazamientos de Newmark para el Conjunto N°3.

Evento	Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	D (cm)
Northridge, U.S., 1994	UNI-005	6.7	34.20	0.484	0.8
Chi-Chi, Taiwan, 1999	CHY006-000	7.6	9.76	0.337	0
Friuli, Italy, 1976	TMZ-270	6.5	15.80	0.309	0
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU031-000	7.6	30.12	0.120	0
Landers, U.S., 1992	ABY-000	7.3	69.21	0.113	0
Landers, U.S., 1992	TAR-090	6.0	175.65	0.042	0

6.4.1 Análisis de los Desplazamientos de Newmark

Debido a las simplificaciones consideradas en el análisis, los desplazamientos de Newmark se deben considerar como índices del desempeño dinámico de los taludes y no como predicciones del desplazamiento real (Rathje & Bray, 2000; Jibson 2011). Wieczorek et al. (1985) propuso que el desplazamiento crítico sería de 5 cm, teniendo en cuenta las grietas que podrían visualizarse cuando se produjo la falla total del talud. Keefer y Wilson (1989) utilizaron 10 cm como el desplazamiento crítico de taludes. Finalmente, Jibson et al. (2000) concluyeron que el talud podría identificarse como en situación de falla cuando el desplazamiento sea mayor de 15 cm. Por lo tanto, el valor de 15 cm se adopta como desplazamiento crítico. Puede verse fácilmente en la Figura 6.4 que los resultados indican 5 sismos llevarían a la presa a una situación de falla, y no coinciden con los registros de mayores aceleraciones pico. Se analizará con mayor profundidad este punto en el capítulo siguiente. Por último, se observa que para los sismos de fuente lejana, las aceleraciones pico no alcanzaron en algunos casos la aceleración crítica de inicio del deslizamiento, por lo tanto el desplazamiento de Newmark es nulo.

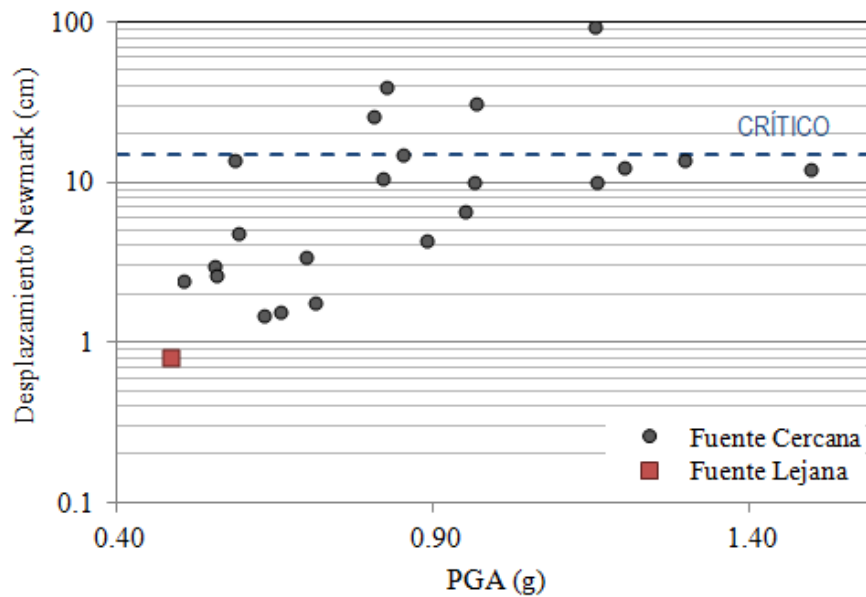


Fig. 6.4. Desplazamientos de Newmark calculados para el prototipo de 100 m con núcleo impermeable, sometidos a los sismos propuestos.

6.5 Análisis numérico avanzado

6.5.1 Modelo de Elementos Finitos

Para completar el estudio de la presa con núcleo central impermeable, se realizó un modelo de elementos finitos en estado plano de deformación implementado en el software PLAXIS 2D (Delft, 2012). PLAXIS es un programa de elementos finitos diseñado específicamente para modelar problemas geotécnicos. El sistema presa-fundación se modeló utilizando elementos triangulares de 15 nodos. La construcción por etapas de la presa fue simulada considerando 10 capas de materiales. La extensión de la fundación considerada está a 400 m del pie del talud en ambas direcciones, aguas arriba y aguas abajo, con 16 m de profundidad. Para las condiciones de borde, se aplicaron las fijaciones estándares del software (Standard Fixities), que consideran para las fronteras verticales de la fundación, izquierda y derecha, desplazamientos horizontales nulos, y para el borde inferior, desplazamientos verticales y horizontales nulos.

El modelo Hardening Soil considera el endurecimiento por fricción para modelar la deformación plástica por corte en la carga desviadora, y una superficie de cap para modelar la deformación volumétrica plástica en la compresión primaria, tal como se describe en el siguiente apartado (Ti, 2009; Brinkgreve, 2012).

PLAXIS genera la malla automáticamente, a partir de la elección de un grado de refinamiento. Sin embargo, el programa permite refinar la malla, alrededor de algún nodo o de alguna línea en particular. En este modelo, se efectuó un análisis de sensibilidad para definir el tamaño de los elementos de la malla, comparando la precisión de los resultados y buscando el menor tiempo computacional requerido. Se fijó una malla "fina" y a partir de allí se refinaron los clusters correspondientes a la presa. También se hizo un último refinamiento alrededor del contacto del núcleo con los espaldones, que permita describir correctamente la diferencia de tensiones en el cambio de materiales. El modelo definitivo consiste en una malla de 10007 elementos triangulares de 15 nodos (86561 nodos), como el que se muestra en la Figura 6.5.

La precisión en la determinación de las deformaciones en una estructura térrea está relacionada con la calidad con la que se representa la relación tensión-deformación de sus materiales. Este comportamiento depende, entre otras cosas, de la geometría de la presa, de las propiedades de sus materiales, del sistema constructivo y de las fluctuaciones del embalse una vez puesta en operación. Las presas heterogéneas poseen un comportamiento más complejo que las homogéneas, principalmente debido a la transferencia de tensiones entre el núcleo y los espaldones y viceversa.

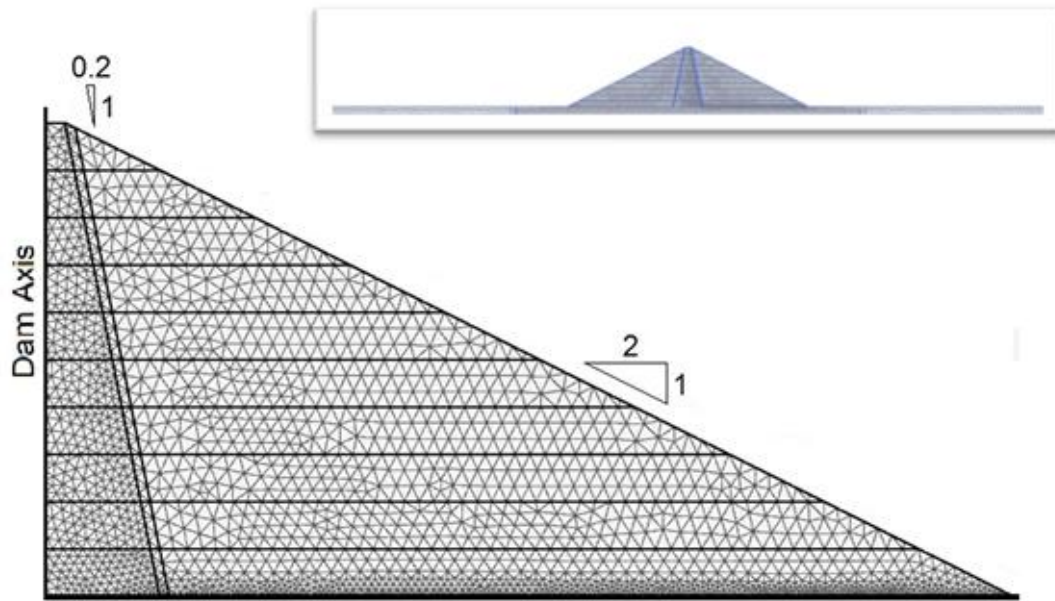


Fig. 6.5. Geometría del modelo y malla de Elementos Finitos para el cuerpo de la presa.
Arriba, el modelo completo, que incluye la fundación.

Para las materiales de la presa en estudio, se utilizó una relación constitutiva de tipo Hardening Soil. El Hardening Soil es un modelo elastoplástico con endurecimiento isótropo, que se basa en el modelo hiperbólico. Este modelo supera al modelo hiperbólico pues utiliza la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, incluye la dilatancia del suelo e introduce un cierre de la superficie de fluencia (ver Fig. 6.6). Para su definición se requieren tres módulos de deformación: E_{50} , determinado al alcanzar el 50% de la tensión de rotura; E_{oed} , módulo edométrico y E_{ur} , módulo elástico para trayectorias de descarga y recarga. Una descripción más detallada de este modelo se puede encontrar en PLAXIS 2D Materials Models Manual (2012). Como valores orientativos en diferentes suelos se tienen las siguientes relaciones entre E_{50} , E_{ur} y E_{oed} , aunque suelos muy rígidos o muy blandos pueden presentar otras relaciones (PLAXIS, 2012):

$$E_{50} = E_{oed} \quad (6.3)$$

$$E_{ur} = 3 E_{50} \quad (6.4)$$

La utilización y validación de este modelo para representar el comportamiento de presas ha sido publicada por diversos autores (Feng et al., 2010; Vahdati et al., 2013; Tschernutter & Kainrath, 2016). Las propiedades adoptadas para el prototipo se resumen en la Tabla 6.10.

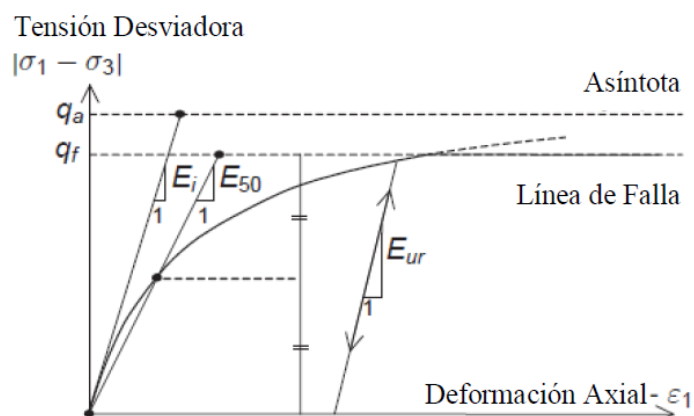


Figura 6.6. Modelo Hardening Soil: Elastoplástico con endurecimiento isótropo. (Traducido de PLAXIS 2D, Referencie Manual, 2012).

Tabla 6.10. Parámetros del Modelo Constitutivo Hardening Soil

Parámetro	Unidades	Núcleo	Espaldones
γ_{unsat}	kN/m ³	20	20
γ_{sat}	kN/m ³	22.3	22.3
ν	-	0.2	0.2
E_{50}^{ref}	kN/m ²	33000	26000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	16500	26000
Power m	-	1	0.5
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	100000	80000
Cohesión c'	kN/m ²	0.1	0.1
Fricción ϕ	°	45	45

6.5.2 Análisis Estático

Como se mencionó anteriormente, para establecer las condiciones previas al sismo, se simuló primero, la construcción por etapas del terraplén y luego, el llenado del embalse. Los resultados se compararon con aquellos presentados en Hunter & Fell (2003), donde se encuentra documentado no sólo el modelo de diferencias finitas elaborados para

estudiar el comportamiento de presas de materiales sueltos, sino también una gran recopilación de casos reales, de gran valor para la investigación. Las conclusiones indicaron que para el caso de presas con núcleo impermeable, construidas con técnicas apropiadas de compactación, los asentamientos a largo plazo estaban alrededor de 100 a 300 mm, o cercanos al 0.2% de la altura. El modelo ha evidenciado un desplazamiento vertical del punto ubicado en el coronamiento, en correspondencia con el eje de la presa, de 330 mm, lo que corresponde a un 0.28% de la altura (considerando el espesor del aluvión). Los resultados se analizaron también en términos de tensiones totales verticales y laterales y desplazamientos laterales, de manera de asegurar que se reproduzca una situación representativa del comportamiento de esta tipología para cada una de las etapas de su vida útil. En las Figuras 6.7 y 6.8 se comparan, a modo de ejemplo, las tensiones totales verticales y horizontales obtenidas del modelo con las de referencia, Hunter & Fell (2003).

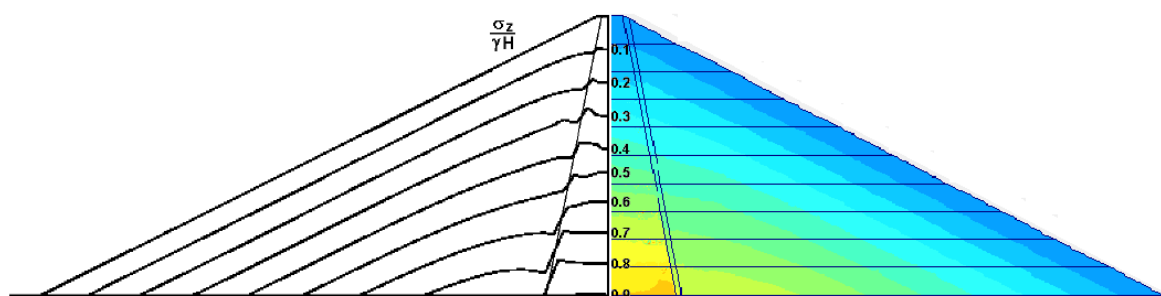


Figura 6.7. Comparación de tensiones totales verticales para el fin de la construcción, con los resultados de Hunter & Fell (2003).

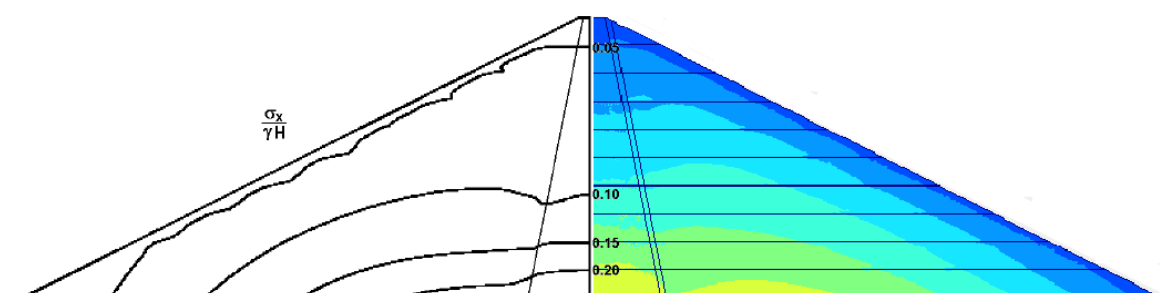


Figura 6.8. Comparación de tensiones totales laterales para el fin de la construcción, con los resultados de Hunter & Fell (2003).

6.5.3 Amortiguamiento

El amortiguamiento del sistema se debe a la viscosidad, fricción y plasticidad del suelo. La determinación de la matriz de amortiguamiento es un tema muy complejo y requiere de ciertos parámetros adicionales del suelo que son difíciles de determinar mediante ensayos. En la formulación de elementos finitos, es posible expresar dicha matriz como función de las matrices de masa y rigidez, afectadas por los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh α_R y β_R . Este amortiguamiento representa la disipación de energía en el medio poroso.

La cantidad de amortiguamiento de un sistema numérico está determinada por la elección del modelo constitutivo, también conocido como amortiguamiento del material; el esquema de integración de las ecuaciones o el amortiguamiento numérico; y las condiciones de contorno (Visone et al., 2010). Para el modelo HS, el amortiguamiento de las deformaciones irreversibles no es suficiente para modelar las características reales de los suelos (Plaxis Reference Manual, 2012; Visone et al., 2008; Elia et al., 2011). Tampoco es suficiente el amortiguamiento numérico introducido por el esquema implícito Hilber-Hughes-Taylor (HHT) o el método α adoptado para los cálculos ($\gamma = 0.1$). Por lo tanto, se adoptó el amortiguamiento de Rayleigh para explicar la disipación de energía a través del medio, con un valor objetivo de relación de amortiguamiento ξ de 2.5% y empleando la ecuación 6.5, con frecuencias objetivos de 1.1 y 3.5 Hz, dando como resultado α_R y β_R de 0.26294 y 0.0173, respectivamente..

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (6.5)$$

6.5.4 Análisis Dinámico

Durante el cálculo dinámico se deben hacer consideraciones especiales en las fronteras del modelo, ya que es preciso evitar que las ondas que se propagan hacia el exterior de la zona modelada se reflejen hacia la fundación. Existen diversas técnicas para solucionar este inconveniente: usar elementos semi infinitos, adoptar propiedades especiales de los materiales de los elementos de borde (baja rigidez, alta viscosidad) o implementar bordes viscosos. Se impusieron límites absorbentes a lo largo de los límites de la fundación utilizando la formulación de Lysmer & Kuhlemeyer (1969).

En PLAXIS las cargas dinámicas pueden ser introducidas como desplazamientos prescriptos. Los sismos en particular, se modelaron como desplazamientos prescriptos horizontales, aplicados en la base del modelo, es decir, en el límite inferior de la fundación. En este trabajo no se estudió el efecto de la componente vertical. Como la unidad de longitud seleccionada es el metro, se introdujo un valor de 0.01 para el desplazamiento. La carga efectiva en las fases dinámicas será el producto del desplazamiento prescripto por el multiplicador dinámico, ΣM_{dispX} , en este caso especificado como historia temporal de aceleración.

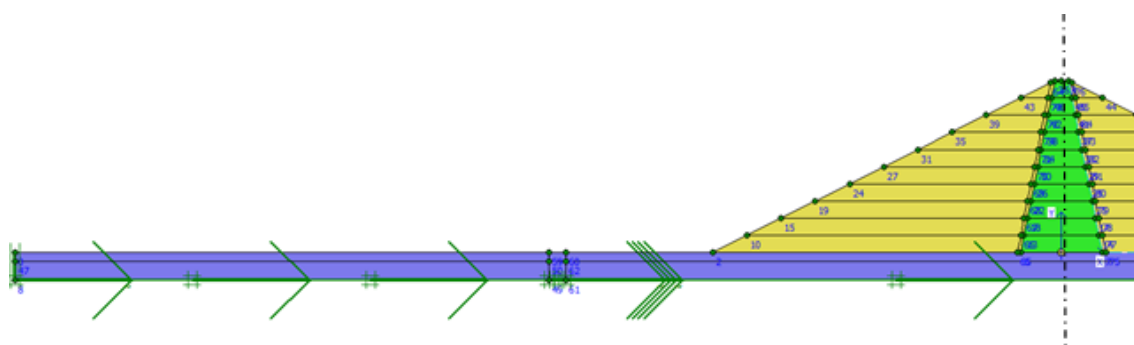


Fig. 6.9. Condiciones de borde consideradas para el análisis dinámico. Contornos absorbentes y desplazamientos prescritos en la base del modelo (borde inferior de la fundación).

Los análisis dinámicos se realizaron en condiciones de embalse lleno y el sismo fue aplicado al borde inferior del modelo, como un registro temporal de aceleraciones. El desplazamiento vertical del punto central del coronamiento de la presa se eligió como EDP y los valores obtenidos para cada uno de los tres conjuntos de acelerogramas fueron graficados en la Figura 6.9. Si bien la relación entre el desplazamiento de Newmark y la PGA mostraba una dispersión muy grande, para el asentamiento del coronamiento la dependencia es todavía mucho menor. Es decir, la aceleración pico no es capaz de describir las características del sismo que ocasionan mayor daño a la estructura, pero este aspecto será analizado en profundidad en el próximo capítulo. En las Tablas 6.11 a 6.13 se incluye además la clase de daño, de acuerdo al sistema de clasificación propuesto por Pells & Fell (2003).

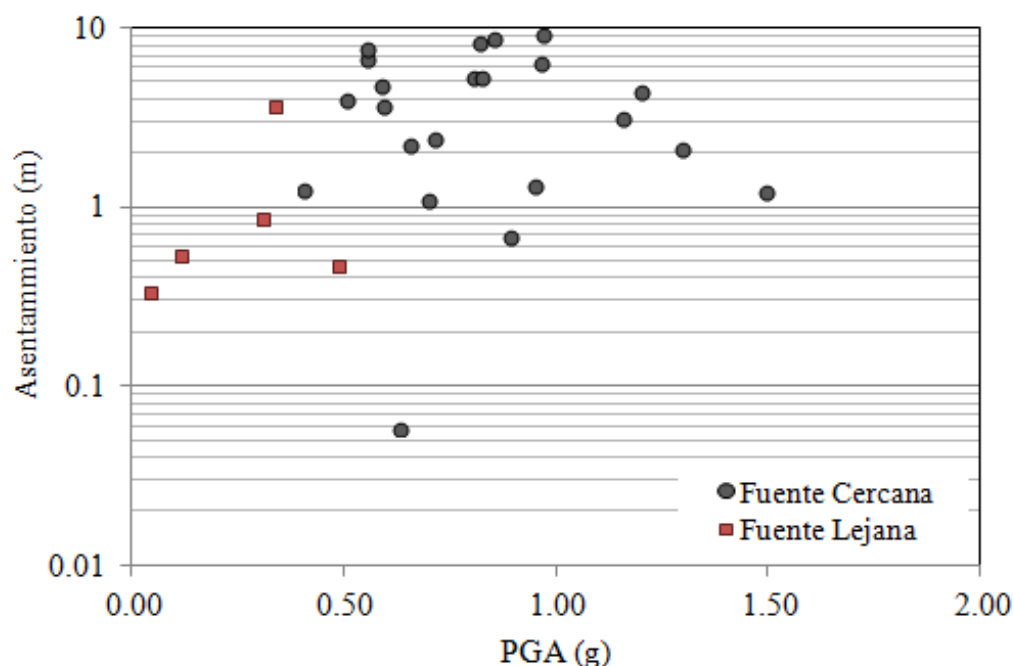


Fig. 6.10. Asentamientos del coronamiento obtenidos para el prototipo de 100 m con núcleo impermeable, sometidos a los sismos propuestos.

Tabla 6.11. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°1

Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	C (m,%)	Clasificación
PUL-164	6.6	1.81	1.202	4.42	Severo
375-000	7.1	3.93	0.951	1.3	Mayor
TAB-LN	7.4	2.05	0.820	8.35	Colapso
KJM-000	6.9	0.96	0.805	5.29	Colapso
LCN-260	7.3	2.19	0.713	2.39	Severo
WAH-090	6.9	17.47	0.659	2.23	Severo
TAR-090	6.0	41.20	0.631	0.06	Menor
KJM-090	6.9	0.96	0.587	4.74	Severo
TCU071-090	7.6	5.80	0.556	6.69	Colapso
TCU068-090	7.6	0.32	0.555	7.59	Colapso
MUL-279	6.7	17.15	0.506	3.93	Severo

Tabla 6.12. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°2

Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	C (m,%)	Clasificación
CPM-000	7.1	6.96	1.497	1.21	Mayor
CYC-285	6.2	0.53	1.298	2.09	Severo
PUL-254	6.6	1.81	1.160	3.15	Severo
TCU084-090	7.6	11.48	1.157	10.02	Colapso
CHY080-090	7.6	2.69	0.968	9.31	Colapso
LGP-000	6.9	3.88	0.966	6.38	Colapso
00158XA	6.0	4.00	0.891	0.68	Mayor
TAB-TR	7.4	2.05	0.852	8.66	Colapso
RRS-228	6.7	6.50	0.825	5.30	Colapso
TCU095-000	7.6	45.20	0.698	1.10	Mayor
PVY-045	6.4	8.41	0.592	3.71	Severo
LUL-090	5.9	16.88	0.408	1.24	Mayor

Tabla 6.13. Asentamientos del coronamiento para el Conjunto N°3

Registro	Mw	R _{RUP} [km]	PGA [g]	C (m,%)	Clasificación
UNI-005	6.7	34.20	0.484	0.48	Moderado
CHY006-000	7.6	9.76	0.337	3.72	Severo
TMZ-270	6.5	15.80	0.309	0.89	Mayor
TCU031-000	7.6	30.12	0.120	0.87	Mayor
ABY-000	7.3	69.21	0.113	0.54	Mayor
TAR-090	6.0	175.65	0.042	0.34	Moderado

Resulta oportuno profundizar acerca de los resultados obtenidos, ya que si bien el asentamiento del coronamiento es el indicador del daño por excelencia, se debe garantizar que este parámetro esté capturando la respuesta de la presa a las sollicitaciones dinámicas.

La Figura 6.11 muestra la amplificación de las aceleraciones desde la base de la presa, punto D, hasta el coronamiento, punto C para el registro de Tabas, Irán (TAB-LN). Se observa una fuerte amplificación de los pulsos de menor intensidad del registro original. Bajo la acción de este sismo los resultados indican daños extremos. Es interesante comparar con los resultados obtenidos para el sismo de San Fernando, EEUU (PUL-164), cuya PGA es aún mayor, pero de carácter impulsivo, como se refleja en la Figura 6.12. Los desplazamientos alcanzados son aproximadamente la mitad de los registrados para el caso anterior. De la observación de ambas figuras, la duración del movimiento fuerte es mucho más prolongada para el sismo de Tabas (incluso la duración significativa del primer sismo es el doble del segundo, como se describirá en el próximo capítulo).

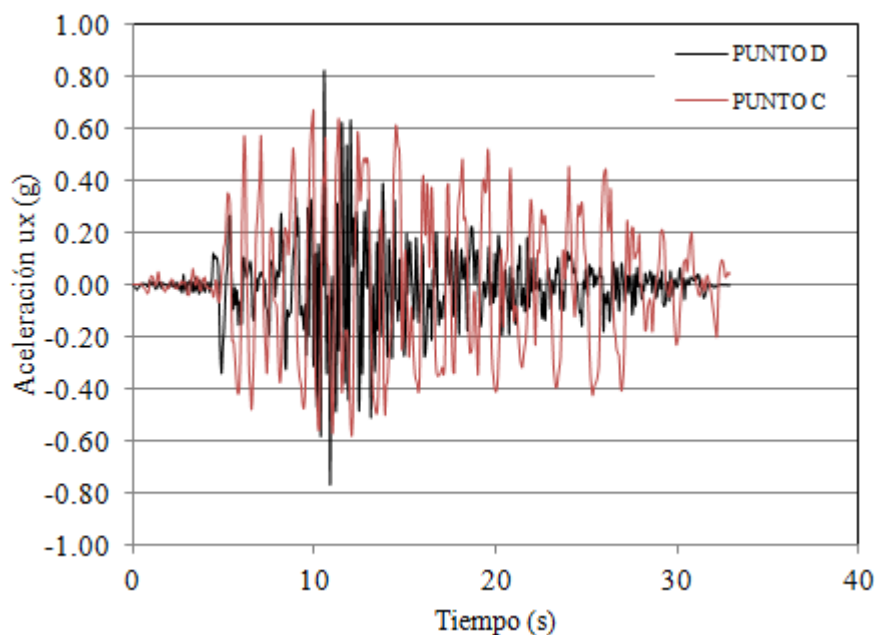


Fig. 6.11. Amplificación de las aceleraciones para el sismo de Tabas, Irán, desde la base de la presa hasta el coronamiento.

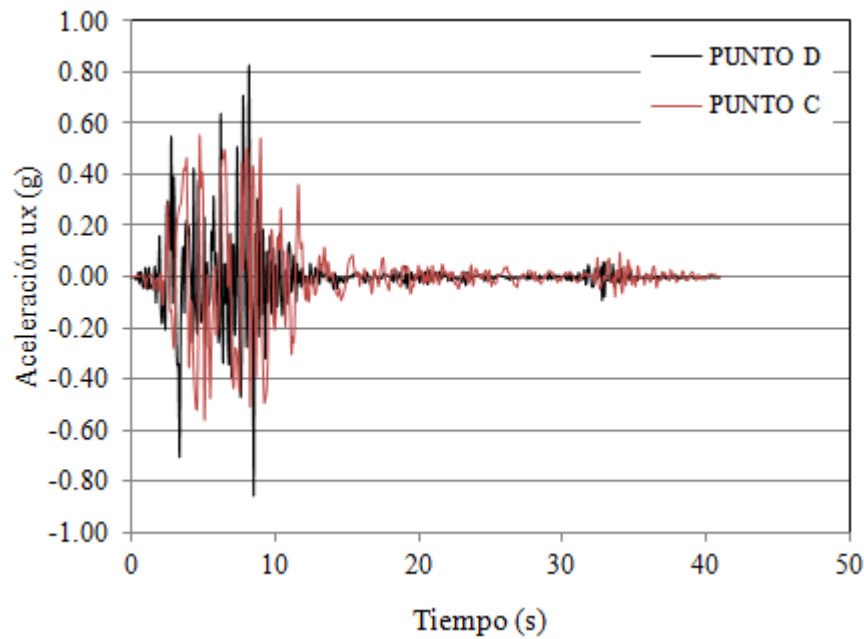


Fig. 6.12. Amplificación de las aceleraciones para el sismo de San Fernando, EEUU, desde la base de la presa hasta el coronamiento.

Una de las ventajas de los modelos dinámicos acoplados es la posibilidad de evaluar las presiones de poro en cada paso de cálculo, simultáneamente con las ecuaciones de la mecánica. Cuando se realiza un análisis acoplado flujo transitorio-deformación en un medio saturado/no saturado es posible conocer la variación de la presión de poro transitoria y los cambios en el exceso de presión debido al cambio en los esfuerzos totales que toman lugar con la deformación y las condiciones de frontera variables en función del tiempo. Para tomar en cuenta la deformación del suelo con respecto al tiempo, es necesario acoplar las ecuaciones que gobiernan la deformación del suelo (ecuaciones de equilibrio) con las ecuaciones que gobiernan el flujo de agua a través de un medio poroso debido a una carga (ecuación de la continuidad). Para ello, se requiere la solución de la ecuación de consolidación acoplada de la teoría de Biot, implementada en PLAXIS 2D (2012).

La Figura 6.13 muestra la relación de presiones de poro inducidas por deformación, R_{pwp} , definida como el cociente entre la presión de poros y la tensión vertical, para

puntos ubicados en el talud aguas arriba. En esta Figura, la línea llena corresponde al valor de la relación para la condición sin sismo, con valores de diseño entre 0.20 y 0.40. Los puntos muestran la condición post sismo, para el registro TAR-090, que ha mostrado un nivel de daño Moderado y para el registro TCU071-090, que indica una condición de colapso. Claramente, el incremento denotado en el segundo caso, acompaña la descripción cualitativa del daño, con incrementos importantes de la relación R_{pwp} , que se apartan notoriamente de la condición estática.

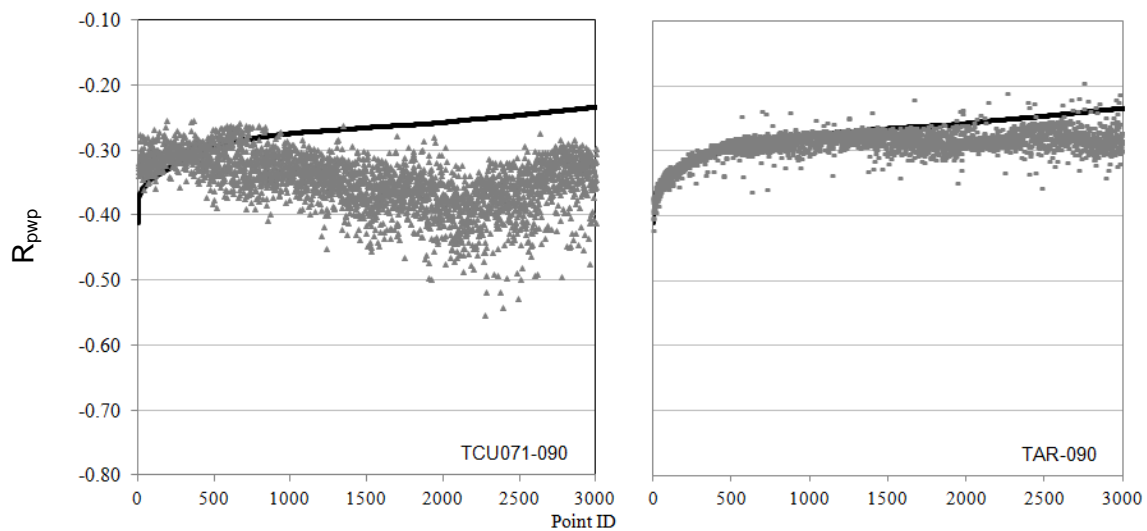


Fig. 6.13. Relación de presión de poros R_{pwp} , para los sismos TCU071 y TAR-090. La línea llena representa la condición estática y los puntos los resultados post-sismo.

Los asentamientos del coronamiento están ligados a las deformaciones cortantes del núcleo. El modelo puede capturar también este aspecto, tal como se presenta en la Figura 6.14. El sismo de Chi-Chi, Taiwán, con sus aceleraciones del registro CHY080-090, que llevan a la presa a un estado límite de colapso, según la clasificación propuesta, presenta fuertes deformaciones cortantes, que involucran al núcleo y a ambos espaldones, en el tercio superior. En ese sector también se han registrado las aceleraciones horizontales máximas, como muestra la Figura 6.15.

Estos resultados muestran que el asentamiento del coronamiento es un buen indicador de la respuesta de la presa frente a acciones dinámicas. Sin embargo, el costo computacional de estas soluciones es muy elevado e imposibilita la generalización de la técnica. En los próximos capítulo se probarán herramientas para afrontar esta desventaja.

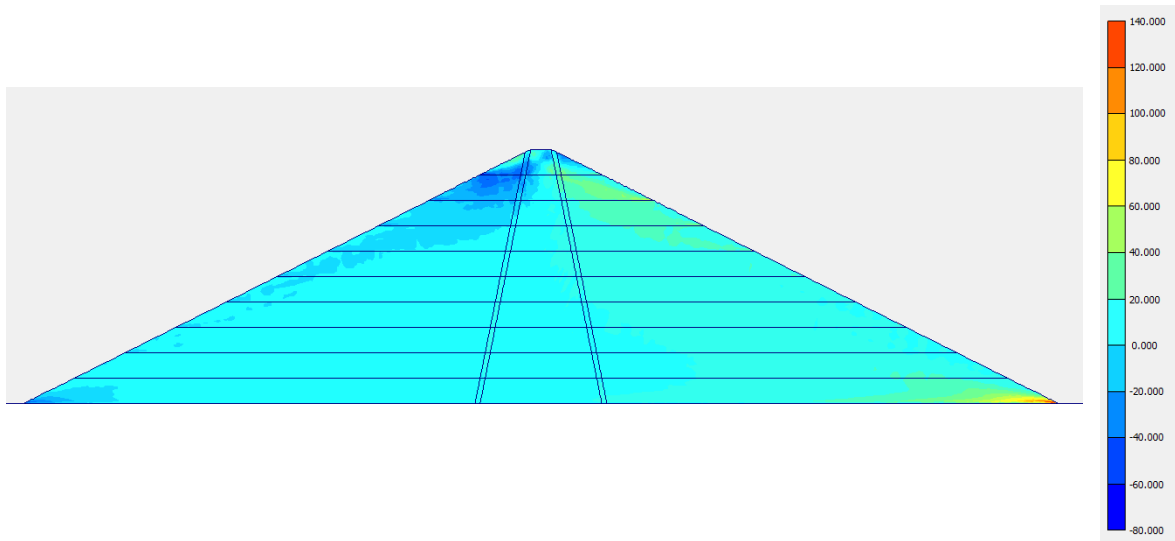


Fig. 6.14. Deformaciones cortantes (%) resultantes de la simulación del sismo de Chi-Chi, Taiwán, CHY080-090.

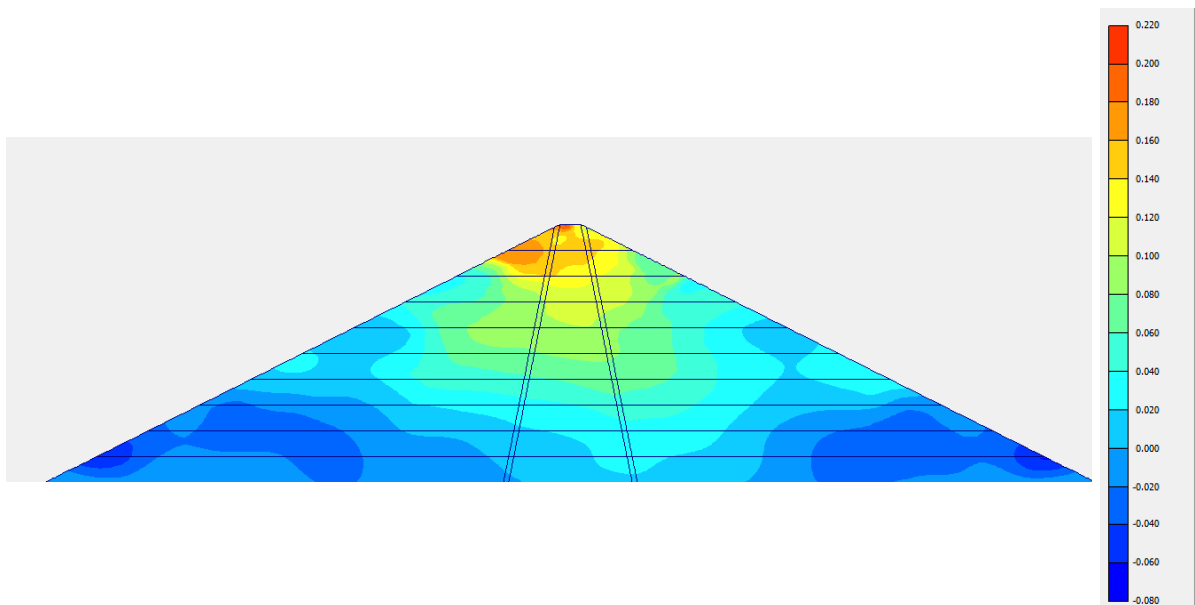


Fig. 6.15. Aceleraciones horizontales máximas (m/s^2) registradas durante la simulación del sismo de Chi-Chi, Taiwán, CHY080-090.

CAPÍTULO 7: MEDIDAS DE INTENSIDAD

7.1 Introducción

En el marco del análisis de riesgo sísmico de estructuras, las Medidas de Intensidad (IM) son cantidades que resumen los atributos de la peligrosidad de un determinado sitio, que afectan el desempeño de una estructura. La selección de registros reales basados en parámetros del movimiento sísmico que están relacionados con la respuesta estructural constituye una forma eficiente de abordar el problema del excesivo número de evaluaciones requeridas para alcanzar resultados confiables, como ya se mencionó en el capítulo II. Para determinar la IM óptima, se desarrolló un amplio estudio cuyos principales resultados se presentan a continuación. Se trabajó sobre el prototipo de la presa de materiales sueltos con núcleo impermeable, tanto con el procedimiento simplificado, aplicando el método de Newmark, como con el modelo acoplado, implementado en PLAXIS 2D. Se propusieron 19 parámetros sísmicos candidatos, cuya comparación se realizó en base a las cinco propiedades descritas por Padgett et al. (2007): eficiencia, practicidad, competencia, suficiencia y la dificultad para cuantificar

su peligrosidad. Una descripción más amplia puede encontrarse en el apéndice B. La eficiencia está directamente relacionada con la desviación estándar de la relación entre la IM y el EDP. Si la medida es eficiente, para un valor dado, existe baja variabilidad en la estimación del EDP. En cuanto a la practicidad, hace referencia al hecho de si existe o no una relación directa entre la IM y el EDP. Una IM es además suficiente si la respuesta estructural depende en gran proporción de su valor y resulta casi independiente de características propias del sismo como magnitud y distancia epicentral. La competencia es una propiedad propuesta por el autor para evaluar en conjunto eficiencia y practicidad. Por último, la dificultad para obtener la curva de peligrosidad de la IM será un aspecto a considerar al momento de su elección. Se trata de elegir IMs para las cuales existan ecuaciones de predicción.

Tabla 7.1. Resumen de parámetros sísmicos preseleccionados

Parámetros del movimiento	Abreviatura	Unidades
Aceleración Pico	PGA	g
Velocidad Pico	PGV	m/s
Desplazamiento Pico	PGD	m
Relación velocidad/ aceleración	V_{MAX}/A_{MAX}	s
Raíz cuadrática media de la aceleración	a_{RMS}	g
Raíz cuadrática media de la velocidad	v_{RMS}	m/s
Raíz cuadrática media del desplazamiento	d_{RMS}	m
Intensidad de Arias	IA	m/s
Intensidad característica	IC	$g^{3/2}s^{1/2}$
Densidad de energía específica	SED	m^2/s
Velocidad absoluta acumulada	CAV	m/s
Intensidad de aceleración espectral	ASI	$g \cdot s$
Intensidad de velocidad espectral	VSI	m
Intensidad de Housner	HI	m
Aceleración máxima sostenida	SMA	g
Velocidad máxima sostenida	SMV	m/s
Aceleración efectiva de diseño	EDA	g
Período predominante	T_p	s
Duración significativa	DS	s

7.2 Selección de registros reales

Los registros sísmicos reales seleccionados para el estudio sobre la IM óptima, se obtuvieron de la Base de Datos Europea (European Strong-Motion Database, <http://isesd.hi.is/>) y la base de datos del Centro PEER (PEER NGA Database, <http://ngawest2.berkeley.edu/>). Los 23 acelerogramas seleccionados, son de tipo fuente cercana y poseen niveles crecientes de PGA. Además, todas las historias temporales de aceleración fueron registradas en suelos clasificados como A o B, de acuerdo al criterio propuesto por Geomatrix (Abrahamson, 1996), que se presentó en la Tabla 6.2. Para esta etapa, se utilizaron en total 23 componentes horizontales de sismos reales, de fuente cercana, buscando que los mismos produzcan un daño significativo a la estructura (Bommer, 2001). Los registros originales se procesaron con el software Seismo Match V2.1.0 (Seismo Soft, 2012) para determinar cada uno de los parámetros sísmicos, cuyos valores se adjunta en el anexo B, Tabla B.2.

En el capítulo anterior se hizo referencia al EDP, un parámetro que caracteriza la respuesta de la estructura, en este caso, bajo solicitaciones dinámicas. Es una práctica común seleccionar el asentamiento del coronamiento como indicador, por motivos que ya fueron mencionados. Sin embargo, también es usual elegir como IM característica a la aceleración pico, y los resultados de los análisis en modelos complejos han demostrado que no existe una buena correlación. Partiremos de los valores calculados en el capítulo anterior, sobre el prototipo de materiales sueltos de 100m de altura para estudiar cuál será la medida que caracterice mejor el efecto del sismo sobre la presa. Los resultados se resumen en las Tablas 7.2 y 7.3.

Tabla 7.2. Resultados Conjunto n° 1. Suelos tipo A y B

Evento	Registro	D (cm)	C (m)
San Fernando, U.S., 1971	PUL-164	12.80	4.42
Duzce, Turkey, 1999	375-000	6.80	1.30
Tabas, Iran, 1978	TAB-LN	10.70	8.35
Kobe, Japan, 1995	KJM-000	26.30	5.29
Landers, U.S., 1992	LCN-260	1.80	2.39
Loma Prieta, U.S., 1989	WAH-090	1.60	2.23
Whittier Narrows, U.S., 1987	TAR-090	1.50	0.06
Kobe, Japan, 1995	KJM-090	13.90	4.74
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU071-090	2.70	6.69
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU068-090	3.10	7.59
Northridge, U.S., 1994	MUL-279	2.50	3.93

Tabla 7.3. Resultados Conjunto n° 2. Suelos tipo A y B

Evento	Registro	D (cm)	C (m)
Cape Mendocino, U.S., 1992	CPM-000	12.3	1.21
Morgan Hill, U.S., 1984	CYC-285	14.1	2.09
San Fernando, U.S., 1971	PUL-254	10.2	3.15
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU084-090	94.6	10.02
Chi-Chi, Taiwan, 1999	CHY080-090	32	9.31
Loma Prieta, U.S., 1989	LGP-000	10.3	6.38
Ardal	00158XA	4.4	0.68
Tabas, Iran, 1978	TAB-TR	15.1	8.66
Northridge, U.S., 1994	RRS-228	40.4	5.3
Chi-Chi, Taiwan, 1999	TCU095-000	3.5	1.1
Coalinga, U.S., 1983	PVY-045	4.9	3.71
Mammoth Lakes, U.S., 1980	LUL-090	0	1.24

La comparación de resultados entre los desplazamientos de Newmark y los asentamientos del coronamiento obtenidos se muestra en la Figura 7.1, y refleja claramente las observaciones realizadas por Bray (2007). Los procedimientos simplificados pueden conducir a una sobreestimación significativa y un nivel de subestimación importante para los casos en que el movimiento del suelo es de fuente cercana. Se ignoran los incrementos de presiones y la posible superficie crítica con el factor de seguridad estático más bajo no siempre es crítica para el análisis dinámico.

Aun así, todavía son comunes en la práctica porque son simples y de bajo costo, por lo que se evaluará también cuál es la medida óptima en estos casos.

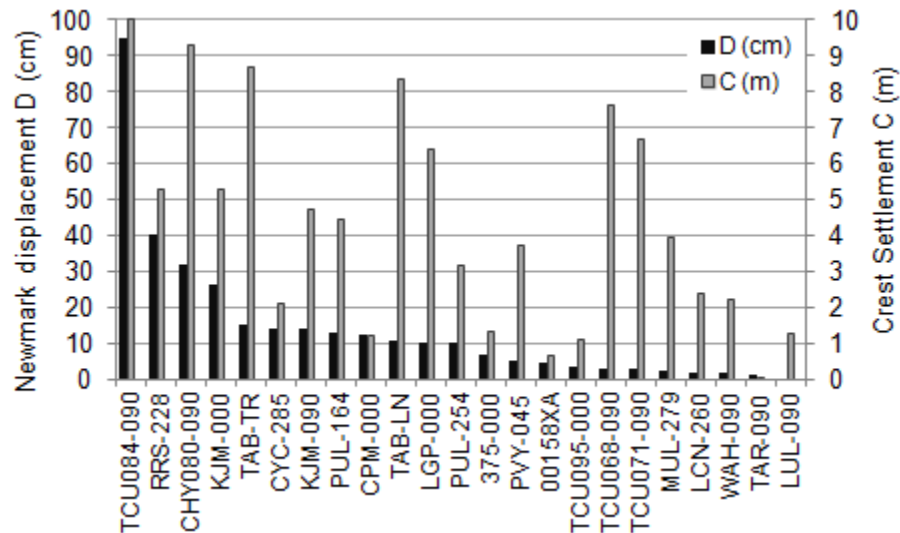


Fig. 7.1. Desplazamiento de Newmark y el Asentamientos del coronamiento para los registros seleccionados.

7.3 Análisis y resultados

En un primer intento para evaluar la relación entre el EDP, respuesta estructural y el sismo a través de su IM, se calculó el coeficiente de correlación de Pearson (Canavos, 1984) para medir la fuerza de la asociación lineal entre las variables. Los resultados se muestran en la Figura 7.2. El desplazamiento de Newmark D muestra una fuerte correlación con VSI, HI, IA e IC, mientras que la correlación más baja se observa con respecto a la relación V / A . En cuanto al desplazamiento del coronamiento, C, la correlación más fuerte también se da para HI y VSI y además para SMV y CAV, mientras que la más baja se asocia a la EDA.

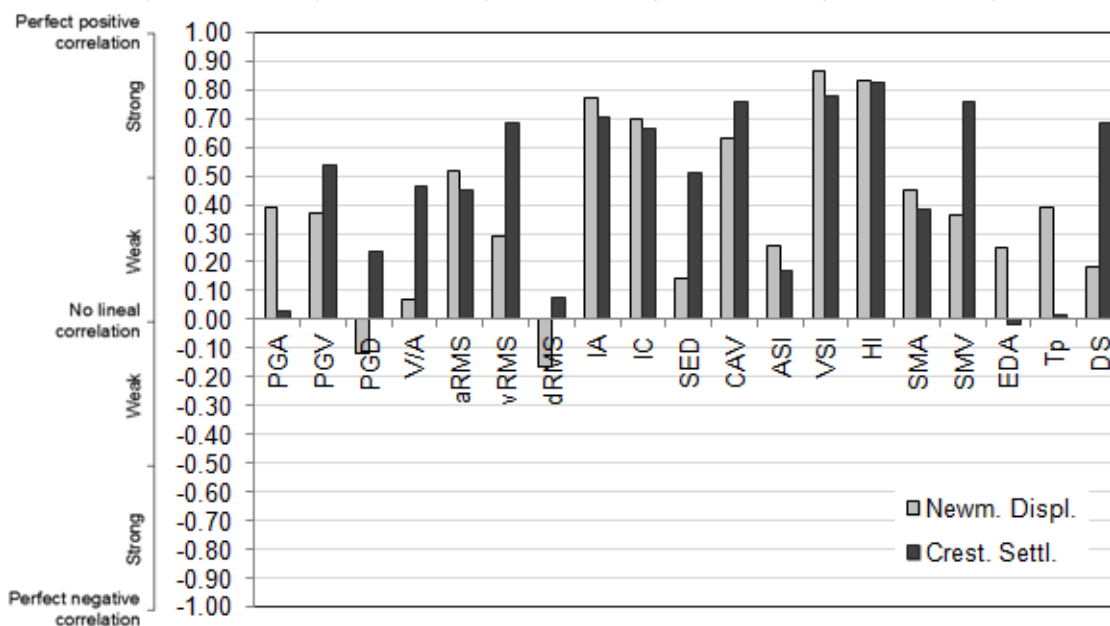


Fig.7.2. Coeficiente de correlación de Pearson entre el desplazamiento de Newmark y el Asentamiento del coronamiento, para las 19 IMs candidatas.

Para el procedimiento analítico, la masa deslizando se considera como un cuerpo plástico rígido y no produce desplazamiento permanente para las aceleraciones por debajo del valor crítico o de fluencia. El desplazamiento se obtiene directamente mediante la integración de la gráfica de aceleración, como se describió en el capítulo anterior, y entonces, los parámetros de intensidad que se calculan a partir del registro de movimiento, como a_{RMS} , CAV, IA e IC, muestran una fuerte correlación.

Los parámetros relacionados con la velocidad, como v_{RMS} , CAV y SMV, son índices efectivos que predicen la solución del asentamiento de la cresta. Incluso PGV es un mejor indicador de daño en comparación con PGA, como se muestra en la Figura 7.2. Pero, entre estas IM, SMV es el más adecuado porque captura el hecho de que se requieren ciclos repetidos de movimiento fuerte para inducir el desplazamiento permanente. La deformación de las estructuras geotécnicas también se asocia con la duración del evento (Kramer, 1996), y se encontró una correlación con un parámetro que representa esta característica, DS, con un coeficiente de correlación de 0,69. La

buena correlación con IA podría atribuirse al hecho de que este parámetro está relacionado con el contenido de energía, incluidos los efectos de la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración.

Los parámetros espectrales, VSI y HI son índices competentes en ambos niveles de análisis, ya que capturan los efectos de la amplitud y el contenido de frecuencia en el rango de respuesta de las estructuras geotécnicas. Aunque ASI es también un parámetro espectral, el rango de período asociado a este IM es 0.1-0.5 segundos y, por lo tanto, la correlación con la respuesta de la presa de materiales sueltos es débil.

Según lo propuesto por Padgett (2008), las propiedades de las seis IM con una mayor correlación con el EDP se evaluaron para identificar la IM óptima. Se usaron análisis de regresión de los logaritmos de la IM y el EDP en la siguiente forma:

$$\ln EDP = a + b \ln IM \quad (7.1)$$

donde a y b son constantes a determinar. La dispersión, $\beta_{EDP|IM}$, es una clara medida de la eficiencia. Considerando N como el número de acelerogramas,

$$\beta_{EDP|IM} \cong \sqrt{\frac{\sum [\ln(EDP) - \ln(a IM^b)]^2}{N-2}} \quad (7.2)$$

La competencia ξ se obtiene como la relación entre $\beta_{EDP|IM}$ y la pendiente de la recta de regresión b, medida de la practicidad (Padgett, 2008):

$$\xi = \frac{\beta_{EDP|IM}}{b} \quad (7.3)$$

Las Tablas 7.4 y 7.5 presentan los coeficientes calculados para los Parámetros de Respuesta sísmica: desplazamiento de Newmark y la asentamiento del coronamiento, respectivamente. El valor en negrita indica el parámetro más práctico, eficiente y

competente, respectivamente. De acuerdo con el criterio de selección, los IM apropiados serían VSI y HI en ambos casos.

Eficiencia y suficiencia son las propiedades más deseables de una IM. Si la IM es insuficiente, los resultados serán sesgados (Luco, 2007; Tothong, 2006). A continuación, la condición de suficiencia de IM se evaluó mediante la realización de un análisis de regresión en los residuos estandarizados obtenidos de los análisis previos, en relación con la magnitud del terremoto y la distancia de ruptura, para comprobar si existía una correlación. Se debe recordar que el residuo estandarizado es el residuo, es decir, la diferencia entre las respuestas observadas y las predichas, dividido por su desviación estándar. Una observación con un residuo estandarizado mayor que 2 (en valor absoluto) generalmente se considera un valor atípico (Canavos, 1984). De los conjuntos analizados, el registro del evento TAR-090 de Whittier Narrows 1987 se identificó como un valor atípico y, por lo tanto, no se incluyó en el análisis.

Una prueba de hipótesis es útil para determinar si hay suficiente evidencia en una muestra de datos, para inferir que cierta condición es verdadera para toda la población. El valor p se define como la probabilidad de rechazar la hipótesis nula en un análisis de varianza, donde la hipótesis nula establece que el coeficiente de regresión es cero y constituye una medida cuantitativa de la suficiencia. Se supone que un IM es insuficiente para valores de p inferiores a 0,10 (Padgett, 2008).

Las Tablas 7.4 y 7.5 también presentan los valores p para las IMs estudiadas. Las seis IMs seleccionadas son independientes de la distancia y la magnitud del terremoto para el análisis dinámico simplificado. Sin embargo, la condición de suficiencia no se cumple para los parámetros espectrales VSI y HI con respecto a la solución completa, pero se verifica para SMV. Los análisis de regresión para VSI y SMV se muestran en la Figura 7.3.

La Figura 7.4 compara la suficiencia respecto a la magnitud, tanto para el desplazamiento de Newmark como para el asentamiento del coronamiento dadas VSI y SMV, con valores-p de 0.38 y 0.68 respectivamente.

Tabla 7.4. Comparación de la eficiencia, practicidad y competencia para las IMs con fuerte correlación con el desplazamiento de Newmark.

IM	$\beta_{EDP IM}$	b	ξ	p-value	
				M	R_{RUP}
a_{RMS}	0.96	2.03	0.47	0.49	0.48
IA	0.88	1.31	0.67	0.45	0.58
IC	0.88	1.77	0.50	0.78	0.66
CAV	1.05	1.03	1.01	0.59	0.15
VSI	0.64	1.78	0.36	0.38	0.89
HI	0.79	1.29	0.61	0.46	0.95

Tabla 7.5. Comparación de la eficiencia, practicidad y competencia para las IMs con fuerte correlación con el desplazamiento vertical del coronamiento.

IM	$\beta_{EDP IM}$	b	ξ	p-value	
				M	R_{RUP}
v_{RMS}	0.57	0.98	0.59	0.33	0.58
IA	0.64	0.82	0.78	0.29	0.43
CAV	0.56	1.26	0.44	0.85	0.17
VSI	0.51	1.34	0.38	0.02	0.45
HI	0.46	1.22	0.38	0.04	0.59
SMV	0.48	1.10	0.44	0.68	0.67

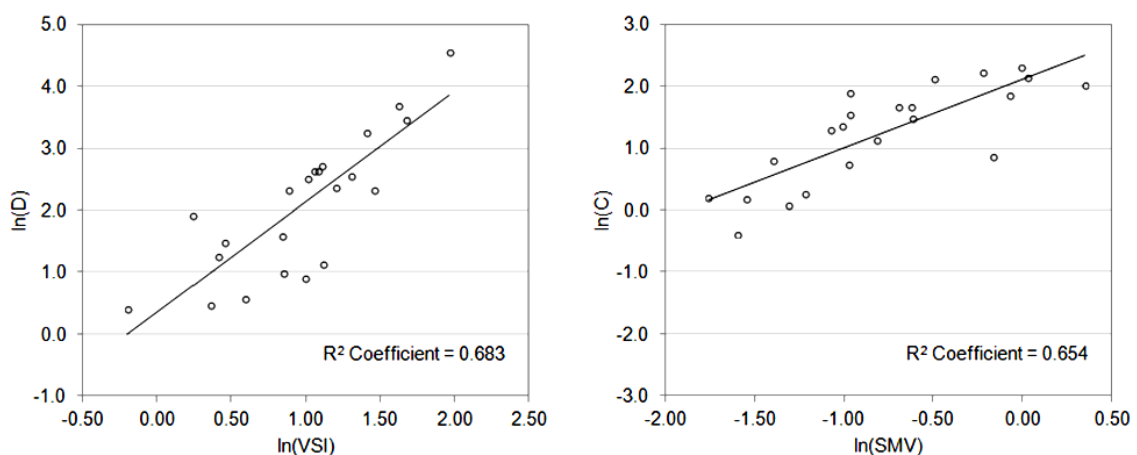


Fig.7.3. Análisis de regresión del desplazamiento de Newmark y el asentamiento del coronamiento sobre VSI y SMV respectivamente.

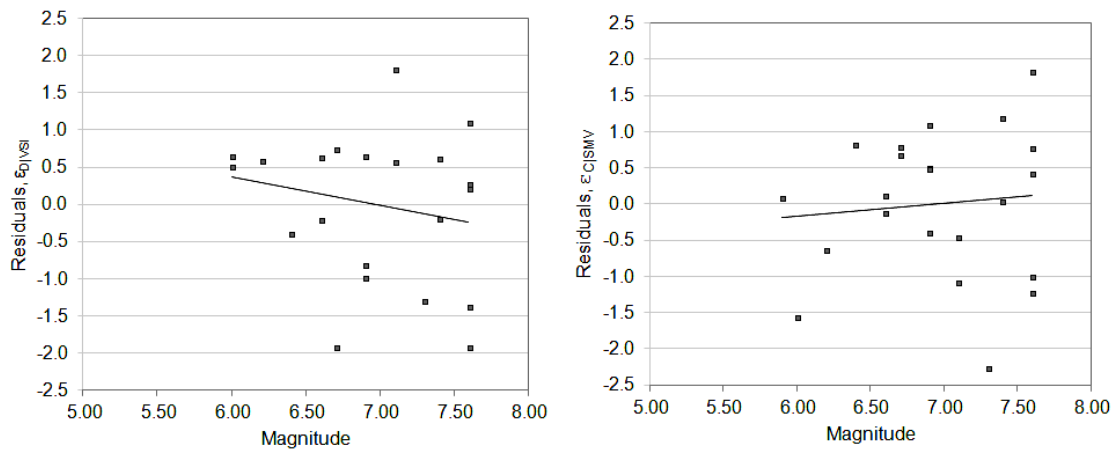


Fig.7.4. Suficiencia de las IMs VSI y SMV respecto de la magnitud del sismo.

Finalmente, debe contemplarse la dificultad para conseguir leyes de atenuación y ecuaciones de predicción. En lo que se refiere al esfuerzo por determinar las curvas de peligrosidad o mapas, la PGA es la medida más deseable porque la información ya está disponible. Los análisis han demostrado que el parámetro más común, PGA es un IM inadecuada, especialmente cuando se considera el comportamiento no lineal, como se ve en la Figura 7.5.

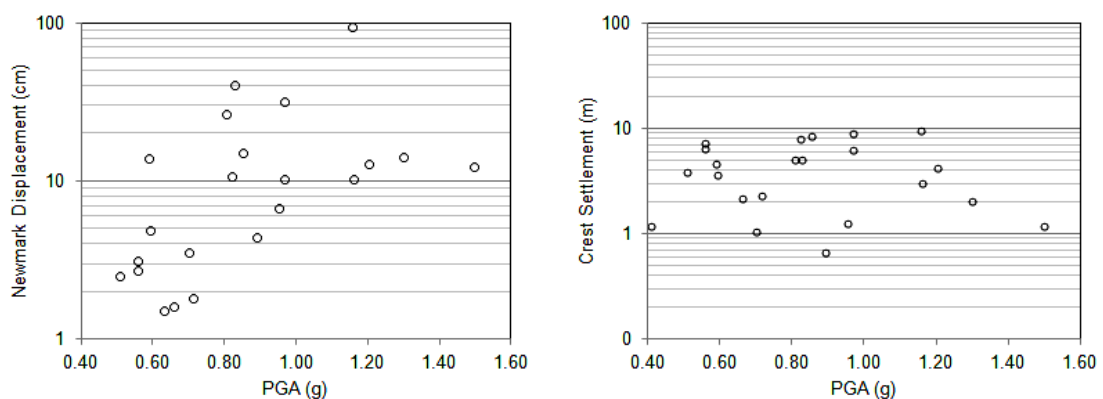


Fig.7.5. Diagramas de dispersión para los resultados en términos de la PGA.

En cuanto a VSI, también es un IM con buena previsibilidad y existen ecuaciones para estimarla directamente (Bradley, 2009). Las ecuaciones más recientes permiten la predicción HI a partir de la máxima pseudovelocidad absoluta. Aunque se descubrió que SMV es mejor que CAV para representar la respuesta sísmica de la presa a partir de análisis dinámicos avanzados, su estimación es bastante incierta, por lo que es menos conveniente como medida que representa la intensidad del movimiento del suelo. Por otro lado, se han realizado investigaciones exhaustivas sobre la predicción de CAV (Campbell, 2012; Campbell, 2010).

De acuerdo a estos resultados, VSI y HI son las Medidas de Intensidad óptimas cuando se aplican métodos del tipo Newmark y CAV y SMV son apropiadas para análisis dinámicos acoplados. Luego, es posible relacionar esta IM con los niveles de daño definidos en el capítulo anterior, tal como se muestra en la Figura 7.6.

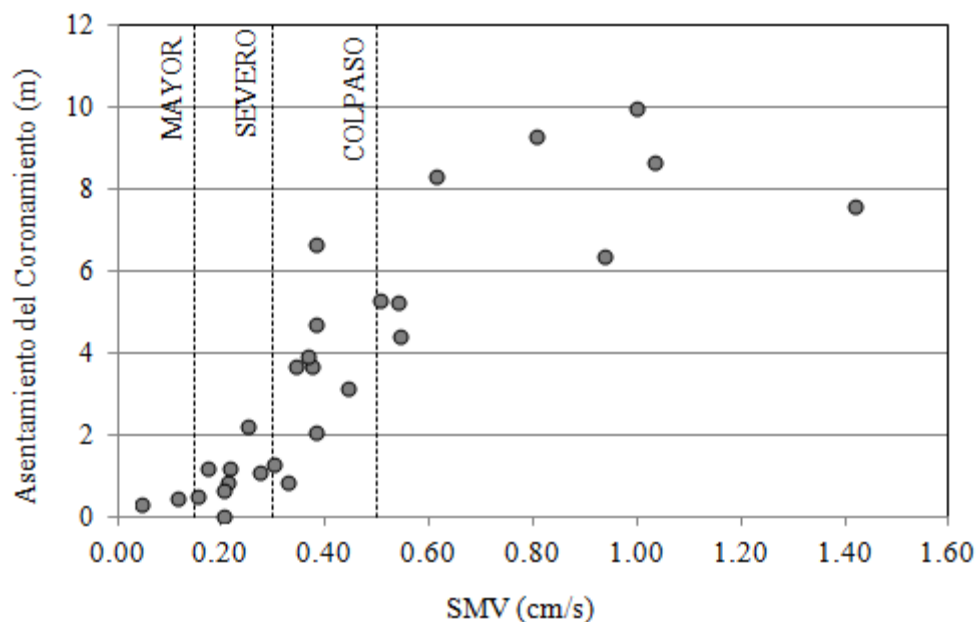


Fig.7.6. Clasificación del daño en relación a la medida de intensidad óptima, SMV.

CAPITULO 8: MODIFICACIÓN DE ACELEROGRAMAS

8.1 Introducción

Una vez definido el criterio para seleccionar los registros a utilizar en los análisis tiempo-historia de la presa, es preciso determinar el número de acelerogramas suficiente para el estudio. Lo que se busca es conseguir una cierta cantidad de respuestas (expresadas a través de un EDP apropiado, como ser el asentamiento del coronamiento) para cada nivel de performance, como lo plantea el Análisis Dinámico Incremental. Esto implica la selección de un gran número de acelerogramas, de variable intensidad. A pesar de los grandes avances tecnológicos, el análisis dinámico tiene un elevado costo computacional y esto constituye uno de las principales factores que ha retardado la evolución en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de grandes presas de materiales sueltos.

El paso de tiempo en los análisis dinámicos debe ser lo suficientemente pequeño como para satisfacer los requisitos de precisión (garantizar que la respuesta sea la correcta)

pero no demasiado para no incrementar el costo computacional. Según Haigh (2005), la precisión en la predicción de un problema de propagación de ondas por medio de un código numérico depende del paso de tiempo, del tamaño de los elementos y del esquema de integración.

Para el paso de tiempo existe una restricción adicional, y es que debe ser como máximo el intervalo de tiempo entre puntos del acelerograma. Entonces, para sistemas no lineales, se tiene que el paso de integración es:

$$\Delta t = \min(h, \frac{T}{100}, f\Delta t) \quad (8.1)$$

Donde h y $T/100$ representan los requerimientos de convergencia y precisión respectivamente; h es el paso máximo para garantizar estabilidad numérica y consistencia y T es el menor período de oscilación, dividido por 100 se refiere a los requisitos planteados en la bibliografía. El término $f\Delta t$ es el intervalo de tiempo de los registros los movimientos.

En Soroushian (2008) se propone un procedimiento para la integración en el tiempo con pasos más largos que $f\Delta t$, el cual se resume en el siguiente punto. Los registros originales son reemplazados por excitaciones digitalizadas con pasos mayores. Para investigar sobre la eficacia de esta técnica, haciendo uso de la herramienta desarrollada por el Dr. Soroushian, se transformaron los acelerogramas seleccionados en varios registros con intervalos cada vez más espaciados, obtenidos modificando la señal por un número entero n , tal que:

$$n \in Z^+, \frac{\Delta t}{f\Delta t} = n < \infty \quad (8.2)$$

8.2 Resumen del procedimiento

Para estudiar el comportamiento dinámico de estructuras, se parte de un Problema de Valores Iniciales, que puede expresarse como:

$$M\ddot{u}(t) + f_{int}(t) = f(t), \quad 0 \leq t \leq t_{end} \quad (8.3)$$

$$\text{Condiciones iniciales} \left\{ \begin{array}{l} u(t=0) = u_0 \\ \dot{u}(t=0) = \dot{u}_0 \\ f_{int}(t=0) = f_{int0} \end{array} \right.$$

En este planteo, t es el tiempo y t_{end} la duración de la acción dinámica; M es la matriz de masa. $f_{int}(t)$ es el vector de fuerzas internas y $f(t)$ la sollicitación; u, \dot{u}, \ddot{u} , son vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, incógnitas del problema. La manera más práctica de resolver este problema es a través la integración en el tiempo, en este caso resuelta con el método HHT, tal como se expresó en el Capítulo VI. Sin embargo, la integración paso a paso conlleva un costo computacional elevado para lograr precisión en la respuesta.

La técnica de Soroushian (2008) propone reemplazar el vector de la acción sísmica, $f(t)$, por otro vector cuyo intervalo de tiempo sea más largo. Se consideran cuatro hipótesis:

1. Los pasos del acelerograma, ${}_f\Delta t_i$ $i=1,2,\dots$, son del mismo tamaño

$$\forall i, j \quad {}_f\Delta t_i = {}_f\Delta t_j = {}_f\Delta t > 0 \quad (8.4)$$

2. Los pasos de integración, Δt_i $i=1,2,\dots$, son del mismo tamaño

$$\forall i, j \quad \Delta t_i = \Delta t_j = \Delta t > 0 \quad (8.5)$$

Los pasos de integración abarcan los pasos de acelerograma (la primera estación de tiempo, t_0 , es un punto tanto del acelerograma como de integración)

$$\exists n \in \mathbb{Z}^+ \quad \frac{\Delta t}{{}_f\Delta t} = n < \infty \quad (8.6)$$

3. Si $f(t)$ es una representación digitalizada de la excitación real, $g(t)$ es la misma sollicitación, suavizada en el tiempo,

$$f(t) = g(t)\delta(t - \alpha_i) \quad (8.7)$$

$$\alpha_i = i_f \Delta t, \quad i = 0, 1, 2, \dots$$

$$\begin{cases} 1 & t = \alpha_i \\ \delta(t - \alpha_i) = 0 & t \neq \alpha_i \end{cases}$$

Entonces, el nuevo registro temporal, \hat{f} , se define como sigue:

$$t_i = 0: \hat{f}_i = f(t_i), \quad (8.8)$$

$$0 < t_i < t_{end}: \hat{f}_i = \frac{1}{2} f(t_i) + \frac{1}{4n} \sum_{k=1}^n \left[f\left(t_{i+k/n}\right) + f\left(t_{i-k/n}\right) \right],$$

$$t_i = t_{end}: \hat{f}_i = f(t_i),$$

donde,

$$t = \Delta t: \quad \dot{n} = n - 1, \quad (8.9)$$

$$\Delta t < t < t_{end} - \Delta t: \quad \dot{n} = \begin{cases} \frac{n}{2} & n = 2j, \quad j \in \mathbb{Z}^+ \\ \frac{n-1}{2} & n = 2j + 1, \quad j \in \mathbb{Z}^+ \end{cases}$$

Y Δt y n ($n \in \mathbb{Z}^+$) son los mayores valores que satisfacen:

$$\Delta t = n_f \Delta t \leq \text{Min}\left(h_s, \frac{T}{10}\right) \Delta t \leq t_{end}, \quad (8.10)$$

\hat{f} es por lo tanto, una excitación registrada con pasos iguales a $n_f \Delta t$, y que de ser considerada en lugar del acelerograma original, producirá una reducción del costo computacional, A_c , cercano a:

$$A_c = 100 \left(\frac{n-1}{n} \right) \% \quad (8.11)$$

De esta manera, de cada registro del Conjunto N°1 de acelerogramas, se obtuvieron 9 acelerogramas modificados para el análisis, cuyos pasos de tiempo, en segundos, se muestran en la Tabla 8.1. Cuando el entero n es igual a 1, el registro es el original.

Tabla 8.1. Paso de tiempo de los registros originales (n=1; .01) y modificados.

n	129	65	33	17	9	5	3	2	1
Registro	.09	.08	.07	.06	.05	.04	.03	.02	.01
TAB-LN	2.58	1.3	0.66	0.34	0.18	0.1	0.06	0.04	0.02
375-000	1.29	0.65	0.33	0.17	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01
TCU071-090	0.645	0.325	0.165	0.085	0.045	0.025	0.015	0.01	0.005
KJM-000	2.58	1.3	0.66	0.34	0.18	0.1	0.06	0.04	0.02
LCN-260	0.645	0.325	0.165	0.085	0.045	0.025	0.015	0.01	0.005
WAH-090	0.645	0.325	0.165	0.085	0.045	0.025	0.015	0.01	0.005
KJM-090	2.58	1.3	0.66	0.34	0.18	0.1	0.06	0.04	0.02
MUL-279	1.29	0.65	0.33	0.17	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01
TCU068-090	0.645	0.325	0.165	0.085	0.045	0.025	0.015	0.01	0.005
TAR-090	2.58	1.3	0.66	0.34	0.18	0.1	0.06	0.04	0.02
PUL-164	1.29	0.65	0.33	0.17	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01

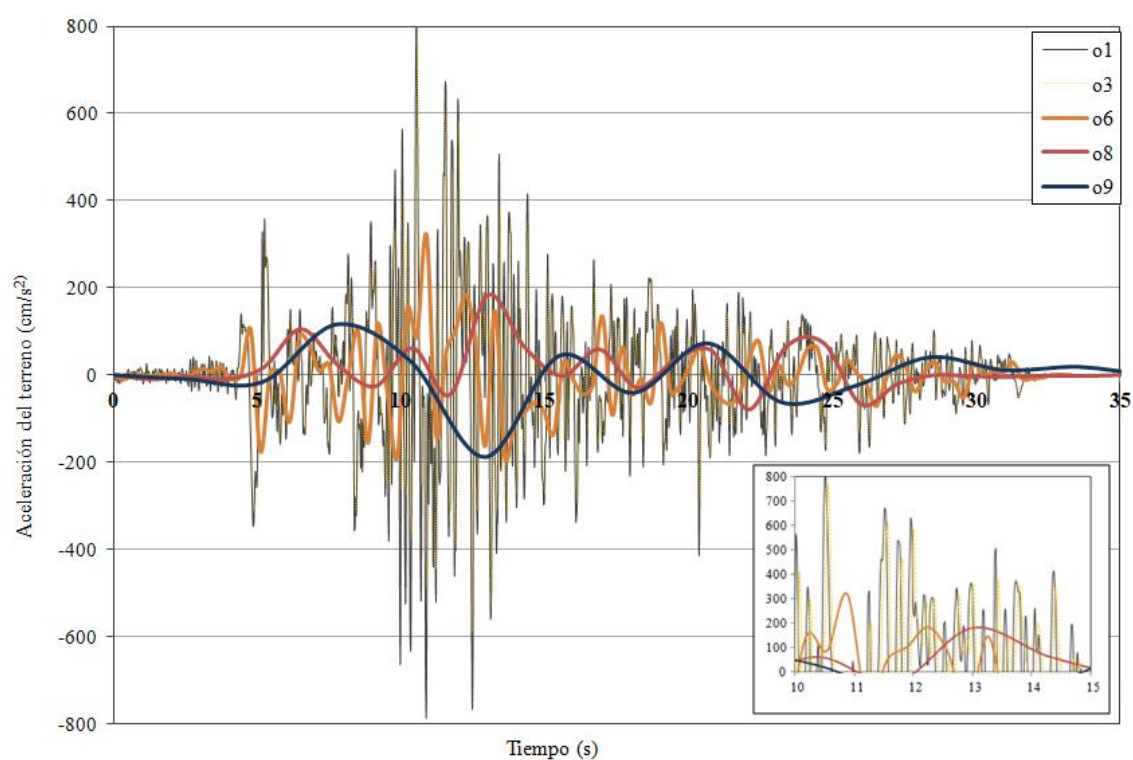


Fig. 8.1. Acelerograma real y modificados por n=3, 17, 65 y 129; del registro del sismo de Tabas, Irán, 1978.

8.3 Paso de tiempo crítico

Para los análisis dinámicos, PLAXIS 2D define un paso de tiempo crítico, h . Si el intervalo es muy largo, la solución mostrará desviaciones sustanciales de la realidad y la respuesta obtenida no será confiable. Este paso de tiempo crítico dependerá de la máxima frecuencia y del refinamiento de la malla de elementos finitos. En Plaxis Scientific Manual (2012), se propone una expresión para su determinación, válida para cada elemento:

$$h = \frac{I_e}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2}\right]}}} \quad (8.12)$$

En dicha expresión, B y S representan la máxima dimensión y el área de un elemento finito. La primera raíz, la velocidad de una onda de compresión, siendo α un factor que depende del tipo de elementos. Para elementos de 15 nodos, se tiene:

$$\alpha = \frac{1}{19\sqrt{c_{15}}}, \text{ con } c_{15} \sim 4.9479 \cdot 10^{-3} \quad (8.13)$$

Otros factores determinantes son la relación de Poisson, ν y la longitud promedio de un elemento I_e . En una malla de elementos, el paso de tiempo crítico, h , será el menor valor de todos los elementos. La selección de este paso asegura que una onda no se mueva una distancia mayor a la dimensión mínima de un elementos, durante un paso de cálculo.

Considerando los datos del modelo estudiado, el paso de tiempo crítico resulta de 0.024 s. Conocido este valor, y con un número de pasos adicionales igual 500 (utilizado en el Output), para cada acelerograma utilizado, modificado y sin modificar, fue posible ajustar el número de sub-pasos dinámicos, generalmente establecidos automáticamente por el software. De esta manera se aseguró el consumo del mínimo tiempo requerido para cada análisis.

8.4 Resultados

El prototipo de 100 m de altura, con núcleo vertical impermeable fue sometido a cada uno de los acelerogramas, en el programa PLAXIS 2D, tal como se describió en capítulos anteriores. Se considera un sismo en particular para evaluar en detalle los resultados, en este caso, el sismo de Loma Prieta, de 1989 (registro denominado WAH-090).

Una vez más, se considera el asentamiento del punto ubicado en el centro del coronamiento como indicador del daño sufrido por la presa tras el sismo. En la Figura 8.2 se muestran las variaciones temporales del desplazamiento vertical del punto de referencia, tanto para el registro original (con un paso temporal de 0.005 segundos) como para cada uno de los acelerogramas modificados por n , según el procedimiento del punto 8.2 y con los pasos de tiempo de la Tabla 8.1 y en la Tabla 8.2 se resumen los resultados. En la Figura 8.3 se graficó el ahorro de tiempo de cálculo real y el estimado con la expresión 8.11.

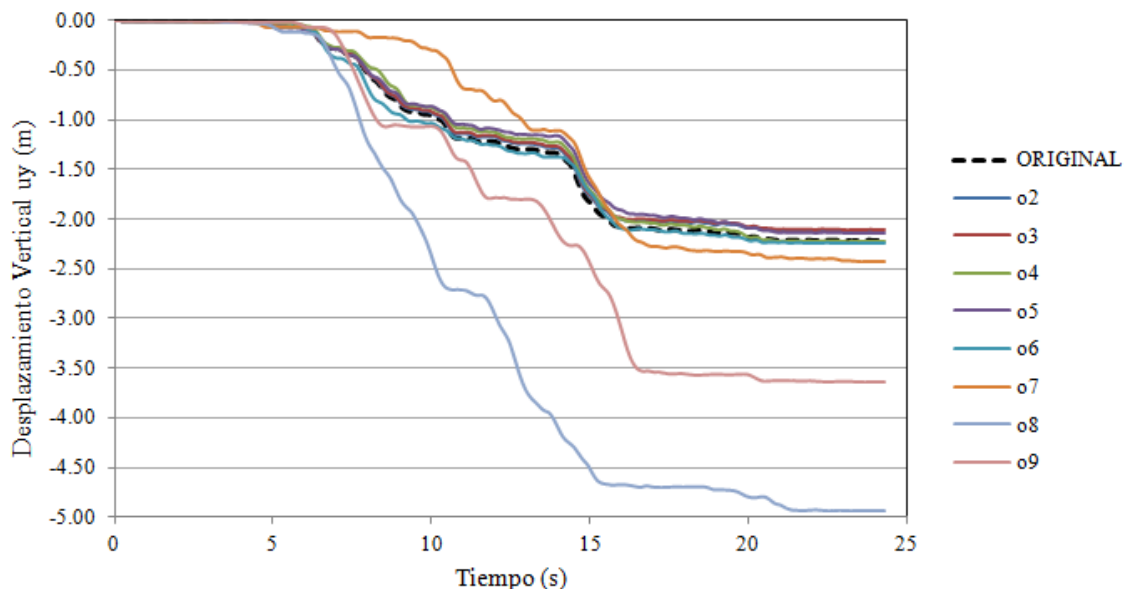


Fig. 8.2. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento, durante el tiempo de la simulación del sismo de Loma Prieta de 1989.

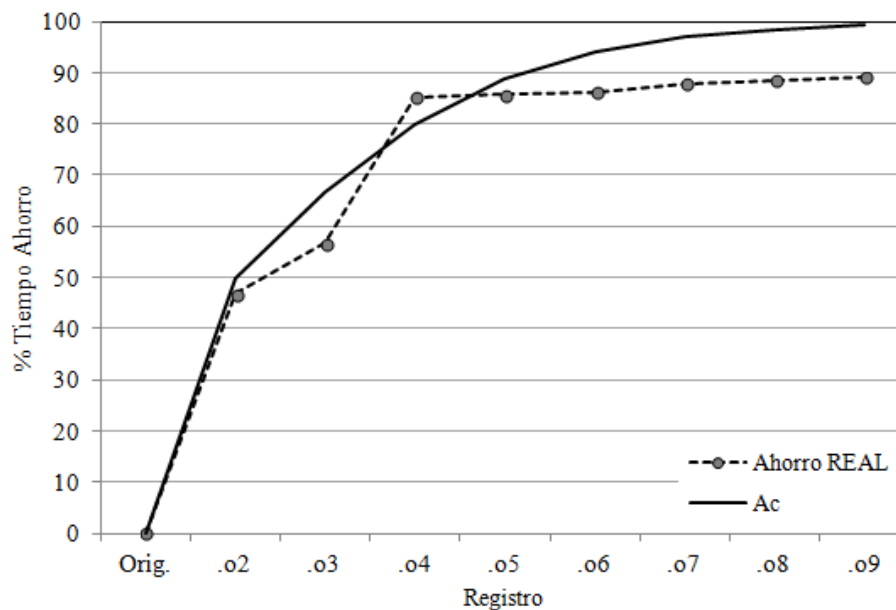


Fig. 8.3. Ahorro de tiempo de cálculo, real y estimado según Soroushian (2008).

Tabla 8.2. Resultados del modelo con registros original ($n=1$; .01) y modificados, para el sismo WAH-090.

Registro	n	Tiempo (s)	Ac (%)	D (m)
Orig.	1	55846	0.0	-2.23
.02	2	29750	50.0	-2.12
.03	3	24220	66.7	-2.12
.04	5	8253	80.0	-2.33
.05	9	8001	88.9	-2.15
.06	17	7654	94.1	-2.25
.07	33	6819	97.0	-2.42
.08	65	6392	98.5	-4.94
.09	129	6128	99.2	-3.65

Vale la pena destacar que el tiempo computacional requerido para simular el acelerograma original fue de aproximadamente 15.5 horas, mientras que para el registro o9, con un parámetro n de 129, el tiempo consumido fue de 1.7 horas.

Se puede concluir por simple observación del gráfico 8.2 que los registros o7, o8 y o9 no permiten una buena estimación de la respuesta. Esto puede entenderse mejor si se analizan los parámetros sísmicos del acelerograma original y de sus modificaciones, los

cuales se muestran en la Tabla 8.3. Es claro que los parámetros sísmicos presentan diferencias crecientes conforme crece el paso de tiempo considerado y esto afecta la respuesta de la presa. Aquí pueden aplicarse los resultados del capítulo anterior. Los parámetros que mejor explican las variaciones son los relacionados con la velocidad, y más específicamente, son la Velocidad Absoluta Acumulada, CAV, tal como lo muestra la Figura 8.4, y la Intensidad de Housner, HI. En general, los parámetros sísmicos son marcadamente diferentes para registros con n mayor a 33. Sin embargo, existe un parámetro adicional que claramente influye en la respuesta y no mostró una buena correlación con el análisis del capítulo anterior. Este parámetro es la Duración Significativa, DS (ver Figura 8.5), que logra poner de manifiesto las variaciones observadas, incluso denota la diferencia entre los resultados de o8 y o9.

Tabla 8.3. Resultados del modelo con registros original (n=1; .o1) y modificados, para el sismo de Loma Prieta de 1989.

	Orig	o2	o3	o4	o5	o6	o7	o8	o9
PGA (cm/sec ²)	658.81	615.00	575.00	589.00	532.00	431.00	271.00	264.00	168.47
Vmax/Amx	0.05	0.06	0.06	0.05	0.07	0.14	0.44	0.35	1.38
a _{RMS} (cm/sec ²)	127.01	125.24	125.19	123.15	116.69	109.14	73.53	73.73	63.52
v _{RMS} (cm/sec)	8.25	8.22	8.20	8.40	11.01	30.41	50.36	22.51	139.94
IA (cm/sec)	6.27	6.10	6.10	5.91	5.31	4.67	2.13	2.18	1.58
IC	7051.28	6906.51	6904.87	6743.46	6219.48	5641.04	3126.50	3166.88	2506.41
CAV (cm/sec)	2024.45	1997.85	2001.09	1961.39	1853.99	1739.89	1265.20	1124.79	1040.58
ASI (cm/sec)	511.27	504.93	499.36	477.16	424.73	417.38	210.85	124.95	70.66
VSI (cm)	145.56	144.80	144.20	142.63	138.52	144.29	154.40	197.26	142.78
HI (cm)	125.54	125.18	124.92	124.52	122.36	129.12	147.94	209.20	170.00
SMA (cm/sec ²)	547.39	523.00	536.00	471.00	438.00	353.00	0.00	0.00	0.00
SMV (cm/sec)	25.34	25.20	25.01	26.23	28.02	48.54	31.92	0.00	0.00
DS (sec)	11.02	10.99	11.00	10.98	10.80	10.46	11.06	8.13	12.90

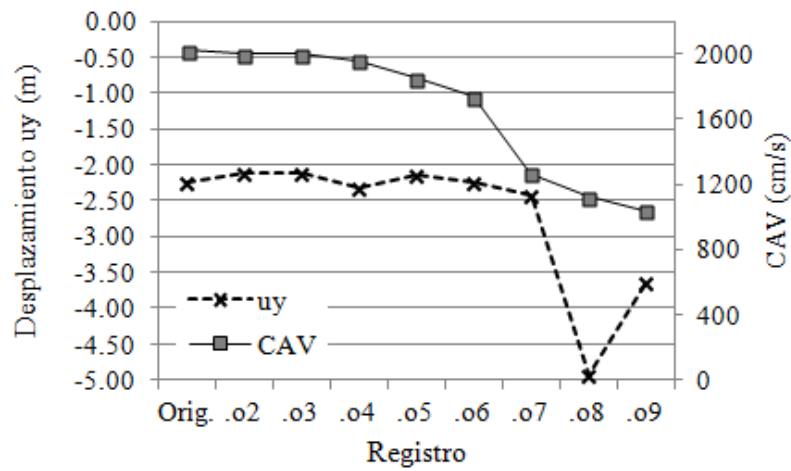


Fig. 8.4. Relación entre el asentamiento del coronamiento obtenido a partir de cada registro y la CAV de los mismos.

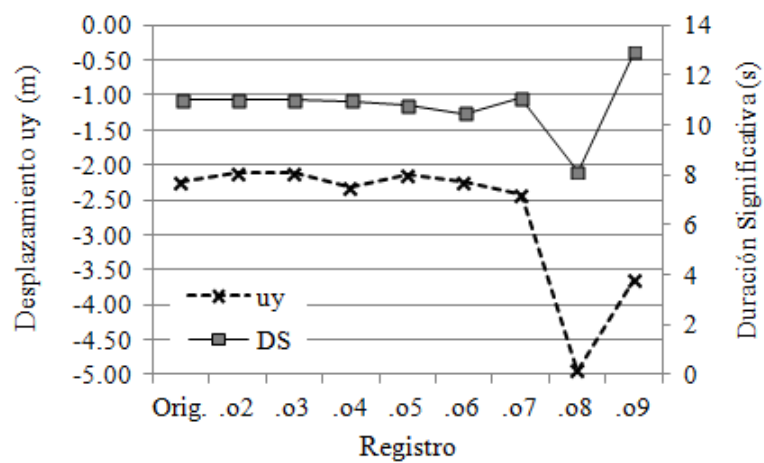


Fig. 8.5. Relación entre el asentamiento del coronamiento obtenido a partir de cada registro y la Duración Significativa de los mismos.

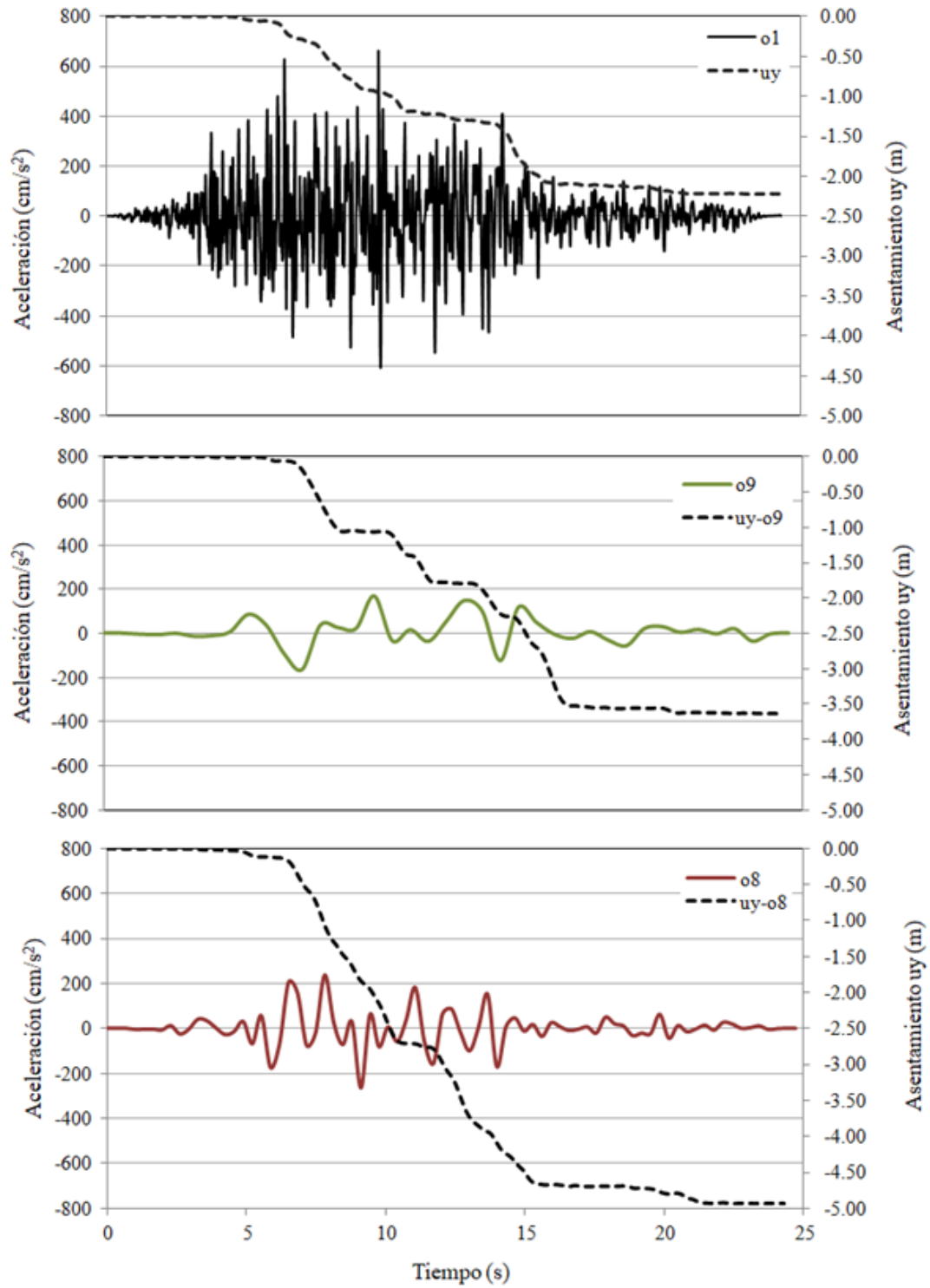


Fig. 8.6. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento en el tiempo durante la simulación del sismo de Loma Prieta de 1989, representado por los registros original, o8 y o9.

Retomando el concepto expuesto en el apéndice B, la duración significativa está asociada a la acumulación de energía a través del registro (relacionado con la Intensidad de Arias). La ventaja de este parámetro es que considera las características del registro completo, definiendo un intervalo de tiempo continuo en el cual el movimiento se considera como fuerte. Resulta evidente de la Figura 8.6 que el asentamiento se acumula durante un ventana de tiempo determinada.

Finalmente, una vez descartados los registros de n superior a 30, resta analizar cuál será el indicado para llevar adelante análisis tiempo-historia en presas de materiales sueltos. Lo cierto es que a partir del registro o4, el ahorro de tiempo frente al o6 será de 10 minutos, por lo que deberá evaluarse detenidamente si se justifica la reducción. Con un n de 5, lo que implica un paso de tiempo de 0.025s, ya se consigue una disminución del costo computacional del 80%. Además, es compatible con el tiempo crítico h definido por 8.12, para el modelo en consideración, verificando lo establecido por la expresión 8.1.

Para completar el estudio de la modificación de los acelerogramas, se selecciona ahora un registro cuyo paso de tiempo Δt sea mayor, por ejemplo, el sismo de Tabas, Irán, de 1978 (TAB-LN), cuyo paso temporal es de 0.02 s. Los resultados de la simulación se resumen en la Tabla 8.4 y en la Figura 8.7. Estos valores confirman lo expresado anteriormente. Sólo se puede modificar el paso del acelerograma hasta el valor crítico dado por las características de la malla, el cual puede ser determinado por la expresión 8.12 con suficiente precisión. Entonces, aquellos registros cuyo Δt original sea de 0.005, podrán modificarse por un factor n de 5, pero si el Δt es 0.01, n podrá ser a lo sumo 2. Los registros recolectados con pasos de 0.02 no podrán ser modificados, para este caso particular.

Tabla 8.4. Resultados del modelo con registros original ($n=1$; .01) y modificados, para el sismo TAB-LN.

Registro	n	Δt	D (m)
Orig.	1	0.02	-8.46
.o2	2	0.04	-10.05
.o3	3	0.06	-11.69
.o4	5	0.10	-10.86

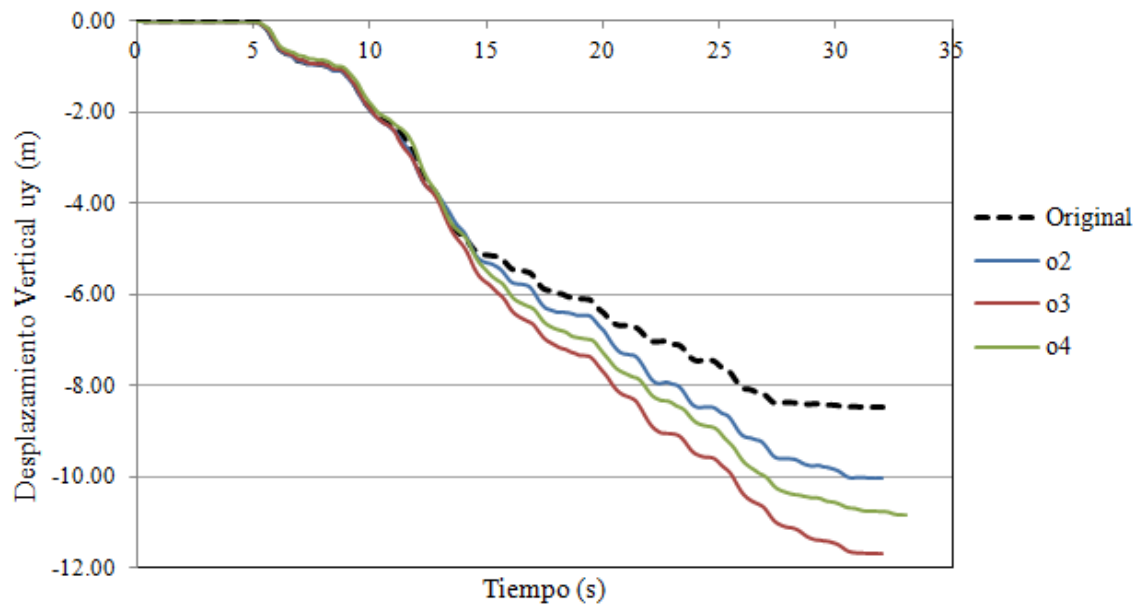


Fig. 8.7. Asentamientos del punto ubicado en el centro del coronamiento, durante el tiempo de la simulación del sismo de Tabas, Irán de 1978.

Del análisis presentado en este capítulo, debe destacarse que los registros sísmicos con pasos temporales muy pequeños, de 0.04 ó 0.005 s, que implican un consumo de tiempo elevado en análisis acoplados, podrán ser reemplazados por acelerogramas con pasos de hasta 0.02s. Sin embargo, registros que originalmente tengan esa discretización temporal, no podrán ser modificados ya que tales modificaciones afectan sensiblemente los resultados.

CAPITULO 9: VUNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

A lo largo de esta investigación se abordaron numerosos aspectos que permitieron, por un lado, comprender en qué nivel de desarrollo se encuentra el estudio de susceptibilidad sísmica de presas, comparado con el de otras estructuras; y por otro, distinguir las limitaciones y desafíos que deben enfrentar los ingenieros geotécnicos para lograr avanzar en este ámbito. La evaluación de todos estos aspectos tratados culmina con la propuesta de un procedimiento metodológico para la evaluación de vulnerabilidad sísmica de presas de materiales sueltos, motivo de este capítulo.

A partir de la década de los 90, se introduce con firmeza el concepto de Riesgo en el ámbito de la ingeniería, lo que implicó empezar a estimar las probabilidades de sufrir daños en las obras dada una amenaza, en este caso sísmica y estimar las pérdidas. En el capítulo 2 se presentaron los aspectos relacionados a la evaluación de riesgo, que en resumen implican la determinación de tres puntos: la probabilidad de los eventos de sollicitación, la probabilidad condicional de la respuesta del sistema y la probabilidad condicional de las consecuencias asociadas. Los primeros estudios de vulnerabilidad

fueron empíricos, principalmente basados en el análisis de los datos recolectados post-sismo. Aquí encontramos el primer inconveniente, hasta hace algunas décadas, muy pocas presas habían sido sometidas a sismos intensos, no se encontraban con el embalse a cota máxima en el momento del terremoto o bien no existían registros de los sucedido o de las aceleraciones en el lugar de la obra. Es así que el juicio de expertos cobraba una relevancia determinante.

Luego se introdujeron los métodos analíticos, donde a partir de la información y el juicio de expertos se elaboraban Matrices de Probabilidad de Daño y Curvas de Fragilidad. Sin embargo, se necesitaban datos para un amplio rango de intensidades porque de lo contrario, en el procedimiento estadístico tendrían más peso los casos de baja intensidad. Sumado a esto, los métodos resultarían aplicables sólo a zonas de características similares. Así es donde los métodos numéricos permitieron complementar la información que faltaba, acompañados de mejores modelos constitutivos, análisis dinámicos no lineales y mayor precisión en la caracterización de la acción sísmica, entre otros aspectos. En particular, la generación de curvas de daño mediante el Análisis Dinámico Incremental es una solución muy conveniente para hacer frente a la variabilidad estructural y a la incertidumbre de la amenaza. Estas curvas de daño muestran la relación entre una medida de intensidad (IM) y una medida de la respuesta (EDP). Para cada incremento de la IM, se ejecuta un análisis dinámico no lineal para obtener el EDP, y así para una cantidad de acelerogramas suficiente. Evidentemente el costo computacional de esta metodología es elevado y más aún en el caso de la geotecnia. lo vuelve inaplicable

Esta breve recapitulación permite entender que el grado de avance del estudio de vulnerabilidad aplicado a presas de materiales sueltos es relativamente bajo. No

obstante, en el último tiempo se afianzaron una serie de aspectos que motivan el avance de los desarrollos en materia de riesgo, a saber:

- Luego de los últimos sismos, y con plena conciencia de la necesidad de contar con información, se obtuvieron registros del comportamiento, en cantidad suficiente como para poder generalizarlos y tratarlos estadísticamente.
- La base de datos de eventos sísmicos, registrados como historias temporales de aceleraciones creció significativamente. Esto no significa que la cantidad de eventos sea mayor, sino que la cantidad de sismógrafos instalados se incrementó, de 300 instalados hacia 1930 a más de 4000 en el año 2005. Esto favorece también la caracterización probabilística de la amenaza.
- Los modelos constitutivos específicos para suelos, correctamente calibrados, incluso para propiedades dinámicas, se consolidaron y cobraron popularidad.
- Se profundizó en el conocimiento sobre la respuesta de presas frente a grandes sismos, gracias a la implementación de modelos numéricos acoplados resueltos en términos de tensiones efectivas. De esta manera fue posible justificar la elección de un parámetro que sintetice la respuesta.
- La observación de casos reales complementada con el estudio analítico de modelos dio como resultado la definición de estados de daño específicos.

En el capítulo 5 se presentó una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de presas a escala global o regional. Esa categorización es útil para asignar prioridades a la hora de la toma de decisiones, pero no brinda una descripción detallada de la susceptibilidad de una obra en particular. Un análisis completo de vulnerabilidad abarca los pasos que se describen a continuación, definidos como una síntesis de los resultados de la investigación llevada adelante en esta tesis. Para mayores detalles se deberá recurrir al capítulo correspondiente.

Este mismo procedimiento, gracias al ahorro del costo computacional presentado en el capítulo 8, podría generalizarse para la tipología de materiales sueltos con núcleo impermeable. Para ello deben considerarse las propiedades tanto geométricas como de los materiales como variables aleatorias y llevar adelante un análisis para cada prototipo.

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS CON NÚCLEO IMPERMEABLE

- I- Elaboración de un modelo
 - a. Definición de geometría y parámetros geotécnicos. Calibración de modelos constitutivos.
 - b. Simulación de las condiciones iniciales (construcción, primer llenado, consolidación). Calibración.
 - c. Determinación del tiempo crítico (dinámico)
 - II- Definición de la amenaza
 - a. Selección de un conjunto de acelerogramas reales de intensidad creciente, caracterizados preferentemente por su CAV o algún parámetro del movimiento relacionado con la velocidad.
 - b. Modificación del paso de tiempo de los acelerogramas, hasta que el paso sea como máximo el tiempo crítico dado por las características y el tamaño de los elementos de la malla de elementos finitos.
 - c. Recortar la duración total del acelerograma a la Duración Significativa.
 - III- Simulación y obtención de la respuesta
 - a. Análisis plano de deformaciones, tipo tiempo historia, acoplado, de la sección máxima de la presa, para cada acelerograma, definido de acuerdo al punto II.
 - b. Obtención del asentamiento del coronamiento, para cada acelerograma.
 - IV- Evaluación de la seguridad de la presa
 - a. Relacionar cada asentamiento con un nivel de daño definido por Pells y Fell (2003), Tabla 6.1.
 - V- Vinculación entre la medida de intensidad, CAV y el nivel de daño correspondiente.
-

CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la tesis se desarrollan dos métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de presas de materiales sueltos a diferentes niveles. De la revisión de los métodos existentes en general, aplicables no sólo a presas, sino a grandes estructuras como edificios y puentes, queda en evidencia el escaso desarrollo de procedimientos aplicables a estructuras geotécnicas. Las numerosas tipologías de presas existentes y la enorme cantidad de variables que condicionan su comportamiento y respuesta frente a eventos sísmicos explican la complejidad del estudio. El primer método, planteado a escala global, está basado en índices que permiten comparar la vulnerabilidad entre diferentes presas de la misma tipología. Si bien no predice el comportamiento de la estructura frente a un sismo de determinadas características, genera un ordenamiento para asignar prioridades a la hora de realizar estudios más complejos, de una manera muy sencilla y con información de fácil disponibilidad. El otro método está basado en el análisis de la respuesta dinámica de presas de materiales sueltos con núcleo impermeable, evaluado con modelos acoplados de elementos finitos en tensiones efectivas. La utilización de modelos numéricos permite una detallada caracterización del comportamiento frente a

solicitaciones sísmicas. Sin embargo, las numerosas tipologías de presas existentes y la enorme cantidad de variables que condicionan su comportamiento limitaron el avance en esta dirección. En esta tesis se proponen herramientas para abordar estos problemas, como la modificación del paso de los acelerogramas y la selección de una medida de intensidad apropiada, cuya aplicación resultó fundamental para el desarrollo de la metodología propuesta. Este último procedimiento es más específico y eficiente, y puede integrarse directamente en un análisis de riesgo, ya que el resultado es un indicador del daño.

Se incluyen en este trabajo todos los aspectos relevantes para la implementación de un modelo numérico, estudiando detalladamente los fundamentos teóricos del método de elementos finitos aplicados a la dinámica de presas de materiales sueltos. Se analizaron los resultados de los análisis dinámicos en términos de desplazamientos, aceleraciones, presiones de poro y tensiones. Estos resultados permitieron comprender los mecanismos de falla de esta tipología estructural y compararlos con los casos históricos estudiados.

Se resumen en este capítulo las conclusiones de cada uno de los aspectos abordados en el marco de este trabajo de tesis.

10.1 Métodos empíricos

10.1.1 Metodología del Factor de Riesgo Total

La evaluación de seguridad basada en análisis de riesgo requiere indudablemente de una cantidad importante de información actualizada, disponible y ordenada. Sin embargo, la metodología descrita en el capítulo IV permite efectuar una primera categorización en clases de riesgo sísmico teniendo en cuenta parámetros básicos como por ejemplo altura de la presa, capacidad del embalse y año de construcción. Incluso la peligrosidad sísmica puede considerarse a partir de la equivalencia con la zonificación propuesta en

la reglamentación vigente (INPRES CIRSOC), tal como se aplicó en esta tesis; y el riesgo potencial aguas abajo puede ser estimado con datos que no requieren investigaciones profundas.

Es importante entender que el TRF no representa una predicción del comportamiento de la presa bajo determinado sismo, sino que es una forma conveniente de comparar el riesgo potencial asociado a un conjunto de presas y asignar prioridades para posibles evaluaciones más detalladas. Además debe considerarse que el ordenamiento resultante de la aplicación de este método no es definitivo, sino que debe actualizarse cada vez que se efectúen modificaciones en las condiciones aguas abajo, en las obras que se ejecuten o bien se produzcan avances en los estudios, tanto en lo referido a los modos de fallo de la presa como en la amenaza sísmica.

Según los resultados de la aplicación del método adaptado a las 34 grandes presas del NOA, se concluye que la mayoría presenta un nivel de riesgo elevado, a excepción de la presa Sauce Mayo que se encuentra actualmente colmatada y las aguas se infiltran a través de los sedimentos hacia el dique Sumampa. Deberán evaluarse las consecuencias de su rotura en particular para poder definir con certeza su clase de riesgo.

El estudio muestra que existen cinco presas con nivel de riesgo extremo, Río Hondo, El Tunal y El Jumeal, el compensador de Las Maderas y Los Alisos; de las cuales cuatro son de tipología mixta. El Jumeal tiene una capacidad de embalse baja pero fue construida hace aproximadamente 70 años y se encuentra ubicada muy próxima a la ciudad de San Fernando del Valle de Catamarca por lo que la evaluación del daño potencial aguas abajo deberá ser evaluado con mayor precisión.

10.1.2 Metodología del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Presas

El método del I_{VSP} propuesto para la evaluación de un conjunto de presas es de fácil aplicación y constituye una mejora de los existentes hasta el momento. Tanto el Factor de Daño como el Factor de Daño Asumido propuestos en el método original están fuertemente influenciados por el juicio de los expertos que realizan la evaluación. Por otra parte, los factores de riesgo por Capacidad y Altura penalizan con el mayor valor a presas de más de 62 hm^3 de volumen total y 24 m de altura. Al tratarse de una metodología diseñada especialmente para grandes presas, estos valores son comúnmente superados, por consiguiente todas las presas entran en la misma categoría, sin distinción. Además de reformular los límites de ambos valores, se incorporaron al procedimiento de manera conjunta, mediante el factor de presa.

La valiosa información recopilada durante los últimos eventos ha permitido identificar cuatro aspectos que predisponen a la estructura a sufrir daños. La incorporación de características directamente relacionadas con el desempeño de la estructura frente a sismos permite considerar mejor la vulnerabilidad propia de cada presa y priorizarlas de acuerdo a las necesidades, optimizando el procedimiento.

Finalmente, se propone un criterio diferente para la estimación de las consecuencias aguas abajo, basado en la clasificación de presas de acuerdo a su riesgo potencial. Podría pensarse en escalas más específicas, sin embargo, requerirían de información social, económica y ambiental mucho más precisa y no siempre disponible.

10.2 Métodos analíticos

10.2.1 Estudio de la respuesta a solicitaciones dinámicas

La elaboración de un método para evaluar la vulnerabilidad requiere de un conocimiento detallado de los factores que condicionan la respuesta de las presas de materiales sueltos y la identificación de los modos de falla. El estudio de casos históricos resultó de fundamental importancia, pero la información disponible es limitada y no permitió elaborar una base de datos lo suficientemente amplia. Se recurrió entonces al estudio en un modelo numérico, de una sección típica de una presa con núcleo impermeable. Para el prototipo descrito en el capítulo V, se calcularon los desplazamientos con el método de Newmark y los asentamientos del coronamiento obtenidos de análisis acoplados tipo tiempo-historia, utilizando un total de 23 registros de acelerogramas de fuente cercana y 5 sismos de fuente lejana. Ambos parámetros son medidas del desempeño comúnmente utilizadas en estructuras térreas.

Aunque la comparación de métodos está fuera del alcance de esta tesis, se puede concluir que los procedimientos simplificados pueden llevar a una subestimación significativa del daño potencial de un sismo para los sismos cercanos y una sobreestimación para los de fuente lejana, haciendo que los resultados no resulten confiables.

Se analizaron los resultados de los análisis dinámicos completos en términos de desplazamientos, aceleraciones, presiones de poro y tensiones, dejando en evidencia que los resultados de este tipo de modelos brinda una información muy completa del comportamiento, que llevará en el largo plazo, a definir índices de daño más adecuados.

10.2.2 Selección de una Medida de Intensidad óptima

Las Medidas de Intensidad (IM) son cantidades que resumen los atributos de la peligrosidad sísmica de un determinado sitio que afectan el desempeño de una estructura. Tradicionalmente, se ha utilizado la aceleración pico, pero índices más complejos tratan de mejorar la caracterización de los movimientos sísmicos. Dadas la gran complejidad y variabilidad de los registros sísmicos, esto constituye por supuesto una gran simplificación. A pesar de ello, si se cumplen ciertos requisitos, puede permitir cuantificar con gran aproximación el efecto del movimiento sobre la estructura.

La comparación entre las 19 IM propuestas se realizó considerando cinco propiedades: eficiencia, practicidad, competencia, suficiencia y dificultad de obtención, sobre la base de los resultados de los análisis de regresión y fue presentada en el capítulo VI. Se concluye que los parámetros relacionados con el espectro, con periodos entre 0.1 y 2.5 segundos, a saber, VSI y HI son las IM más eficientes para el asentamiento del coronamiento, pero no se cumple la condición de suficiencia con respecto a la magnitud del terremoto. Con respecto al desplazamiento Newmark, los parámetros de intensidad obtenidos directamente de la traza del acelerograma, como a_{RMS} , CAV, IA e IC, han mostrado una buena correlación y son medidas suficientes. Además, a_{RMS} es la IM más práctica y competente.

Por otro lado, los índices relacionados con la velocidad se correlacionan mejor con el asentamiento del coronamiento que los parámetros relacionados con la aceleración o el desplazamiento. De hecho, SMV es la IM más confiable, pero sobre la base de la dificultad de deducción, CAV se considera superior.

La selección de acelerogramas basada en parámetros sísmicos que están fuertemente relacionados con la respuesta estructural constituye una manera eficiente de abordar el problema del número excesivo de registros necesarios para el análisis de vulnerabilidad,

que sumado a la complejidad del modelo de una presa de materiales sueltos, imposibilitaban su ejecución. De esta manera, se seleccionó estratégicamente un conjunto reducido de sismos, con intensidad creciente, para exponer a la estructura a distintos grados de sollicitación y evaluar la respuesta.

Los resultados proporcionan una orientación para la selección de la IM óptima.

10.2.3 Modificación de Acelerogramas

Al estudiar los métodos de evaluación de vulnerabilidad aplicados a otro tipo de estructuras, el Análisis Dinámico Incremental se presenta como la herramienta más indicada para construir curvas de daño, ya que permite considerar las incertidumbres y la variabilidad de los parámetros tanto geométricos como de los materiales, haciendo frente a las principales falencias de los métodos vigentes hasta ahora. Sin embargo, la aplicación en el ámbito de la geotecnia todavía requiere de estudios, por las razones que fueron expuestas en esta tesis. Una de ellas es el elevado costo computacional demandado. Existen sismos registrados con pasos de tiempo de 0.005s, y recordando que el paso de tiempo de un análisis dinámico no puede exceder el del acelerograma, un evento de 45 s requiere de 9000 pasos de cálculo. Este inconveniente puede ser afrontado modificando los acelerogramas que se utilizan en las simulaciones tiempo-historia. En este trabajo se ha implementado una técnica propuesta por Sorohusain (2008), que había sido implementada con éxito en edificios, puentes y silos, con excelentes resultados. Esta modificación, permite agrandar los pasos del acelerograma hasta el límite establecido por las características del modelo, que para el caso estudiado significó una reducción del tiempo de cálculo del 80%, obteniendo resultados que satisfacen requisitos de precisión, con un paso temporal máximo de 0.02s.

Este estudio también permitió observar que la mayor proporción de desplazamientos ocurre durante la Duración Significativa del terremoto, lo que permite recortar los registros a imponer al modelo, reduciendo aún más el tiempo insumido.

10.2.4 Metodología propuesta

Como cada presa es una estructura única, resulta sumamente difícil establecer un método general que permita evaluar su vulnerabilidad sísmica. Sin embargo, el estudio de la respuesta en modelos avanzados en reemplazo de las técnicas simplificadas permitió definir un indicador de daño y establecer pautas para la evaluación. La clasificación de daño propuesta por Pells & Fell (2003) se ajusta a los resultados obtenidos.

La incorporación de los resultados referidos a la obtención de una medida de intensidad óptima y a la modificación de acelerogramas dieron lugar a una metodología que puede ser integrada rápidamente en un análisis de riesgo y está de acuerdo con las prácticas de uso común en el medio. Esto representa un importante aporte porque si bien se habían efectuado algunas verificaciones dinámicas en presas, no se ha presentado hasta el momento un procedimiento estandarizado, que lleve a resultados menos subjetivos y que puedan ser comparados.

10.3 Futuras investigaciones

Sin lugar a dudas, el camino por recorrer en materia de vulnerabilidad sísmica de presas es muy largo, sobre todo cuando se compara con el nivel alcanzado para otras estructuras. El primer objetivo a largo plazo, será ampliar el estudio a todas las tipologías existentes, sobre todo para el método del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Presas. Como requisito ineludible debemos contar con un inventario de presas, a escala

nacional, completo y actualizado. Para aplicar este procedimiento global, es necesario revisar y comparar el comportamiento de todos los tipos de presas y sobre todo, estudiar nuevamente el Factor de Valoración del Daño. Además es necesario profundizar en la definición de la peligrosidad sísmica, ya que la utilización de las zonas definidas por el código vigente resulta un criterio muy general.

La categorización obtenida por la aplicación del primer método dejará en evidencia las necesidades de evaluaciones más específicas para algunas presas. Allí podrá seguirse el procedimiento propuesto para una evaluación más detallada. Como ya fue mencionado, está pendiente la definición de índices de daño más específicos, porque si bien el asentamiento del coronamiento es una medida global muy representativa, existen otros aspectos que necesitan ser considerados.

Como la investigación acerca de la Medida de Intensidad óptima se limitó al estudio de caso específico de una presa de materiales sueltos con núcleo impermeable, se necesita avanzar en las investigaciones para identificar la influencia de la variabilidad de la geometría y de los materiales en los resultados. Además, se necesita una base de datos de acelerogramas más grande, que incluya más registros de fuente lejana, para producir una mayor validez estadística. Finalmente, sería interesante poder evaluar la capacidad descriptiva de medidas de intensidad vectoriales.

Una vez que se avance en la aplicación de los métodos propuestos, será necesario evaluar el efecto de un sismo sobre una estructura dañada, para contemplar las repercusiones que podrían tener las sucesivas réplicas de un terremoto.

Por último, la meta a alcanzar será la generalización de los resultados referidos a vulnerabilidad sísmica, de manera de tener curvas de daño que sirvan para analizar cualquier presa de cierta tipología. Para ello será necesario estudiar los parámetros que

permitan caracterizar cada caso, minimizando el número de variables que afecten la respuesta e incorporar al análisis el tratamiento de las incertidumbres.

REFERENCIAS

1. Abrahamson, N. A. (1996), Empirical models of site response effects. Proc. of the 11th World Conf. on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico; 23-28.
2. Amorosi, A.; Elia, G.; Chan, A.H.C.; Kavvadas, M.J. (2008), Fully Coupled Dynamic Analysis of a Real Earth Dam Overlaying a Stiff Natural Clayey Deposit Using an Advanced Constitutive Model, en The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG).
3. Babbitt, D. and Charlwood, R. (2009), “Wenchuan Quake Report,” USSD Newsletter, July.
4. Babu, G. S., & Srivastava, A. Risk and Reliability Analysis of Stability of Earthen Dams.
5. Barani, S., Bazzurro, P. & Pelli, F.(2010), A probabilistic method for the prediction of earthquake-induced slope displacements. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
6. Bishop, A.W. (1955), The use of slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique; 5:7–17. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>
7. Blume, J. A. (1965), Earthquake ground motion and engineering procedures for important installations near active faults, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Wellington, Vol. III; 53-71.
8. Bommer, J. J. & Acevedo, A. B. (2004), The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. Journal of Earthquake Engineering 8; 43-91. <http://dx.doi.org/10.1142/S1363246904001596>
9. Bommer, J. J., Georgallides, G. & Tromans, I. J. (2001), Is there a near-field for small-to-moderate magnitude earthquakes?. Journal of Earthquake Engineering, 5(03); 395-423. <http://dx.doi.org/10.1142/S1363246901000455>
10. Bonett Díaz, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Universitat Politècnica de Catalunya.
11. Bradley, B. A., Cubrinovski, M., Dhakal, R. P. & MacRae, G. A. (2009), Intensity measures for the seismic response of pile foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29(6); 1046-1058. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.12.002>

12. Bray, J. D. (2007), Simplified seismic slope displacement procedures. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Springer Netherlands; 327-353. http://dx.doi.org/10.1007/978-1-4020-5893-6_14.
13. Bray, Jonathan; Elderidge, Terry; Frost, David; Hashash, Youssef; Kayen, Robert; Ledezma, Christian; Moss, Robb and Verdugo, Ramon (2010), "Geo-Engineering Reconnaissance of the February 27, 2010 Maule, Chile Earthquake, Version 2: May 25, 2010, Geotechnical Extreme Events Reconnaissance," Sections 11 & 15 www.geerassociation.org/Post_EQ_Reports.html
14. Breitenbach, A. J. (2012). History of Rockfill DAM Construction. *INCOLD Journal (A Half Yearly Technical Journal of Indian Committee on Large Dams)*, 1(1), 5-7.
15. Brigante, A. & Sica, S. (2012) Seismic response of a zoned earth dam (case study). *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17(S); 2495-2508.
16. Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. & Engin, E. (2012), *Plaxis 2D Materials Models Manual*. Delft; Plaxis.
17. Bureau, G. J. (2003), Dams and Appurtenant Facilities in Earthquake Engineering Handbook, edited by Chenh, W. F. and Scawthorn, C., CRS press, Boca Raton 26.1–26.47.
18. Bureau, G.J., Ballentine, G.D. (2002), A comprehensive seismic vulnerability and loss assessment of the State of South Carolina using HAZUS VI. Dam inventory and vulnerability assessment methodology. 7th National Conf. on Earthquake Engineering, July 21–25, Boston, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
19. Caicedo, C.; Barbat, A.; Canas, J. A. y Aguiar, R.(1994), Vulnerabilidad sísmica de edificios, en *Monografías de Ingeniería Sísmica*, vol. IS-6, A. H. Barbat, Ed. España: CIMNE.
20. Campbell, K. W. (1981), Near-source attenuation of peak horizontal acceleration, *Bulletin Seism. Soc. Am.* 71; 2039-2070.
21. Campell, K. W. & Bozorgnia, Y. (2012), Cumulative absolute velocity (CAV) and seismic intensity based on the PEER-NGA database. *Earthquake Spectra* 28(2); 457-485. <http://dx.doi.org/10.1193/1.4000012>
22. Campos-Aranda, D. F. (2014). Estimación de las magnitudes asociadas con el rompimiento de presas de tierra o enrocamiento a través del método estadístico. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(3), 159-172.
23. Canavos, G. C. (1984), *Applied Probability and Statistical Methods*. TBS The Book Service Ltd. ISBN 10: 0316127787 ISBN 13: 9780316127783.
24. CAP, Comité Argentino de Presas, "Registro de Presas", <http://cadp.org.ar/registro-de-presas/> [Consulta: 11 de marzo de 2014].
25. Chen W-F, Scawthorn C (eds) (2003), *Earthquake engineering handbook*. CRC Press, Boca Raton.
26. Chen, G., Jin, D., Mao, J., Gao, H., Wang, Z., Jing, L. & Li, X. (2014). Seismic damage and behavior analysis of earth dams during the 2008 Wenchuan earthquake, China. *Engineering Geology*, 180, 99-129.
27. Cornell, C. A. (2004), Hazard, ground motions and probabilistic assessment for

- PBSD. Performance based seismic design concepts and implementation, PEER Report 5; 39-52.
28. Corsanego, A.; Petrini, V., (1990) Evaluation criteria of seismic vulnerability of the existing building patrimony on the national territory, *Ingeniería Sísmica* Vol1, pp. 16-2.
 29. Deierlein, G. G., Krawinkler, H. & Cornell, C. A. (2003), A framework for performance-based earthquake engineering. *Pacific conference on earthquake engineering*; 1-8.
 30. Dolce, M.; Zuccaro, G.; Kappos A.; Coburn, A. (1994), Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis, *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, págs. pp. 3049-3077, Vienna: EAEE.
 31. Ebrahimian, B.; (2012) - Non-Linear Numerical Analysis of Earthquake-Induced Deformation of Earth-Fill Dams. *Advances in Geotechnical Earthquake Engineering - Soil Liquefaction and Seismic Safety of Dams and Monuments*, Intech Publisher.
 32. Elia, G., Amorosi, A., Chan, A. H. C. & Kavvadas, M. (2011), Fully coupled dynamic analysis of an earth dam. *Geotechnique* 61(7); 549-563. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.8.P.028>
 33. Fajfar, P., Vidic, T. & Fischinger M. (1990), A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures. *Soil Dynamics Earthquake Engineering* 9(5); 236-42. [http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261\(05\)80002-8](http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261(05)80002-8).
 34. Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Washington: s.n;.
 35. Feng, Z., Tsai, P. H., & Li, J. N. (2010). Numerical earthquake response analysis of the Liyutan earth dam in Taiwan. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(6), 1269-1280.
 36. Finn, W. D. L. (2000). State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20(1-4), 1-15.
 37. Gazetas, G. (1987) - "Seismic response of earth dams: some recent developments" en *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 6.
 38. Giovenale, P., Cornell, C. A. & Esteva, L. (2004), Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses. *Earthquake engineering & structural dynamics* 33(8); 951-979. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.386>
 39. Giuliani, F. (2013), *Gestión en Seguridad de Presas. Consideración explícita del riesgo*. VII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. San Juan. Argentina.
 40. Hagen, V.K. (1982), Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety. *Proceedings of the 14th Congress of International Commission on Large Dams*. Vol. 1. Río de Janeiro, Brasil, pp. 475-491.
 41. Hunter, G. & Fell, R. (2003), *The deformation behaviour of embankment dams*. Univiv Report N°R-416. University of New South Wales, School of Civil and

Environmental Engineering. ISBN: 858413833.

42. Husid, L.R. (1969), Características de terremotos – análisis general. Revista del IDIEM 8. Santiago, Chile; 21-42.
43. ICOLD, 1989: Selecting parameters for large dams—guidelines and recommendations. ICOLD Committee on Seismic Aspects of Large Dams, Bulletin, vol. 72.
44. ICOLD, 2016. Selecting parameters for large dams—guidelines (revision of Bulletin 72). ICOLD Committee on Seismic Aspects of Large Dams, Bulletin, vol. 148.
45. Iervolino, I., & Manfredi, G. (2008), A review of ground motion record selection strategies for dynamic structural analysis. Modern Testing Techniques for Structural Systems. Springer Vienna; 131-163. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-211-09445-7_3
46. INPRES, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, “Mapas” <http://www.inpres.gov.ar/seismology/mapas.html> [Consulta: 16 de junio de 2014].
47. INPRES, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, “Sismicidad en Argentina” <http://www.inpres.gov.ar/seismology/sismicidad.html> [Consulta: 16 de junio de 2014].
48. INPRES (1991). Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes - Parte I y II, Edición 1991.
49. Jibson, R. W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. Engineering Geology 122(1), 2011; 43-50. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.09.017>
50. Jibson, R. W. (1993), Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation research record; 9-9.
51. Jibson, R.W., Harp, E.L. & Michael, J.A. (2000), A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. Engineering Geology 58; 271–289. [http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00039-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00039-9).
52. Katsanos, E. I., Sextos, A. G. & Manolis, G. D. (2010), Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30(4); 157-169. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.10.005>
53. Keefer, D.K. & Wilson, R.C. (1989), Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. In: Landslides in a semi-arid environment. Inland Geological Survey Society 2; 118–149.
54. Kramer, S. L. (1996), Geotechnical earthquake engineering. Pearson Education India. ISBN: 9783540357834.
55. Krinitzsky, E. L. & Chang, F. K. (1977), State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States: specifying peak motions for design, Miscellaneous Paper S-73-1; Report 7, US Army Corps of Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

56. Krinitzsky, E. L., & Hynes, M. E. (2002). The Bhuj, India, earthquake: lessons learned for earthquake safety of dams on alluvium. *Engineering Geology*, 66(3-4), 163-196.
57. Luco, N. & Cornell, C. A. (2007), Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra* 23(2); 357-392. <http://dx.doi.org/10.1193/1.2723158>
58. Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R.L.(1969), Finite dynamic model for infinite media. *Journal of Eng. Mech.* 95(4); 859–77.
59. Macdonald, T.C. & Langridge-Monopolis, J. (1984), Breaching Characteristics of Dam Failure. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 110, No. 5, May, pp. 567-586.
60. Maniatakis, C. A., Taflampas, I. M. & Spyrakos, C. C. (2008), Identification of near-fault earthquake record characteristics. The 14th world conference on earthquake engineering Beijing, China; 12-17.
61. Martinez-Pereira, A. & Bommer, J.J. (1998). What is near field? Seismic design practice into the next century, Balkema, Rotterdam; 245-252.
62. Matsumoto, N.; Sasaki, T. and Ohmachi, T. (2011), “The 2011 Tohoku Earthquake and Dams,” *Proc. International Symposium on Dams and Reservoirs Under Changing Challenges*, 79th Annual Meeting of ICOLD, Lucerne.
63. Moldovan, I. A., Constantin, A. P., Popescu, E., & Placinta, A. O. (2012), Earthquake risk clases for dams situated in the south-western part of Romania (Danube, Olt, Jiu ans Lotru rivers) *Romanian Reports in Physics*, 64(2), 591-608.
64. Moldovan, I. A., Constantin, A. P., Popescu, E., & Placinta, A. O. (2012). Earthquake risk classes for dams situated in the South-Western part of Romania (Danube, Olt, Jiu and Lotru Rivers). *Romanian Reports in Physics*, 64(2), 591-608.
65. Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., & Quiroz, L. (2006). Vulnerabilidad sísmica de estructuras: una aproximación probabilística usando redes neuronales. *Memorias XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*.
66. Newmark N.M. (1965), Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine lecture. *Geotechnique* 15(2); 139-160.
67. Padgett, J. E., Nielson, B. G. & DesRoches, R. (2008), Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5); 711-725. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.782>
68. Pitilakis, K., Crowley, H. & Kaynia, A. (2014), SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* 27. <http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6>
69. PLAXIS 2D (2012), Computer software. Delft, Netherlands, Plaxis.
70. PLAXIS 2D (2012), Reference manual, Delft University of Technology & Plaxis bv The Netherlands.

71. Priestley, M. J. N. (2000), Performance based seismic design. Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, 33(3), 325-346.
72. Rampello, S.; Cascone, E.; Grosso N. (2009), "Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam" en Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volumen 29.
73. Rathje, E. M. & Bray, J. D. (2000), Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126(11); 1002-1014.
74. Restelli, F., (2006), La Seguridad de Presas en la Argentina. IV Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos Posadas. Misiones. Argentina.
75. Rodríguez-Granados E, Puentes-Ortiz J. (2006), INGETEC S.A, "Vulnerabilidad Sísmica de la Presa 'El Tambor' del Sistema San Rafael". Bogotá, Colombia. Documento No. EVCH-INF-08.
76. Safina Melone, S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universitat Politècnica de Catalunya.
77. Schanz, T., Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G. (1999) - "The hardening soil model: Formulation and verification" en Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS, Balkema, Rotterdam.
78. Sêco e Pinto, Pedro Simão (2010), "Understanding Seismic Embankment Dam Behavior Through Case Histories". International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 10. <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session10/10>
79. Seed, H. B. (1981) - "Earthquake Resistant Design of Earth Dams" en Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Volumen III.
80. SeismoSoft (2012). SeismoMatch. A computer program for spectrum matching of earthquake records. SeismoSoft Ltd, Pavia, Italy. Available from URL: www.seismosoft.com
81. Sharahi, M. J. (2012) - "The Effect of Geometry Dimensions on the Earthquake Response of the Finite Element Method" en World Academy of Science, Engineering and Technology, Volumen 46.
82. Sica, S., de Magistratis, F. S. & Vinale, F. (2002), Seismic behaviour of geotechnical structures. Annals of Geophysics 45(6). <http://dx.doi.org/10.4401/ag-3539>.
83. Singh, M., Kijko, A., & Berg, L. (2011). Seismic risk ranking for large dams in South Africa. Acta Geophysica, 59(1), 72-90.
84. Singh, R., & Debasis, R. (2009). Estimation of earthquake-induced crest settlements of embankments. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 2(3), 515-525.
85. Soroushian, A. (2008). A technique for time integration analysis with steps larger than the excitation steps. International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering, 24(12), 2087-2111.
86. Swaisgood, J. R. (2003, February). Predicting dam deformation caused by

earthquakes - an update. ASDSO 2013 Dam Safety Conference, Rhode Island, 2013.

87. Ti, K. S., Huat, B. B., Noorzaei, J., Jaafar, M. S. & Sew, G. S. (2009), A review of basic soil constitutive models for geotechnical application. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 14; 1-18.
88. Tosun, H., Zorluer, İ., Orhan, A., Seyrek, E., Savaş, H., & Türköz, M. (2007). Seismic hazard and total risk analyses for large dams in Euphrates basin, Turkey. *Engineering Geology*, 89(1-2), 155-170.
89. Tothong, P. & Cornell, C. A. (2006), Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures, attenuation relationships, and near-fault effects. PEER Report 11.
90. Travarasrou, T. & Bray, J. D. (2003) Optimal ground motion intensity measures for assessment of seismic slope displacements. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.
91. Tschernutter, P., & Kainrath, A. (2016). Design considerations and behavior of reinforced concrete core dams during construction and impounding. *Water Science and Engineering*, 9(3), 212-218.
92. Vahdati, P., Levasseur, S., Mattsson, H., & Knutsson, S. (2013). Inverse soil parameter identification of an earth and rockfill dam by genetic algorithm optimization. In *ICOLD European Club Symposium: 10/04/2013-12/04/2013*.
93. Vallarino, E. (1998) - *Tratado Básico de Presas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España. Cuarta Edición.
94. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491–514.
95. Verdugo, R. (2009). Seismic performance based-design of large earth and tailing dams. *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, 41-60.
96. Visone, C., Billota, E. & Santucci de Magistris, F. (2008), Remarks on site response analysis by using Plaxis dynamic module. *Plaxis Bulletin*, issue 23; 14-18.
97. Visone, C., Santucci de Magistris, F. & Bilotta, E. (2010), Comparative study on frequency and time domain analyses for seismic site response. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 15; 1-20.
98. Wahl, T.L. (2004), Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 130, No. 5, May, pp. 389-397.
99. Wang, Z., Dueñas-Osorio, L. & Padgett, J. E. (2012), Optimal intensity measures for probabilistic seismic response analysis of bridges on liquefiable and non-liquefiable soils. *Proceedings of 2012 Structures Congress*, Reston, VA: ASCE, 2012; 527-538.
100. Wieczorek, G.F., Wilson, R.C. & Harp, E.L. (1985), Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *Miscellaneous Investigations Map I-1257-E*. US Geological Survey.
101. Wieland, M. (2008) - “Large Dams the first structures designed systematically against earthquakes” en *The 14 th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

102. Yamaguchi, Yoshikazu; Kondo, Masafumi and Kabori, Toshihide (2012), "Safety Inspections and Seismic Behavior of Embankment Dams during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, The Japanese Geotechnical Society Soils and Foundations, December, <http://www.elsevier.com/locate/sandf>.
103. Yuan, L., Liu, X., Wang, X., Yang, Y., & Yang, Z. (2014). Seismic performance of earth-core and concrete-faced rock-fill dams by large-scale shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 56, 1-12.
104. Zagonjoli, M. (2007), *Dam Break Modeling, Risk Assessment and Uncertainty Analysis for Flood Mitigation*. London: Taylor & Francis Group, 140 pp.
105. Zerfa, F.Z.; Loret, B. (2003) - "Coupled dynamic elastic-plastic analysis of earth structures" en *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 23.
106. Zhang, L. M., Xu, Y., & Jia, J. S. (2009). Analysis of earth dam failures: A database approach. *Georisk*, 3(3), 184-189.

APÉNDICE A: MÉTODO DEL FACTOR DE RIESGO TOTAL

A.1 Introducción

Actualmente, en Argentina existen nuevos proyectos de presas y presas con más de 50 años de antigüedad. Las demandas de seguridad por parte de la sociedad son cada vez mayores y existe la necesidad de disponer de información ordenada para llevar adelante evaluaciones de seguridad basadas en análisis de riesgo. Se presenta en este anexo una metodología para analizar el riesgo sísmico de las grandes presas.

En lo que se refiere a seguridad de presas, existen dos enfoques que actualmente coexisten y se complementan. Por un lado el enfoque tradicional, basado en inspecciones regulares, análisis de instrumentos de auscultación y cumplimiento de normativa vigente (si existiera). Este enfoque está caracterizado por la determinación de "factores de seguridad" para la verificación en condiciones extremas. Por otra parte, desde finales de la década del 90 se trabaja en el enfoque multidisciplinario o sistémico, basado en el análisis y evaluación de riesgo. El riesgo se define como resultante de la probabilidad y consecuencias de la falla. Se reconoce en forma explícita el hecho de que

la seguridad no es absoluta y que siempre existirá un riesgo residual necesario de controlar y mantener en el nivel más bajo razonablemente posible (Restelli, 2006)

Se seleccionó el propuesto por Bureau (2003) porque combina la peligrosidad derivada del sitio de emplazamiento con la vulnerabilidad propia de la estructura de forma simplificada y compatible con la información disponible.

A.2 Descripción del método

El Factor de Riesgo Total (TRF) se compone de aspectos estructurales y socio-económicos que se combinan con la peligrosidad a la que se encuentra expuesta la estructura. De acuerdo al TRF se definen cuatro clases de riesgo: Reducido, Moderado, Elevado y Extremo. Para los índices se conservan las siglas correspondientes a su denominación en inglés.

El método consiste en la determinación de 5 parámetros:

- Factor de Daño Asumido (ADF)
- Factor de Peligrosidad Aguas Abajo (DHF)
- Factor de Riesgo por Capacidad del embalse (CRF)
- Factor de Riesgo por Altura de presa (HRF)
- Factor de Riesgo por Antigüedad de la estructura (ARF)

A.2.1 Factor de Daño Asumido

La utilización del ADF es una variante del método, descrita por Bureau & Ballentine (2002). El método original utiliza un Factor de Daño (PDF) que se determina en base al Índice de Severidad Sísmica (ESI) y a curvas de fragilidad construidas para cada tipo de presa. En ausencia de estimaciones específicas del movimiento de suelo para cada presa, para definir la vulnerabilidad sísmica se emplea un Factor de Zona Sísmica (SZF)

combinado con el Factor de Valoración de Daño de la Presa (DRF). Esto lleva al concepto de Factor de Daño Asumido (ADF) que se utilizará en lugar del Factor de Daño (PDF). El SZF puede definirse en base a reglamentaciones vigentes.

El DRF depende del tipo de presa, clasificadas por materiales y metodología con las que fueron construidas, y se define en base a observaciones del desempeño de diferentes estructuras frente a sismos pasados. A cada una de las presas consideradas se le asigna un Indicador de Tipo de Presa (DTI) y su correspondiente DRF.

Tabla A.1. Indicador de Tipo de Presa y Factor de Valoración de Daño (Bureau, 2003).

Tipo de Presa	DTI	DRF
Arco (VA) - Arco Gravedad	1	1
Arco Múltiple (MV) - Arco Contrafuerte	1	3
Gravedad de Hormigón (PG)	2	2
Contrafuertes (CB)	2	3
Mampostería	2	4
Homogéneas (ER), compuestas	3	3
Mat. Suelos con Pantalla de H° (CFRD)	4	1
Mat. Suelos con Núcleo (TE)	4	2
Relleno Hid. - Relaves	5	6
Desconocido	6	5

Para cuantificar la peligrosidad sísmica, se adopta en este trabajo la zonificación del INPRES-CIRSOC (2014) y se le asigna valores al SZF de manera que sean compatibles con la escala del método original. Los SZF se muestran en la Tabla A.2.

Tabla A.2. Zonificación sísmica de Argentina y Factor de Zona Sísmica.

ZONA	PELIGROSIDAD SÍSMICA	ACELERACIÓN MÁX DEL SUELO [g]	SZF
0	Muy reducida	0.04	1
1	Reducida	0.1	2
2	Moderada	0.18	3
3	Elevada	0.25	4
4	Muy elevada	0.35	5

El SZF es un indicador menos confiable de peligro local que el ESI. Para los lugares caracterizados por el SZF, éste y el Factor de Valoración del Daño (DRF) se combinan para evaluar el riesgo local asociado a un tipo específico de presa. El resultado es una nueva cantidad, el Factor de Daño Asumido (ADF), que se utiliza en lugar del PDF y se obtiene de la siguiente manera:

$$ADF=DRF+SZF \quad (A.1)$$

El ADF es un indicador menos robusto que el PDF debido principalmente a que el DF es un indicador pobre del potencial de daño. Además, los factores por zonas de los códigos generalmente subestiman el peligro sísmico para sitios ubicados cerca de fallas activas o potencialmente activas. Por otra parte, sobreestiman dicha peligrosidad para sitios localizados lejos de las fuentes.

El SZF se aplica en aquellos lugares donde las condiciones de fundación son buenas y no están directamente atravesados por una falla activa. Si los sitios están a menos de 5km de una falla activa, se deberá adoptar un SZF mínimo de 5. También será prudente asignar un SZF un punto más si se supiera o se sospecha que existen materiales dudosos en la fundación, tales como limos y arenas saturados de baja densidad u otros depósitos sueltos.

A.2.2 Factor de Peligrosidad Aguas Abajo

Además del tipo de presa y la peligrosidad del sitio de emplazamiento, existen otros factores que son significativos para la evaluación global del riesgo aguas abajo; entre ellos se encuentra el desarrollo aguas abajo, tanto en cantidad de personas como en

potenciales pérdidas materiales. En el método original, el DHF se obtiene como la siguiente suma:

$$\text{DHF} = \text{ERF} + \text{DRF} \quad (\text{A.2})$$

Donde ERF es el Factor de Evacuación y está basado en la población en riesgo, si se conoce, y DRF es el Factor de Riesgo Aguas Abajo, que se utiliza cuando se dispone de información suficiente en lo que respecta al valor de propiedades privadas, comerciales, industriales o estatales, ubicadas en la zona de potencial inundación.

Para definir el ERF y el DRF se necesita de información detallada de la rotura de presa, mapas de inundación y estudios económicos, definidos para cada caso particular. En caso de no disponer de esta información para las presas, se asigna directamente un valor ponderado de DHF, tal como se muestra en Tabla A.4, simplificación que resulta totalmente válida para este nivel de análisis.

Tabla A.3. Factores de riesgo por evacuación y por riesgo aguas abajo (Bureau, 2003).

FACTOR DE RIESGO	EXTREMO	ELEVADO	MODERADO	REDUCIDO
	Contribución al Factor de Riesgo Total (factores de peso)			
EVACUACIÓN [personas] ERF	> 1000 12	1000 - 100 8	100 - 1 4	Ninguna 1
RIESGO AGUAS ABAJO DRF	Elevado	Moderado	Bajo	Ninguno

Tabla A.4. Factor de peligrosidad aguas abajo (Bureau, 2003).

NIVEL	PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS, AMBIENTALES O SISTEMAS PRINCIPALES	DHF
Reducido	No se esperan	Bajas, limitadas a propiedades individuales	2
Moderado	No se esperan	Si	12
Elevado	Probabilidad de una o más	Probables (no estrictamente requeridas)	24

A.2.3 Factor de Riesgo por Capacidad, Altura y Antigüedad

El Factor de Riesgo por Capacidad (CRF) y el Factor de Riesgo por Altura (HRF) indican que presas de gran altura o grandes embalses pueden descargar cantidades significativas de flujo sin control en caso de sismo y exponer grandes áreas a inundaciones. De la Tabla A.5 se pueden obtener las contribuciones de ambos factores al Factores de Riesgo Total.

En este análisis también se consideran las fechas en que una presa fue construida, reparada o modificada. Las presas más antiguas suelen ser más vulnerables por su posible deterioro, mantenimiento insuficiente, utilización de técnicas de construcción obsoletas, deficiente compactación, colmatación del embalse o tratamiento precario de la fundación. Por otra parte, pueden existir presas que fueron mejoradas como resultado de problemas sísmicos previamente identificados. Entonces, a pesar de que muchas de las presas más antiguas fueron construidas con un nivel de competencia que satisface los requerimientos modernos, se considera un Factor de Riesgo por Antigüedad (ARF), en ausencia de información más precisa. Se obtiene de la Tabla A.6.

Tabla A.5. Factores de riesgo por capacidad y altura de presa (Bureau, 2003).

FACTOR DE RIESGO	EXTREMO	ELEVADO	MODERADO	REDUCIDO
	Contribución al Factor de Riesgo Total (factores de peso)			
CAPACIDAD [hm ³] CRF	> 62	62 - 1.2	1.2 - 0.12	< 0.12
	6	4	2	0
ALTURA [m] HRF	> 24	24 - 12	12 - 6	< 6
	6	4	2	0

Tabla A.6. Factor de riesgo por antigüedad (Bureau, 2003).

AÑO DE CONSTRUCC.	< 1900	1900-1925	1925-1950	1950-1975	1975-2000	> 2000
ARF	6	5	4	3	2	1

El año de construcción será sustituido por la fecha de la última reparación o modificación cuando se disponga de esa información.

A.2.4 Factor de Riesgo Total

Los factores de riesgo antes definidos se combinan para obtener el Factor de Riesgo Total (TRF) para cada presa en estudio (ecuación A.3). El TRF incluye las contribuciones de los factores de riesgo asignados a cada estructura, su vulnerabilidad sísmica y el riesgo aguas abajo. Este factor global permite la rápida comparación de los potenciales riesgos asociados a la totalidad de las presas y facilita la asignación de prioridades para evaluaciones de seguridad más detalladas. Los factores son considerados de la siguiente manera:

- Influencia de la estructura: se describe como la suma de los factores por capacidad, altura y antigüedad (CRF+HRF+ARF)
- Riesgo Aguas Abajo: se cuantifica por el factor DHF o por la suma de los factores de evacuación y daño (ERF+DRF)
- Valoración de la vulnerabilidad: es una función de la peligrosidad sísmica del lugar y del desempeño observado en otras presas similares. Está definida por el ADF, que depende a su vez del SZF.

El factor de riesgo total se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\text{TRF} = [(\text{CRF} + \text{HRF} + \text{ARF}) + \text{DHF}] \times \text{ADF} \quad (\text{A.3})$$

Finalmente, se puede asignar a cada presa un nivel de riesgo, definido en cuatro clases, dependiendo del Factor de Riesgo Total obtenido.

Tabla A.7. Clases de Riesgo (Bureau, 2003).

TRF	CLASE DE RIESGO
2 - 25	I (Bajo)
25 - 125	II (Moderado)
125 - 250	III (Elevado)
250 - 500	IV (Extremo)

APÉNDICE B: PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros de movimiento terrestre describen al menos una de las tres características principales de los terremotos: amplitud, contenido de frecuencia y duración (Kramer, 1996). Las 19 IM considerados en este trabajo se enumeran en la Tabla B.1.

Tabla B.1. Resumen de los parámetros sísmicos

Parámetros del movimiento	Abreviatura	Unidades
Aceleración Pico	PGA	g
Velocidad Pico	PGV	m/s
Desplazamiento Pico	PGD	m
Relación velocidad/ aceleración	V_{MAX}/A_{MAX}	s
Raíz cuadrática media de la aceleración	a_{RMS}	g
Raíz cuadrática media de la velocidad	v_{RMS}	m/s
Raíz cuadrática media del desplazamiento	d_{RMS}	m
Intensidad de Arias	IA	m/s
Intensidad característica	IC	$g^{3/2}s^{1/2}$
Densidad de energía específica	SED	m^2/s
Velocidad absoluta acumulada	CAV	m/s
Intensidad de aceleración espectral	ASI	$g \cdot s$
Intensidad de velocidad espectral	VSI	m
Intensidad de Housner	HI	m
Aceleración máxima sostenida	SMA	g
Velocidad máxima sostenida	SMV	m/s
Aceleración efectiva de diseño	EDA	g
Período predominante	T_p	s
Duración significativa	DS	s

Los parámetros PGA, PGV, y PGD representan las amplitudes máximas de aceleración, velocidad y desplazamiento de los registros. La raíz de la aceleración cuadrática a_{rms} , se define como:

$$a_{RMS} = \frac{1}{DS} \int_{t_1}^{t_2} [a(t)]^2 dt \quad (B.1)$$

donde DS es la duración de la fase de movimiento fuerte y t_1 y t_2 son sus límites. La duración DS se determina del gráfico de Husid (Husid, 1969), en base a un intervalo en cuya duración se acumula entre el 5% y el 95% de la Intensidad de Arias, IA. La IA se calcula como:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt \quad (B.2)$$

donde t_{tot} es la duración completa del registro. La Intensidad Característica IC se determina a partir de la siguiente expresión:

$$IC = a_{RMS}^{3/2} \sqrt{t_{tot}} \quad (B.3)$$

y la Densidad de Energía Específica:

$$SED = \int_0^{t_{tot}} [v(t)]^2 dt \quad (B.4)$$

La Velocidad Absoluta Acumulada CAV se obtiene como:

$$CAV = \int_0^{t_{tot}} a(t) dt \quad (B.5)$$

El área bajo el espectro de respuesta de aceleración entre periodos de 0.1 y 0.5 s se define como la Intensidad del Espectro de Aceleración:

$$ASI = \int_{0.1}^{0.5} Sa(\xi = 0.05, T) dT \quad (B.6)$$

y el área bajo el espectro de respuesta de pseudo-velocidad entre periodos de 0.1 y 2.5 s
Intensidad de Housner:

$$HI = \int_{0.1}^{2.5} PSV(\xi = 0.05, T) dT \quad (B.7)$$

La Intensidad de Housner es similar a la VSI, Intensidad del Espectro de Velocidad, que se obtiene del espectro de Velocidad Absoluta, para el mismo rango de períodos.

La aceleración máxima sostenida SMA es el tercer valor absoluto más alto de la historia de la aceleración y la Aceleración de Diseño Efectiva EDA se define como el valor máximo de aceleración que se encuentra después del paso bajo que filtra el historial de tiempo de entrada con una frecuencia de corte de 9 Hz. Finalmente, el Período Predominante es el período en el que ocurre la aceleración espectral máxima en un espectro de respuesta de aceleración calculado a una amortiguación del 5%.

La Velocidad máxima sostenida SMV es el tercer valor absoluto más alto de la historia temporal de velocidades

Tabla B.2. Parámetros sísmicos para los registros seleccionados

Registro	Mw	PGA g	PGV m/s	PGD m	V _{MAX} /A _{MAX} s	a _{RMS} g	V _{RMS} m/s	d _{RMS} m	IA m/s	IC g ^{1.5} s ^{0.5}	SED cm ² /s	CAV m/s	ASI g . s	VSI m	HI m	SMA g	SMV cm/s	EDA g	Tp s	DS s
PUL-164	6.6	1.202	1.103	0.347	0.094	0.116	0.146	0.088	8.556	0.254	8.70E+03	20.598	0.841	3.693	3.443	0.896	0.541	0.966	1.193	7.030
375-000	7.1	0.951	0.356	0.082	0.038	0.142	0.073	0.034	9.590	0.297	1.65E+03	26.438	0.819	1.272	0.777	0.672	0.297	0.762	0.935	12.910
TAB-LN	7.4	0.820	0.960	0.397	0.119	0.148	0.204	0.133	11.101	0.327	1.36E+04	29.939	0.802	3.328	3.181	0.673	0.610	0.847	0.797	16.480
KJM-000	6.9	0.805	0.797	0.175	0.101	0.108	0.128	0.035	8.069	0.238	7.30E+03	20.508	0.706	4.093	3.551	0.604	0.538	0.938	0.787	8.360
LCN-260	7.3	0.713	1.437	2.577	0.206	0.096	0.218	1.686	6.709	0.204	2.26E+04	24.657	0.401	1.802	2.066	0.621	0.850	0.513	0.697	13.135
WAH-090	6.9	0.659	0.345	0.104	0.053	0.127	0.081	0.046	6.032	0.223	1.59E+03	19.860	0.511	1.428	1.232	0.547	0.249	2.003	0.644	11.015
TAR-090	6.0	0.631	0.224	0.016	0.036	0.063	0.031	0.002	2.338	0.097	3.74E+02	10.289	0.497	0.823	0.493	0.481	0.204	0.516	0.627	4.940
KJM-090	6.9	0.587	0.729	0.195	0.127	0.087	0.104	0.031	5.226	0.172	4.87E+03	17.490	0.529	2.869	2.571	0.546	0.380	0.575	0.574	9.520
TCU071-090	7.6	0.556	0.436	0.135	0.080	0.108	0.108	0.038	8.926	0.250	5.88E+03	33.625	0.570	2.337	2.091	0.513	0.380	0.559	0.543	24.070
TCU068-090	7.6	0.555	1.735	3.164	0.319	0.064	0.473	1.060	3.170	0.115	1.12E+05	16.288	0.449	3.053	3.584	0.380	1.417	0.488	0.545	12.410
MUL-279	6.7	0.506	0.616	0.109	0.124	0.097	0.113	0.024	4.325	0.165	3.83E+03	15.616	0.482	2.708	2.485	0.449	0.365	0.500	0.492	8.400
CPM-000	7.1	1.497	1.250	0.392	0.085	0.113	0.131	0.109	5.955	0.209	5.19E+03	14.163	0.953	2.756	2.316	0.414	0.213	1.654	1.494	6.180
CYC-285	6.2	1.298	0.808	0.095	0.063	0.093	0.093	0.017	3.848	0.153	2.48E+03	10.470	0.671	2.960	2.405	0.485	0.378	1.119	1.295	3.190
PUL-254	6.6	1.160	0.541	0.118	0.048	0.112	0.081	0.016	7.921	0.240	2.67E+03	19.712	0.827	2.421	2.087	0.694	0.441	0.860	1.151	7.270
TCU084-090	7.6	1.157	1.148	0.315	0.101	0.162	0.262	0.063	20.276	0.462	3.43E+04	46.785	0.700	7.170	6.962	0.821	0.997	1.134	1.142	14.605
CHY080-090	7.6	0.968	1.077	0.181	0.114	0.110	0.154	0.051	9.268	0.257	1.19E+04	29.006	0.629	5.330	4.665	0.559	0.804	0.955	0.955	21.140
LGP-000	6.9	0.966	1.087	0.670	0.115	0.148	0.293	0.204	8.367	0.283	2.14E+04	22.225	0.562	4.303	4.199	0.606	0.935	0.507	0.954	10.105
00158XA	6.0	0.891	0.557	0.053	0.064	0.133	0.080	0.026	3.129	0.164	7.30E+02	7.326	0.596	1.578	1.216	0.560	0.203	0.589	0.884	2.980
TAB-TR	7.4	0.852	1.212	0.951	0.145	0.151	0.322	0.271	11.531	0.336	3.41E+04	30.564	0.930	3.038	2.941	0.627	1.030	0.839	0.828	16.120
RRS-228	6.7	0.825	1.601	0.297	0.198	0.156	0.232	0.077	7.503	0.276	1.07E+04	17.993	0.650	5.056	4.535	0.532	0.502	0.783	0.819	7.250
TCU095-000	7.6	0.698	0.482	0.242	0.070	0.059	0.063	0.062	2.646	0.100	1.95E+03	12.926	0.709	1.510	1.133	0.262	0.271	0.700	0.693	10.065
PVY-045	6.4	0.592	0.602	0.088	0.104	0.083	0.085	0.018	4.135	0.149	2.81E+03	15.506	0.496	2.312	1.970	0.573	0.343	0.584	0.587	8.100
LUL-090	5.9	0.408	0.341	0.062	0.085	0.057	0.057	0.037	1.234	0.067	8.05E+02	7.216	0.312	1.516	1.254	0.359	0.173	0.347	0.403	7.135

