



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE FALLA POR DESLIZAMIENTO  
DE CORTINAS DE GRAVEDAD ANTE CARGAS SÍSMICAS**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:  
**ING. JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ**

TUTOR PRINCIPAL  
**DR. HUMBERTO J. F. MARENGO MOGOLLÓN**  
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, OCTUBRE 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. García Pérez Jaime  
Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier  
1 er. Vocal: Dr. Marengo Mogollón Humberto J. F.  
2 do. Vocal: Dr. Silva González Francisco Leonel  
3 er. Vocal: Dr. Pozos Estrada Adrián

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Universidad Nacional Autónoma de México  
Ciudad Universitaria, Ciudad de México

**TUTOR DE TESIS:**

DR. MARENGO MOGOLLÓN HUMBERTO J. F.

-----  
**FIRMA**

*A mis padres, Sandra y Jorge,  
por el amor, las enseñanzas, el apoyo incondicional y  
enseñarme, con su ejemplo, a ser una persona de éxito.*

*A mi hermano,  
por el amor, las alegrías y  
las palabras de aliento en momentos difíciles.*

*A toda mi familia y amigos,  
por estar en las buenas y en la malas y  
apoyarme sin importar la distancia o la meta.*

*Dr. Humberto Marengo,  
por la confianza, paciencia y  
compartir su conocimiento conmigo.*

*A mis profesores del posgrado,  
por ampliar mi horizonte técnico  
con sus enseñanzas.*

*A las personas administrativas  
que me ayudaron, orientaron y me dieron  
la oportunidad de presentar este trabajo.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México  
por el orgullo de haberme permitido estudiar en tus aulas.*

## ÍNDICE

<b>I. Introducción</b> .....	<b>2</b>
<b>II. Antecedentes</b> .....	<b>5</b>
II.1 Metodología Empleada Para la Evaluación de la Seguridad de Cortinas de Gravedad .....	5
II.1.1 Fallas en Presas .....	5
II.1.2 Presa Bouzey .....	7
II.1.3 Presa Bayless .....	9
II.1.4 Presa San Francis.....	11
II.1.5 Presa Malpasset .....	13
II.1.6 Presa Pacoima .....	15
II.2 Historia del diseño sismo-resistente de presas.....	17
<b>III. Diseño de Cortinas de Gravedad</b> .....	<b>21</b>
III.1 Análisis de Estabilidad de Cortinas de Gravedad .....	21
III.1.1 Introducción .....	21
III.1.2 Casos de Carga para Cortinas de Gravedad .....	22
III.1.3 Deslizamiento .....	24
III.1.4 Volteo .....	25
III.1.5 Flotación .....	28
III.2 Análisis Sísmico de Cortinas de Gravedad.....	31
III.2.1 Introducción .....	31
III.2.2 Método de Coeficiente Sísmico .....	31
III.2.3 Método Pseudo-Dinámico Simplificado (Fenves & Chopra, 1987) .....	32
III.2.4 Análisis Sísmico En el Dominio del Tiempo .....	36
<b>IV. Métodos de Análisis de Confiabilidad</b> .....	<b>40</b>
IV.1 Introducción .....	40
IV.2 Método de Estimación Puntual .....	42
IV.3 Método Avanzado de Primer Orden del Segundo Momento (AFOSM).....	44
IV.4 AFOSM con Transformación de Rackwitz-Fiessler .....	47
IV.5 Método de Monte Carlo.....	47
<b>V. METODOLOGÍA Y CASO DE ESTUDIO</b> .....	<b>51</b>
V.1 Metodología Propuesta.....	51
V.2 Caso de Estudio .....	53
V.2.1 Presa Folsom .....	53
V.2.2 Modelo de Cuerpo Rígido.....	54
V.2.3 Modelo de Elemento Finito.....	57
V.2.4 Función de Falla.....	58
V.2.5 Variables de Entrada .....	58
V.2.6 Parámetros Sísmicos .....	59
<b>VI. RESULTADOS</b> .....	<b>63</b>
VI.1 Coeficientes de Seguridad.....	63
VI.2 Imoprtancia de Variables Aleatorias .....	64
VI.3 Modelo de Cuerpo Rígido.....	65
VI.3.1 Estimación Puntual.....	65

VI.3.2	Método Avanzado de Primer Orden del Segundo Momento (AFOSM) .....	65
VI.3.3	Método Monte Carlo.....	65
VI.4	Modelo de Elemento Finito.....	66
VI.5	Análisis de Resultados .....	68
<b>VII.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>72</b>
<b>VIII.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>75</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1. Fallas por deslizamiento registradas por el ICOLD .....	6
Tabla II.2. Metodologías y niveles de análisis para el estudio de la respuesta sísmica de cortinas de gravedad.....	19
Tabla III.1. Condiciones de carga para cortinas de gravedad.....	22
Tabla V.1. Variables aleatorias .....	59
Tabla V.2. Valores deterministas.....	59
Tabla V.3. Registros sísmicos.....	60
Tabla VI.1. Factores de seguridad mínimos. ....	63
Tabla VI.2. Coeficientes de seguridad para condición de operación. ....	63
Tabla VI.3. Factores de seguridad para condición extrema. ....	64
Tabla VI.4. Análisis de sensibilidad.....	64
Tabla VI.5. Probabilidades de falla con método estimación puntual.....	65
Tabla VI.6. Probabilidades de falla con AFOSM. ....	65
Tabla VI.7. Probabilidades de falla con AFOSM y transformación de Rackwitz-Fiessler. ....	65
Tabla VI.8. Resultados para Monte Carlo - cuerpo rígido. ....	66
Tabla VI.9. Periodos y frecuencias de vibración de la sección. ....	66
Tabla VI.10. Resultados método de Monte Carlo para modelo de elemento finito.....	68
Tabla VI.11. Participación de masa modal y coeficientes espectrales para modelos de apoyos fijos. ....	70
Tabla VI.12. Participación de masa modal y coeficientes espectrales para modelos ISE. ....	70

## ÍNDICE DE IMAGENES

Imagen II.1. Sección original de la cortina de la presa Bouzey (izq.). Sección reforzada (der.) (U.S.B.R., 1998) .....	8
Imagen II.2. Cortina después de la falla. (Le Petit Parisien, 1895) .....	8
Imagen II.3. Cortina después de la falla. (Le Petit Parisien, 1895) .....	8
Imagen II.4. Presa Austin después de su construcción 1909. (U.S.B.R., 1998) .....	10
Imagen II.5. Parte central de la cortina. ....	10
Imagen II.6. Bloques de la cortina después de la falla. (U.S.B.R., 1998) .....	10
Imagen II.7. Bloques de la cortina después de la falla. (U.S.B.R., 1998) .....	10
Imagen II.8. Presa San Francis antes de la falla (Huber Collection, U of Calif Water Res Center Archives) .....	12
Imagen II.9. Presa San Francis después de la falla (Rogers, 2006) .....	12
Imagen II.10. Presa San Francis después de la falla (Huber Collection, U of Calif Water Res Center Archives) .....	12
Imagen II.11. Presa Malpasset antes de su falla 1956 (Daffaut, 2013) .....	14
Imagen II.12. Presa Malpasset después de su falla 1959 (Duffaut, 2013) .....	14
Imagen II.13. Restos de la presa Malpasset (Duffaut, 2013) .....	14
Imagen II.14. Presa Pacoima durante su construcción 1928 (USCOLD, 1992) .....	16
Imagen II.15. Presa Pacoima (USCOLD, 1992) .....	16
Imagen II.16. Daño en bloque de empuje en margen izquierda (USCOLD, 1992) . ....	16



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1. Diagrama de pasos a seguir.....	3
Figura II.1. Estadística histórica de fallas por tipo de cortina. ....	6
Figura II.2. Estadística histórica de fallas en cortinas de gravedad.....	6
Figura III.1. Cortina de gravedad sujeta a los efectos cíclicos de un sismo.....	21
Figura III.2. Deslizamiento permanente en cortinas de gravedad, a) juntas igual de resistentes como el concreto, b) juntas menos resistentes que el concreto. ....	24
Figura III.3. Envolvente de falla, criterio Mohr-Coulomb.....	25
Figura III.4. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas usuales.....	26
Figura III.5. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas inusuales.....	26
Figura III.6. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas extremas.....	27
Figura III.7. Distribución de esfuerzos con método de propagación de grieta. ....	27
Figura III.8. Diagrama de presiones en la base (sin agrietamiento).....	29
Figura III.9. Diagrama de presiones en la base cuando $x \leq 0.05 H_1$ (sin agrietamiento).....	29
Figura III.10. Diagrama de presiones en la base (con agrietamiento).....	30
Figura III.11. Diagrama de presiones en la base cuando $X < T$ (con agrietamiento).....	30
Figura III.12. Diagrama de cuerpo libre de acciones sísmicas para método de coeficiente sísmico. 33	33
Figura III.13. Diagrama de presiones laterales equivalentes asociadas al modo fundamental. ....	36
Figura III.14. Diagrama de presiones laterales equivalentes asociados a los modos superiores. ....	36
Figura III.15. Modelo de elemento finito para análisis tiempo – historia.....	38
Figura IV.1. Diagrama esquemático de índice de confiabilidad.....	41
Figura IV.2. Diagrama esquemático de discretización de una variable por el método de estimación puntual. ....	43
Figura IV.3. Transformación de coordenadas: a) Sistema coordenado original, b) Sistema coordenado reducido.....	45
Figura V.1. Metodología de estudio para modelo de cuerpo rígido.....	52
Figura V.2. Metodología de estudio para modelo de elemento finito. ....	52
Figura V.3. Presa Folsom.....	53
Figura V.4. Sección de cortina en estudio.....	53
Figura V.5. Simplificación y discretización de cortina. ....	54
Figura V.6. Entorno gráfico creado para ingreso de geometría.....	55
Figura V.7. Entorno gráfico para el ingreso de variables para método de coeficientes.....	55
Figura V.8. Entorno gráfico para el ingreso de variables para método pseudo-dinámico. ....	56
Figura V.9. Entorno gráfico para el ingreso de parámetros sísmicos para método pseudo-dinámico. ....	56
Figura V.10. Modelo de elemento finito con apoyos fijos.....	57
Figura V.11. Modelo de elemento finito con interacción suelo-estructura.....	57
Figura V.12. Espectro de diseño con 5% de amortiguamiento.....	60
Figura V.13. Registro San Fernando – Presa Pacoima.....	60
Figura V.14. Registro Loma Prieta – Gavillan Collage.....	61
Figura V.15. Registro Tohoku – Presa Sounoseki.....	61
Figura V.16. Espectros de respuesta con amortiguamiento de 5%. ....	61
Figura VI.1. Coeficientes de seguridad instantáneos para registro de San Fernando. ....	63

Figura VI.2. Método de Monte Carlo empleando función de falla para 2 variables aleatorias. ....	67
Figura VI.3. Método de Monte Carlo empleando superficie de falla para 3 variables aleatorias. ...	67
Figura VI.4. Espectro de diseño y espectros de respuesta con amortiguamiento del 15.04% .....	69

**CAPÍTULO I.**

**INTRODUCCIÓN**

## I. INTRODUCCIÓN

La seguridad de presas basada en metodologías de análisis de riesgo demanda la cuantificación de riesgo del sistema cortina-embalse. Esto significa que, para un estado dado, y para diferentes modos de falla, el cálculo del riesgo requiere, primero, estimar la probabilidad de los eventos de carga, segundo, calcular la probabilidad condicional de la respuesta del sistema a dichos eventos y tercero, estimar las consecuencias en el ambiente derivado de la respuesta del sistema. El enfoque de esta tesis se centra en la segunda parte del proceso del cálculo del riesgo, esto se refiere a la estimación y análisis de las probabilidades de falla de cortinas de gravedad ante cargas sísmicas obtenidas a través de diferentes metodologías.

Las cortinas de gravedad son estructuras, generalmente de concreto, que resisten con su peso propio las fuerzas producidas por el agua que retienen. Estas son diseñadas para que cada unidad de longitud sea estable independientemente de las unidades adyacentes. Aunque la mayoría de las cortinas de gravedad son rectas, a veces se diseñan de forma curva para que se pueda acomodar de mejor manera en la topografía del sitio y obtener un poco de estabilidad con el efecto de arco que la curva genera. Los materiales de construcción para cortinas de gravedad han experimentado una evolución con el paso del tiempo, siendo las más antiguas construidas a base de mampostería hasta las más recientes construidas con concreto masivo. En la actualidad, para reducir los costos de construcción, en comparación con las cortinas de tierra-enrocamiento, las cortinas de gravedad se están construyendo con concreto compactado con rodillo (CCR o RCC por sus siglas en inglés) el cual utiliza técnicas similares a las utilizadas para construir cortinas de tierra-enrocamiento.

Existen tres tipos de fallas estructurales que se pueden presentar en cortinas de gravedad debido a un evento sísmico. Estas son:

- 1) Sobreesfuerzo
- 2) Deslizamiento a lo largo de superficies agrietadas en el cuerpo de la cortina o de planos de debilidad en la cimentación
- 3) Deslizamiento acompañado de rotación.

Una cortina de gravedad podría colapsar en una o más secciones en caso de que se presente un sobreesfuerzo o que la resistencia ante el deslizamiento o rotación sea superada. Mediante estudios se ha demostrado que ante un evento sísmico una cortina de gravedad típica podría experimentar agrietamientos en su base o en el cambio de pendiente. Las consecuencias del agrietamiento, si se extiende a través del cuerpo de la cortina, pueden provocar una inestabilidad por deslizamiento o por rotación.

El modo de falla en el cual se centrará este trabajo es la falla por deslizamiento en la base o en planos de debilidad en la cimentación, lo cual es el tipo de falla que predomina en cortinas de gravedad. Se podrá considerar una falla cuando la cortina deslice, sin importar si se presenta o no el colapso total de la estructura.

A lo largo del tiempo, se han ido desarrollando nuevos métodos y herramientas para evaluar la respuesta de las estructuras. En 1997, Ghrib *et al.* (1997) plantearon cuatro niveles para clasificar las metodologías de análisis para la evaluación de cortinas de gravedad ante cargas sísmicas. El incremento de cada nivel supone una mayor complejidad en el análisis y una mayor exactitud en los resultados.

A fin de poder comparar los resultados y la practicidad en el uso de las diferentes metodologías propuestas, en este trabajo se utilizarán modelos estructurales de nivel I, II y III para poder obtener la respuesta de la estructura. Esta clasificación se tratará con detalle más adelante.

Para la estimación de la probabilidad de falla de un sistema estructural normalmente se usan técnicas probabilistas. Estas técnicas, también llamadas métodos de confiabilidad, se clasifican en tres niveles. El primer nivel se refiere a métodos deterministas que no permiten obtener una probabilidad de falla del sistema, pero solventan las incertidumbres empleando factores de seguridad. Antes de emplear un método de nivel superior es necesario conocer los factores de seguridad del sistema para tener un marco de referencia en el cual basarse al momento de hacer análisis más complejos. A través de los dos primeros momentos estadísticos (media y desviación estándar), los métodos de nivel dos aproximan la densidad de probabilidad conjunta. Los métodos de nivel tres obtienen la probabilidad de falla mediante la densidad de probabilidad combinada con métodos específicos de integración.

Para el análisis de la probabilidad de falla del modelo de nivel I se emplearán los métodos de confiabilidad de nivel dos de Estimación de Aproximación Probabilística de Rosenblueth (EP) y el Método Avanzado del Segundo Momento (AFOSM) propuesto por Hasofer y Lind (1974). Dado que la formulación de una función de falla para los modelos de nivel II y III resulta muy compleja, los métodos de nivel dos no podrán ser usados en el cálculo de probabilidad. El método de confiabilidad de nivel 3 conocido como método de Monte Carlo se empleará en los modelos de nivel I, II y III. Además, se hará un análisis de sensibilidad para determinar qué variables pueden considerarse aleatorias y cuáles deterministas.

Con el objetivo de determinar la practicidad y la exactitud de las metodologías de análisis, se interpretarán los resultados y se compararán entre las diferentes metodologías y los diferentes niveles de confiabilidad utilizados. A continuación se presenta un diagrama en el que se presentan los pasos a seguir para el desarrollo de este trabajo.

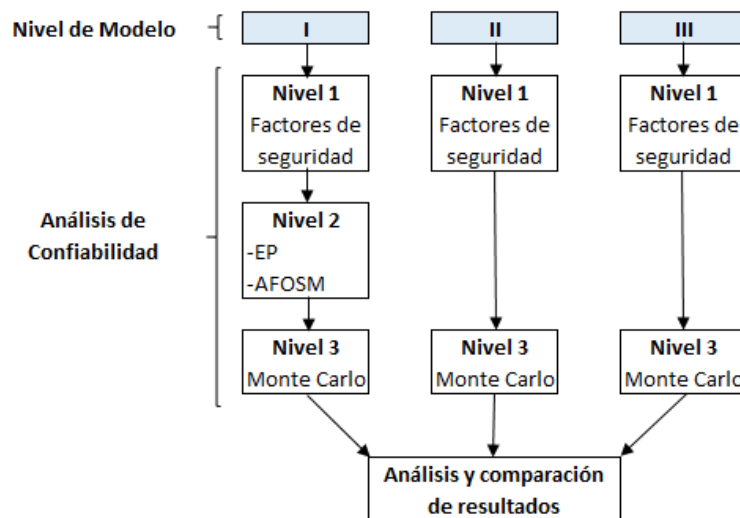


Figura I.1. Diagrama de pasos a seguir.

## **CAPÍTULO II.**

### **ANTECEDENTES**

## **II. ANTECEDENTES**

### **II.1 Metodología Empleada Para la Evaluación de la Seguridad de Cortinas de Gravedad**

Durante los últimos 40 años, se ha evaluado la seguridad de presas a través de técnicas de análisis clásico. Los requerimientos necesarios para asegurar la estabilidad se han obtenido de forma determinística en términos de factores de seguridad, los cuales establecen una relación mínima aceptable. En la actualidad, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (U.S.A.C.E.) emplea factores de seguridad estandarizados, que están asociados a la probabilidad de ocurrencia de las condiciones de carga. Los factores de carga asignados a cierta ocurrencia reducen la probabilidad de que se presente una falla debido a que las cargas de diseño sean menores a las cargas reales o debido a que la resistencia de los materiales sea menor que la considerada en el diseño. Esta filosofía no está basada en métodos de confiabilidad de la estructura, por lo tanto, no pueden correlacionarse con probabilidades de fallo. Su determinación se fundamenta únicamente en el buen comportamiento de las estructuras registrado en eventos pasados, cuyo diseño se centró en el cálculo de los factores de seguridad.

La estabilidad ante deslizamiento es uno de los aspectos más difíciles de tener en cuenta en el análisis de estabilidad, especialmente en los casos en donde el material de desplante se encuentra geológicamente fracturado o cuando las propiedades del material varían a lo largo de la cimentación. El enfoque actual se basa en un método de equilibrio con el criterio de Mohr-Coulomb como base para determinar la resistencia al esfuerzo cortante máximo. Las principales incertidumbres dentro de este enfoque se encuentran en la determinación de la resistencia a corte del material de desplante.

Actualmente, resulta de especial importancia la estimación de riesgos relativos a la seguridad de la estructura, así como identificar los niveles de riesgo aceptables. Los análisis clásicos que se fundamentan en la obtención de factores de seguridad no pueden solucionar los temas mencionados anteriormente, por lo que existe la necesidad de usar métodos de confiabilidad para poder dar atención a la problemática planteada.

#### **II.1.1 Fallas en Presas**

Las fallas pueden clasificarse en dos tipos; en la primera se producen daños o cambios en la estructura, lo que le impide funcionar de la manera deseada; la segunda es cuando el comportamiento de la estructura del sistema supera el estado límite de dicho sistema y pueden esperarse consecuencias indeseables (Marengo M., 1994). La falla de presas normalmente tiene graves consecuencias sobre la vida humana y la economía. Las avenidas producidas por la rotura de una cortina se caracterizan por ser de gran intensidad y poca duración. Normalmente cuando la falla se produce de forma repentina se cuenta con poco tiempo para dar aviso a las poblaciones que se encuentran aguas abajo de la presa. Además de la pérdida de vidas humanas y propiedades, existen daños colaterales como los medioambientales, el riesgo de epidemias y la destrucción de patrimonio histórico.

De acuerdo con la información histórica recabada por el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), hasta 1995 se había registrado la falla de 179 presas de las cuales 26 eran cortinas de gravedad. De estas solo 8 fueron por fallas estructurales de las cuales 6 fueron por deslizamiento.

En la figura 1 y 2 se muestra el análisis estadístico de las fallas registradas por el ICOLD. Cabe señalar que este estudio reconoce como falla al colapso o movimiento de la cortina o su cimentación, provocando la liberación de grandes cantidades de agua que pusieron en riesgo propiedades o la vida de las personas aguas abajo de la cortina.

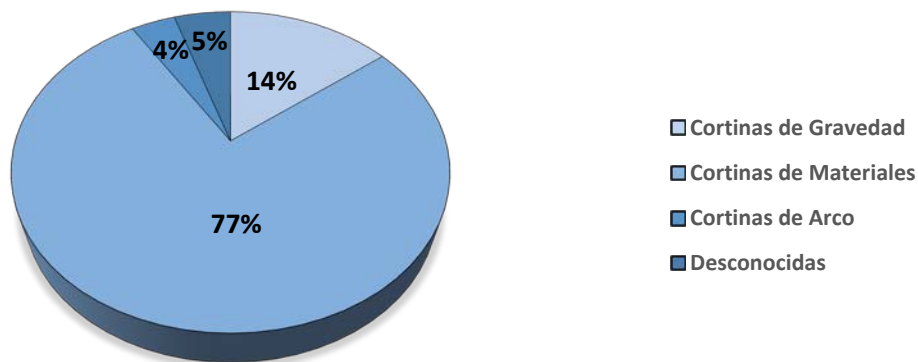


Figura II.1. Estadística histórica de fallas por tipo de cortina.

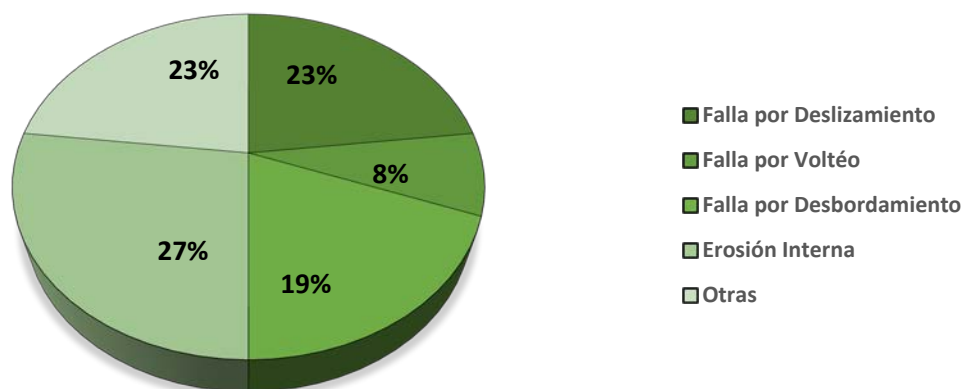


Figura II.2. Estadística histórica de fallas en cortinas de gravedad.

A continuación, se enlistan las fallas por deslizamiento registradas por el ICOLD (ICOLD, 1995)

Tabla II.1. Fallas por deslizamiento registradas por el ICOLD

ID	País	Nombre	Año		Volumen del embalse [ $10^6 \text{ m}^3$ ]	Altura de cortina [m]	Long. de cortina [m]
			Const.	Falla			
1	Francia	Bouzey	1880	1885	7.0	22.9	525.0
2	España	Xuriguera	1902	1944	1.1	42.0	165.0
3	España	Austin I	1893	1893	21.0	18.3	332.5
4	EUA	Austin II	1915	1915	11.0	20.7	388.6
5	EUA	Bayless	1909	1911	1.3	15.8	166.0
6	EUA	St. Francis	1926	1928	46.9	62.5	213.0



A continuación, se muestran algunos casos históricos en los cuales se presentaron comportamientos desfavorables de la cortina. Aunque no todos son aplicables al enfoque de este trabajo, evidencian la necesidad de emplear un análisis que involucren la mayor cantidad de incertidumbres en la evaluación de la seguridad de presas

### II.1.2 Presa Bouzey

La presa Bouzey era una presa de gravedad-mampostería de 22.9 m de altura y 525 m de largo situada en el río L'Aviere cerca de Epinal en la provincia de Vosges, Francia. La cortina fue construida sobre arenisca horizontalmente estratificada. La parte superior de la roca de desplante presentaba material poroso y fracturado de manera intercalada, el estrato fue considerado sin cohesión. Para remediar esta situación, un dentellón de 2 m de espesor y de entre 6 y 10 m de profundidad fue construido en la cara aguas arriba de la cortina. La sección original de la cortina era inusualmente más delgada para ser una cortina de gravedad, especialmente sobre el tercio medio de la altura y en la base. Su construcción fue completada en 1880.

Durante el llenado inicial, cuando la elevación del agua llegó 10 m antes de alcanzar la cresta, aparecieron filtraciones en la cara de aguas debajo de la cortina cuyo gasto era de aproximadamente 50 l/s, este gasto se incrementó a 75 l/s cuando el embalse llegó a 7.5 m antes de la cresta. El 14 de marzo de 1884, cuando el embalse llegó a 2.7 m antes del máximo anticipado, una sección de la cortina de 135 m de largo se desplazó en dirección del flujo del río y el gasto de las filtraciones se incrementó a 230 l/s. El desplazamiento máximo de 34 cm generó un efecto de corte sobre el dentellón sin causar ningún asentamiento vertical. La grieta horizontal que se generó a causa del efecto de corte se extendió 93 m en la cara de aguas abajo en el sentido largo de la cortina. La roca sobre la cual estaba desplantada la estructura falló por aplastamiento y se dislocó hasta una profundidad de 3 m. El embalse se pudo mantener a esta elevación durante un año en el cual las condiciones se mantuvieron estables. La cortina fue reforzada entre 1888 y 1889 mediante la adición de contrafuertes en la cara aguas abajo y el sellado de la grieta aguas arriba, como se muestra en la imagen II.1.

El 27 de abril de 1895, durante el llenado del embalse, una sección superior central de la cortina de aproximadamente 10.5 m de altura y 170 m se deslizó. En esta ocasión la sección cercana a la cimentación no presentó desplazamiento. Dado que el fallo se produjo de manera repentina, un gran torrente de agua se liberó, lo que ocasionó la muerte de más de 100 personas en el valle de Lambiere (imagen II.2 y II.3)

La primera falla que presentó la cortina se debió principalmente a la falta de cohesión que presentaba el material de desplante. Los planos de debilidad en la cimentación no presentaban ángulos de fricción suficientemente grandes para contrarrestar esta condición, provocando que todo el bloque de la cortina se deslizara hasta encontrar la resistencia necesaria para estabilizarse.

A pesar de que se hizo una modificación al cuerpo de la cortina aumentando la sección en la zona del desplante, esto no solucionó el problema en la parte superior de la misma. Adicionalmente, a los errores en el diseño de la cortina se encontró que el mortero no presentaba una resistencia adecuada, ya que fue hecho con limos y arena de baja calidad, además de que la mezcla de los agregados fue hecha sin los cuidados necesarios. La presencia de una sección muy delgada y planos de falla ocasionados por la baja resistencia del mortero fueron las principales causas de la segunda falla de cortina.

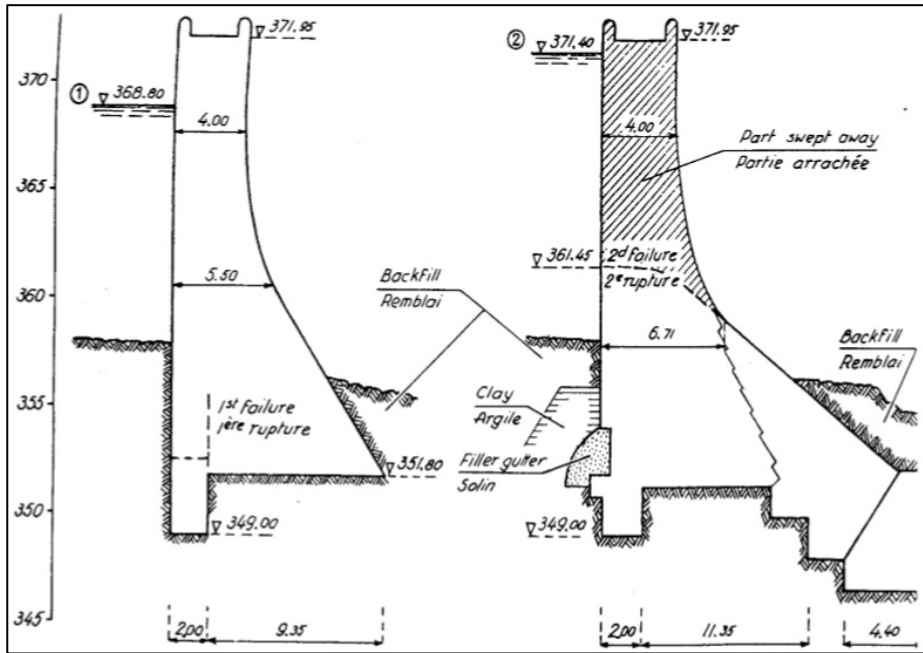


Imagen II.1. Sección original de la cortina de la presa Bouzey (izq.). Sección reforzada (der.) (U.S.B.R., 1998)



Imagen II.2. Cortina después de la falla. (Le Petit Parisien, 1895)

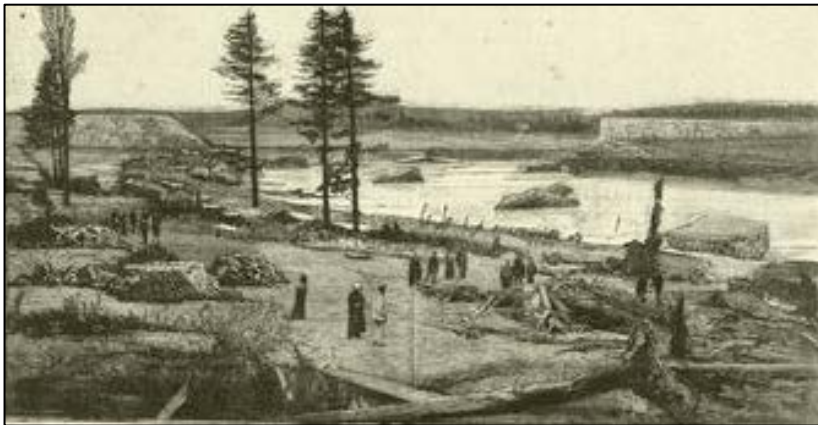


Imagen II.3. Cortina después de la falla. (Le Petit Parisien, 1895)

### II.1.3 Presa Bayless

La presa Bayless, cuyo embalse tenía una capacidad de 1.3 millones de m<sup>3</sup>, fue construida a 2.4 km al norte del pueblo de Austin, Pennsylvania por la compañía de papel Bayless. La cortina de concreto ciclópeo contaba con una altura de 15.8 m y una longitud de 166 m. Para su cimentación se excavó hasta encontrar el primer estrato sólido de por lo menos 60 cm de espesor. La cortina se desplantó sobre arenisca horizontalmente estratificada, con pocas juntas horizontales y con capas intercaladas de pizarra y arenisca desintegrada. Contaba con un dentellón de 1.2 m de espesor y 1.2 m de profundidad en la cara de aguas arriba. Adicionalmente, en la trinchera de corte se instalaron anclas de expansión de 32 mm de diámetro y 7.6 m de profundidad con una distancia de 81 cm entre ellas. Con la finalidad de reducir el tiempo de construcción de la cortina se alzó sin alternar la colocación de los bloques, incluso los últimos colados se realizaron bajo temperaturas congelantes, a pesar de estos detalles la mayor parte del concreto era competente y resistente. La construcción de la presa empezó en mayo de 1909 y fue terminada en diciembre del mismo año (imagen II.4).

El 17 de enero de 1910 el embalse de la presa se llenó a causa de la lluvia y el deshielo provocando que el vertedor operara con un gasto significativo, una gran capa de hielo cubrió el embalse durante el evento. El 23 de enero de ese mismo año, la porción central de la cortina se deslizó horizontalmente en la base 46 cm en la dirección del río con un desplazamiento en la corona de 79 cm, para este momento la cortina ya presentaba seis grandes grietas verticales (imagen II.5). Fue necesario hacer dos portales a la cortina para poder bajar el nivel del embalse y con ello reducir las cargas actuantes sobre la misma. Un estudio realizado por ingenieros especializados después del evento concluyó que la presa necesitaba ser reforzada, sin embargo, estas recomendaciones no fueron atendidas y la presa fue puesta en servicio de nuevo al poco tiempo.

En septiembre de 1911 una lluvia atípica provocó que el vertedor volviera a operar después de 20 meses. El 30 de septiembre de 1911 el vertedor estaba trabajando con un gasto cuyo tirante era de aproximadamente 18 cm cuando de forma repentina se presentó la falla. Un testigo del suceso reportó que una sección de la cortina, al oeste de la zona central, a aproximadamente 1.5 m de la base, salió disparada y que de la abertura que se generó empezó a brotar agua, provocando que las secciones superiores y laterales de la cortina cercanas a esta área colapsaran ante los empujes del agua. Al este del vertedor un gran segmento se deslizó en el sentido del flujo y otra sección pivoteó casi 45 grados como si fuera una puerta articulada (imagen II.6 y II.7).

Analizando las causas de la falla se encontró que la resistencia a compresión del concreto en la zona de deslizamiento era extremadamente baja (entre 0.34 y 0.68 MPa). Una combinación de planos horizontales de debilidad en la cortina y las grietas verticales producidas por flexión a causa del primer evento pudieron haber provocado la formación de un bloque que fuera susceptible a deslizarse. Una vez fracturados los bloques de la cortina, cada uno se movió de forma independiente en función de las fuerzas producidas por el agua y las fuerzas resistentes de la cimentación.

Austin era un pueblo de aproximadamente 2300 personas, la mayoría del pueblo se ubicaba en la parte baja del valle, a pesar de esto, solo 78 perdieron la vida. La ola tardó en llegar 11 minutos al pueblo. La inundación arrasó con todas las construcciones, con excepción de aquellas que se encontraban por encima del nivel de la cresta de la ola. La ola se disipó para el momento en el que alcanzó el pueblo de Costello ubicado a 4.8 km de Austin.

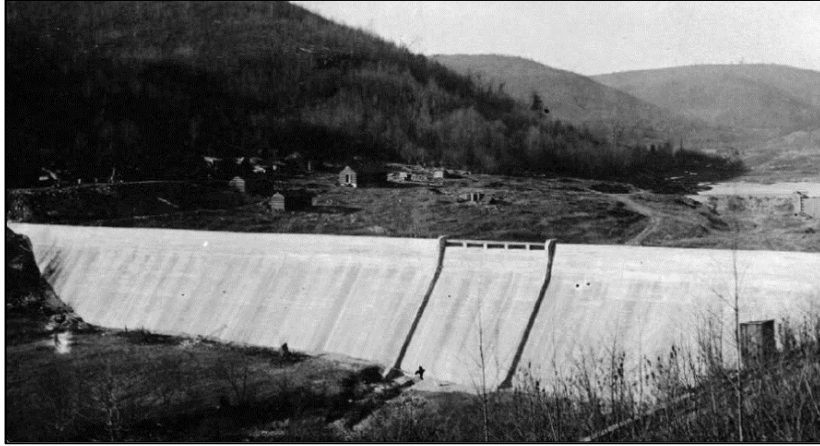


Imagen II.4. Presa Austin después de su construcción 1909. (U.S.B.R., 1998)

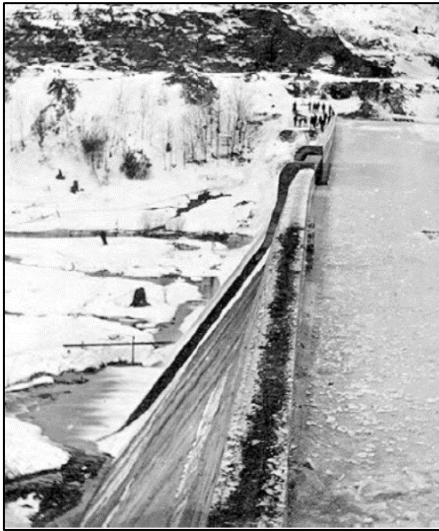


Imagen II.5. Parte central de la cortina.  
Foto tomada después del primer evento 1910.  
(U.S.B.R., 1998)



Imagen II.6. Bloques de la cortina después de la falla. (U.S.B.R., 1998)

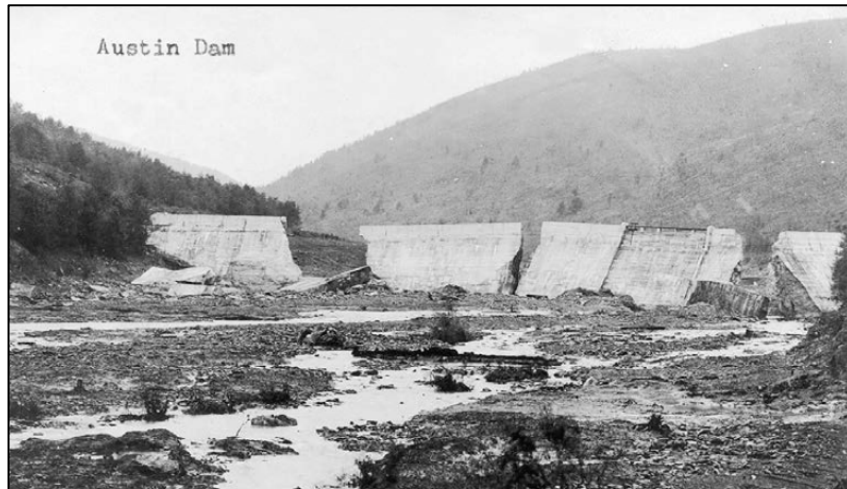


Imagen II.7. Bloques de la cortina después de la falla. (U.S.B.R., 1998)

#### II.1.4 Presa San Francis

San Francis fue una presa de arco-gravedad de concreto de 62.5 m de altura ubicada en el río San Francisquito en California, Estados Unidos. El embalse contaba con una capacidad máxima de 46.9 millones de m<sup>3</sup> y proveía de agua a la ciudad de Los Ángeles en caso de que el abastecimiento del flujo del río Owen fuera interrumpido. Su construcción empezó en el año de 1924 y terminó en el año de 1926. La cortina contaba con un espesor de 4.9 m en la cresta y 53.3 m en la base, adicionalmente contaba con un muro que se extendía 152.4 m del arco principal hasta el estribo en su margen derecha. La longitud de la sección principal en arco era de 213.4 m de largo. El vertedor contaba con once aberturas las cuales estaban ubicadas sobre la sección central de la cortina, también contaba con cinco aberturas las cuales estaban espaciadas en un intervalo vertical de 11 m y eran controladas por compuertas deslizantes. La cortina no contaba con juntas de contracción ni con galerías de inspección. La estructura fue desplantada sobre dos tipos de roca, en la zona central y la margen izquierda un esquisto de mica relativamente uniforme y en la margen derecha un conglomerado. En el contacto entre estas dos formaciones se existe una falla geológica la cual tiene una trayectoria casi paralela a la dirección del flujo y una lechada de 35 grados en dirección de la margen derecha. La cortina se fue construida sobre la falla, con total conocimiento de su existencia. La cimentación no fue sellada y solo drenaba por la sección central (imagen II.8).

Durante el llenado inicial entre los años de 1926 y 1927, aparecieron dos grietas verticales en la cortina, pero el diseñador de la cortina William Mulholland no le dio importancia y atribuyó las grietas al curado del concreto. El 12 de marzo de 1928, operadores de la planta reportaron filtraciones en ambas márgenes, las cuales fueron inspeccionadas por el mismo Mulholland declarando que la presa no corría ningún riesgo de colapsar. Ese mismo día, cerca de la media noche, la cortina presentó una falla súbita. En 70 minutos el embalse se vació por completo generando una ola de que alcanzó aproximadamente 38.1 m en los primeros kilómetros. Las comunidades de Piru, Fillmore, Santa Paula, Saticoy, y la mayoría de Ventura fueron devastadas por el lodo y los escombros que arrastró la ola a lo largo de 87 km hasta llegar al océano. Se estima que la pérdida de vidas ascendió a 470, sin embargo, este número nunca será conocido con exactitud, ya que hasta 1994 se seguían encontrando restos de personas enterrados debajo de material desplazado por la ola.

Análisis posteriores a la falla arrojaron que las cargas actuantes sobre los bloques, generadas por la subpresión con el nivel del embalse a dos tercios de su capacidad máxima, hubieran provocado que la cortina empezara a deslizarse, sin embargo, el efecto de arco que tenía la cortina ayudó a redistribuir los esfuerzos producidos. A medida que el nivel del embalse se fue elevando, la inestabilidad de los estribos se fue incrementando, los movimientos habrían provocado el surgimiento de esfuerzos de tensión en la cara aguas arriba de la cortina. Existe evidencia de que la margen izquierda fue la primera en fallar, la fuerza del agua provocó que la sección central se desplazará 16 cm hacia la margen izquierda y 14 cm en dirección del flujo. Este movimiento hizo que se perdiera el efecto de arco en la margen derecha ocasionando el colapso de esa sección. Cabe recalcar que la única sección que contaba con drenaje fue la única que se mantuvo en pie (imagen II.9 y II.10).



*Imagen II.8. Presa San Francis antes de la falla (Huber Collection, U of Calif Water Res Center Archives).*



*Imagen II.9. Presa San Francis después de la falla (Rogers, 2006)*



*Imagen II.10. Presa San Francis después de la falla (Huber Collection, U of Calif Water Res Center Archives).*

### II.1.5 Presa Malpasset

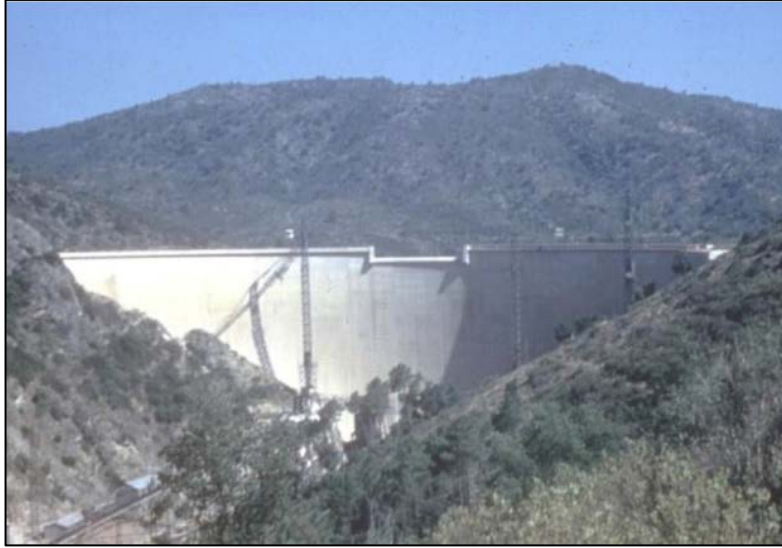
Malpasset fue una presa de arco delgada 66 m de altura situada en el río Reyran a 10 km de Frejus en el distrito de Cannes, Francia. Su construcción fue terminada en la primavera del año 1954. El embalse tenía una capacidad de 51.4 millones de m<sup>3</sup>. El arco tenía un espesor de 1.5 m en la parte superior y de 6.7 m en la base. Contaba con un vertedor de cresta libre que se encontraba en la parte central de la cortina y tenía la capacidad de descargar 178 m<sup>3</sup>/s. El apoyo de la margen derecha consistía en roca masiva, pero la margen izquierda dependía de un bloque de empuje protegido por una pared lateral debido a la topografía del sitio. En el contacto de la cortina con la cimentación la roca fue inyectada con lechada en barrenos de hasta 5 m de profundidad. La idea de incluir una pantalla impermeable bajo la cortina no fue considerada debido a la baja permeabilidad de la roca. Después de la falla de la cortina se encontró que el material de desplante en la margen izquierda consistía en micas estratificadas de esquistos que podían desmoronarse con las manos, además se encontró que existía una falla geológica en esta zona y que no fue considerada en el diseño original (imagen II.11).

Durante el otoño del año de 1959 se presentaron lluvias extraordinarias y para el mes de noviembre el nivel del embalse estaba a 5.2 m de su capacidad máxima. En estas fechas los operadores de la presa apreciaron filtraciones importantes en el apoyo de la margen derecha. Dos semanas antes se detectaron grietas en la punta del estribo de la cortina. El 28 de noviembre una fuerte lluvia y para el 30 de noviembre los escurrimientos elevaron el embalse casi 2 m más provocando que las filtraciones aumentaran. El 2 de diciembre se presentó la falla de la cortina y aunque no existen testigos, el fuerte ruido y la corriente de aire reportados por gente que vivía cerca de la presa indican que la falla fue súbita y completa (imagen II.12). La ola causó total destrucción a lo largo de 11 km además de 421 muertos.

Se cree que la falla fue causada por el deslizamiento del bloque de apoyo de la margen izquierda. La evidencia fotográfica muestra los restos de la base de la presa cortada horizontalmente y con una cuña de roca completamente excavado a lo largo de los planos de corte de inmersión aguas arriba y aguas abajo que comprende la mayor parte del estribo de margen izquierda (imagen II.13). Esta es la única explicación consistente con los hechos. Las grandes fuerzas de subpresión que se generaron en el bloque aunado a la poca resistencia al corte que presentaba el material de la falla geológica hicieron que el bloque se deslizara. El efecto de arco trató de redistribuir los esfuerzos en la cortina, sin embargo, las grandes cargas provocaron que el bloque se desplazara 80 cm hacia aguas abajo separando el bloque de la cimentación. Ya sin ningún apoyo a donde transferir las cargas, el lado izquierdo de la cortina colapso hacía aguas abajo provocando que las demás secciones de la cortina fallaran.

Aunque Malpasset no fue, en estricto sentido, una presa de gravedad y el estudio de la misma sale del enfoque de esta tesis, su falla demuestra que todos los tipos de cortina son susceptibles a fallar por deslizamiento. El análisis de estabilidad ante deslizamiento debería realizarse cuando existe la posibilidad de que se presenten planos de falla en la cimentación sin importar el tipo cortina que se analice.





*Imagen II.11. Presa Malpasset antes de su falla 1956 (Daffaut, 2013).*



*Imagen II.12. Presa Malpasset después de su falla 1959 (Duffaut, 2013).*



*Imagen II.13. Restos de la presa Malpasset (Duffaut, 2013).*



### II.1.6 Presa Pacoima

La presa Pacoima está localizada en las montañas de San Gabriel a 7 km del poblado de San Fernando en el condado de Los Ángeles, California. Cuenta con una capacidad de almacenamiento de 12.3 millones de m<sup>3</sup>, su principal función es la de control de avenidas. Su construcción fue completada en febrero de 1929 (imagen II.14 y II.15). Cuenta con una cortina de arco de 113 m de altura, una longitud de 180 m y un espesor de aproximadamente 3 m en la parte superior y 30 m en la parte inferior. Fue construida en doce monolitos verticales separadas por once juntas de contracción y enclavadas con llaves embebidas biseladas de 30 cm de profundidad. La margen izquierda del arco de la cortina está soportada por un bloque de empuje de concreto, que trabaja a gravedad, de 18 m de altura en la junta de contracción que colinda con el arco. En el diseño de la cortina no fueron consideradas las acciones sísmicas esto quiere decir que la condición más desfavorable con la que fue diseñada es la del embalse a su máxima capacidad.

Durante el sismo de San Fernando en 1971 los acelerómetros ubicados en la cresta de la cortina llegaron a registrar aceleraciones de 0.7 g en dirección vertical y hasta 1.25 g en las dos direcciones horizontales. El único daño visible fue la abertura de una junta de contracción previamente en lechada y una fisura de gran tamaño en el bloque de empuje de la margen izquierda. La junta de contracción entre el bloque de empuje y el arco se separó 10 mm, esta separación empezaba en la cresta y se extendía 15.2 m terminando en una junta de contracción horizontal. La grieta en el bloque de empuje iniciaba en una junta horizontal y se extendía paralelamente a esta junta en dirección del estribo aproximadamente 1.5 m y después descendía en un ángulo de 55 grados hasta intersectar con la roca de apoyo (imagen II.16). Las reparaciones consistieron en el enlechado del estribo de margen izquierda, retiro de escombros, relleno en las grietas, la colocación de drenes en la cara aguas debajo de la cortina y la instalación de anclas post-tensadas en la roca en la zona del bloque de empuje para mejorar su estabilidad.

En 1994 los acelerómetros del Departamento de Minas y Geología de California registraron aceleraciones pico de 1.6 g en dirección horizontal, 1.2g en dirección horizontal y 2.3 g en dirección radial durante el sismo de Northridge. Inspecciones post-sismo revelaron rastros de que las juntas de contracción se abrieron momentáneamente durante el movimiento y después se cerraron bajo condiciones estáticas. Aparecieron desplazamientos permanentes en todas las juntas verticales en la cresta de la cortina, la elevación de cada bloque descendiendo ligeramente en la dirección de margen izquierda hacia margen derecha. La junta entre el bloque de empuje y el arco se abrió 5 cm en la cresta y aproximadamente 0.7 cm en la base. El estribo de la margen izquierda, en donde se apoya el bloque de empuje, se deslizó 48 cm horizontalmente y tuvo un asentamiento de 30 cm. Adicionalmente, se presentaron deslizamientos de taludes que dañaron el vertedor y varios caminos de acceso a la presa. La reparación a causa del sismo de Northridge consistió en el relleno de las grietas y la estabilización del estribo y el bloque de empuje de margen izquierda.

La presa Pacoima es un claro ejemplo de la necesidad de asegurar la estabilidad de las presas ante cargas sísmicas. Aunque se trata de una presa de arco el mayor daño se presentó en el bloque de empuje el cual trabaja a gravedad. También es importante recalcar que a pesar de que hubo un deslizamiento importante, la cortina no colapso y se pudieron tomar medidas para mejorar el comportamiento de la misma por lo cual no se considera como una falla. Por último, cabe señalar que al momento de presentarse ambos sismos el embalse se encontraba en un nivel bajo.



*Imagen II.14. Presa Pacoima durante su construcción 1928 (USCOLD, 1992).*



*Imagen II.15. Presa Pacoima (USCOLD, 1992).*



*Imagen II.16. Daño en bloque de empuje en margen izquierda (USCOLD, 1992).*

## II.2 Historia del diseño sismo-resistente de presas

El efecto de los sismos en la seguridad de las presas fue tomado en cuenta por primera vez a mediados de los años 1920's. Fue la publicación, en 1931, del artículo "Presiones de Agua en Presas Durante Sismos" de H. M. Westergaard (1931) la principal evidencia de que varios despachos e ingenieros estaban trabajando en modelos analíticos para evaluar la seguridad de las presas y la implementación de diseños para resistir un evento sísmico.

En el periodo comprendido entre 1930 y 1970, el diseño de presas consideraba los efectos del sismo, en el análisis de estabilidad o de esfuerzos, como una fuerza lateral estática que pretendía representar las fuerzas de inercia inducidas por el sismo. Normalmente esta fuerza era obtenida multiplicando un coeficiente de fuerza lateral por la gravedad. El coeficiente variaba dependiendo en la sismicidad de la zona en la cual se encontraba la presa y el juicio del ingeniero. Los valores de estos coeficientes estaban entre 0.05 y 0.15. A este método de análisis se le llamó método pseudo-estático. Para el análisis de presas de concreto también se consideraba las presiones hidrodinámicas del agua usando el método aproximado de Westergaard. Por otra parte, algunos estudios concluyeron que para presas de materiales estas fuerzas solo deberían ser consideradas cuando se tienen pendientes muy pronunciadas.

El análisis pseudo-estático, combinado con el juicio del ingeniero, eran los únicos métodos empleados para evaluar la estabilidad de una presa ante cargas sísmicas hasta finales de los años 1960's. Estos criterios eran aceptados por ingenieros y órganos reguladores fundamentados en el buen accionar que presentaron, durante sismos intensos, las presas diseñadas por estos métodos. Algunas de las experiencias en los que se basaron para confiar en este método de diseño se enlistan a continuación:

- El excelente comportamiento que mostraron las presas cercanas a la falla de San Andrés durante el sismo de San Francisco en 1906 (M 8.3). En ese tiempo 14 presas de materiales se encontraban a una distancia máxima de 8 km de la falla y ninguna de ellas sufrieron daños graves. La presa de concreto Crystal Springs, ubicada a solo unos cientos de metros de la falla de San Andrés, tampoco sufrió daños debido al sismo.
- El hecho de que varias cortinas de gravedad en Japón de más de 60 m de altura fueron sometidas a eventos sísmicos de magnitudes M 8 y no presentaron daños.
- El caso de la presa de materiales Hebgen, localizada en Montana, Estados Unidos a unos cientos de metros de la falla de lago Hegben en donde en 1959 se produjo un sismo de magnitud M 7.1 y la cual no sufrió daño alguno.

A finales de los años 1960's y principios de los 1970's ocurrieron una serie de eventos que provocaron que los ingenieros reevaluaran la metodología empleada para el diseño. Algunos de estos eventos fueron los siguientes:

- La evidencia de que el método pseudo-estático difícilmente pudo predecir la falla de taludes que ocurrieron en varios lugares de Alaska en 1964 durante el sismo de Alaska (M 8.3).
- El severo agrietamiento que sufrió la cortina de concreto-gravedad de 98 m de altura de la presa Koyna, en 1967, y los grandes agrietamientos en la cortina de contrafuertes de 105 m de altura de la presa Hsingfengkiang, en China, en 1962, después de sismos de más de M 6.0 evidenciaron la necesidad de analizar la distribución de esfuerzos en el cuerpo de la cortina.

- La presa Lower Van Norman estuvo cerca de fallar y los deslizamientos ocurridos en la presa Upper Van Norman, después del sismo de San Fernando en 1971. A pesar de que antes del sismo estas presas fueron consideradas como seguras, basados en análisis pseudo-estáticos. El comportamiento de dichas estructuras puso en tela de juicio la validez de este método de análisis.
- Las mediciones de acelerógrafos registraron aceleraciones pico del terreno mayores a 0.3 g durante los sismos.

Estos eventos llevaron a la conclusión de que el método pseudo-estático no siempre podía asegurar la estabilidad de la presa ante eventos sísmicos. Al mismo tiempo se fueron desarrollando nuevas herramientas para mejorar diseño por sismo de las presas, entre ellos destacan los métodos de análisis con elemento finito, la investigación de métodos de análisis dinámicos para predecir mejor la respuesta sísmica de la estructura y la aparición de computadoras con mayor capacidad de procesamiento. Como resultado a estos avances en 1975 el Comité de Sismo de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas inglés) publicó algunas recomendaciones entre las cuales destaca la necesidad de incluir análisis dinámicos en el diseño de presas cuya falla pudiera representar una gran pérdida de vidas o daños mayores. Adicionalmente la División de Seguridad de Presas del Departamento de Recursos Hidráulicos de California ordenó a todos los dueños de presas realizar un análisis dinámico de su presa independientemente de los resultados obtenidos por el método pseudo-estático. Para principios de los 1980's se habían registrado que por lo menos 5 presas de concreto sufrieron daños moderados debido a las acciones sísmicas, además se reportó la falla de 12 presas de materiales y la falla parcial de otras 40, todas diseñadas por el método pseudo-estático.

Para el año de 1978 el ICOLD publicó en un boletín (ICOLD, 1978-1987) el empleo de método de elementos finitos para el diseño de presas y para 1983 la misma comisión publicó un boletín titulado Sismicidad y Diseño de Presas en el cual se enlistan los aspectos más importantes a considerar en el diseño sismo-resistente de presas. Los aspectos que destacan de esta publicación incluyen la investigación del sitio, instrumentación de la presa, comportamiento de los materiales y los criterios de comportamiento establecidos para presas de concreto y cortinas de materiales. En esa época se empleaban análisis lineales (con idealización del comportamiento de materiales en el rango elástico) en combinación con métodos de equilibrio límite para realizar diseños seguros ante cargas sísmicas.

En la actualidad el uso de herramientas numéricas, como el método de elementos finitos o el método de diferencias finitas, se han vuelto comunes en el diseño de presas gracias a los grandes avances que ha tenido la tecnología en el empleo de software y hardware. En nuestros días se pueden realizar análisis de cortinas con geometrías usuales o complejas empleando métodos estáticos o dinámicos en muy poco tiempo y con gran exactitud.

La tecnología ha avanzado de tal manera que actualmente se pueden realizar análisis no lineales en relativamente poco tiempo, sin embargo, se deben tomar ciertos cuidados para poder realizar de manera precisa este tipo de análisis. Dentro de estos cuidados destacan el análisis del comportamiento de los materiales principalmente cuando estos materiales incursionan en el rango inelástico y la investigación de las discontinuidades geométricas. Además de los cuidados que se deben tomar existen algunas reglas dentro de las cuales se recalcan el tener un análisis lineal como base del modelo no lineal, hacer análisis de sensibilidad considerando las diferentes no linealidades

de la estructura en análisis por separado y el examinar el problema de no convergencia numérica del modelo antes de atribuir una inestabilidad a la estructura.

Los análisis en el dominio de las frecuencias en modelos lineales hacen referencia a los modelos que son calibrados con estudios para determinar las propiedades dinámicas de las estructuras, en el caso de estructuras de gran masa como las cortinas de las presas, estudios vibración ambiental. En análisis no lineales es de mayor relevancia el empleo de este método ya que a diferencia de los modelos lineales las frecuencias y formas modales de los sistemas no lineales son dependientes de la amplitud de la respuesta. Esta dependencia puede ser usada para la identificación y localización de efectos no lineales y daños en la estructura.

Como ya se mencionó antes, Ghrib *Et al.* (1997) establecieron una clasificación de los métodos de análisis para el estudio de la respuesta de cortinas de gravedad ante cargas sísmicas. La clasificación se dividió en cuatro niveles, con cada incremento de nivel aumenta la complejidad en el análisis, la cantidad de datos de entrada del modelo y la exactitud de los resultados. En la tabla II.2 (ICOLD, 2013) se muestran las diferentes metodologías propuestas y que actualmente se emplean en la práctica.

Tabla II.2. Metodologías y niveles de análisis para el estudio de la respuesta sísmica de cortinas de gravedad.

Nivel	Análisis sísmico	Datos	
		Entrada	Salida
0	Panorama preliminar	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aceleración efectiva</li> <li>• Mapas de coeficientes sísmicos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incidencias de Daños</li> <li>• Aceleración pico del terreno</li> </ul>
I	Análisis pseudo-estático con coeficientes sísmicos constantes.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aceleración efectiva</li> <li>• Mapas de coeficientes sísmicos</li> <li>• Masas añadidas (Westergaard)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Esfuerzos máximos de fuerzas pseudo-estáticos</li> </ul>
IIa	Análisis pseudo-dinámico (Fenves & Chopra, 1987)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Espectro de diseño</li> <li>• Interacción hidrodinámica</li> <li>• Interacción suelo-estructura</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Esfuerzos máximos de combinación modal</li> </ul>
IIb	Análisis modal espectral lineal	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Espectro de diseño</li> <li>• Modelo de la cimentación</li> <li>• Masas añadidas de Westergaard o añadiendo el agua al modelo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Esfuerzos máximos de combinación modal</li> </ul>
IIIa	Análisis lineal en el dominio de las frecuencias	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acelerogramas compatibles con el espectro de diseño</li> <li>• Modelo analítico del embalse considerando compresibilidad del agua</li> <li>• Modelo analítico de la cimentación con propiedades viscoelásticas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Envoltentes de esfuerzos velocidades, aceleraciones y desplazamientos a lo largo del tiempo</li> </ul>
IIIb	Análisis lineal en el dominio del tiempo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acelerogramas compatibles con el espectro de diseño</li> <li>• Masas añadidas de Westergaard añadiendo el agua al modelo</li> <li>• Modelo la cimentación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Envoltentes de esfuerzos, velocidades, aceleraciones y desplazamientos a lo largo del tiempo</li> </ul>
IVa	Análisis no lineal en el dominio del tiempo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acelerogramas compatibles con el espectro de diseño</li> <li>• Masas añadidas de Westergaard añadiendo el agua al modelo</li> <li>• Modelo la cimentación</li> <li>• Propiedades de fractura del material</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Propagación de grietas</li> <li>• Estabilidad de zonas ya agrietadas</li> </ul>
IVb	Análisis híbrido no lineal en el dominio tiempo-frecuencia		

## **CAPÍTULO III.**

# **DISEÑO DE CORTINAS DE GRAVEDAD**

### III. DISEÑO DE CORTINAS DE GRAVEDAD

#### III.1 Análisis de Estabilidad de Cortinas de Gravedad

##### III.1.1 Introducción

El objetivo de un análisis de estabilidad es mantener el equilibrio vertical, horizontal y rotacional de la cortina. Para poder realizar un análisis de estabilidad es necesario definir modos de falla y planos de debilidad a partir de las condiciones del sitio, resistencia de los materiales y fuerzas de subpresión. Según el manual del U.S.A.C.E. (EM 1110-2-2100, 2005) para asegurar la estabilidad de una cortina es necesario cumplir con los siguientes puntos:

- Proveer de un adecuado factor de seguridad en contra de la falla por deslizamiento en todos los posibles planos de falla.
- Proveer de límites específicos en la magnitud de los esfuerzos en la cimentación.
- Proveer de límites permisibles la ubicación de la fuerza resultante en cualquier plano.
- Proveer de un adecuado factor de seguridad contra flotación.

Aún y cuando se cumpla con los requisitos antes mencionados, no siempre se puede asegurar que la estructura no falle. La cortina podría perder su estabilidad si se presentara erosión o tubificación en la cimentación o si la resistencia del material es insuficiente para soportar las cargas a las que está sometida. La estabilidad es solo uno de los requisitos necesarios para garantizar el comportamiento estructural de la cortina.

Dependiendo del nivel del embalse en el momento que se presente el sismo, los ciclos de movimiento pueden generar grietas en el talón, en la punta y en la parte de la discontinuidad de la cortina. La propagación de estas grietas puede provocar planos de falla en los que se podría presentar el deslizamiento o el volteo de una sección de la cortina. Aunque es complicado que se presenten fallas por volteo en cortinas de gravedad gracias al efecto de cuña, las fallas por deslizamiento pueden provocar deformaciones permanentes que las lleven al colapso. En consecuencia, es esencial realizar un análisis de estabilidad para estos sucesos.

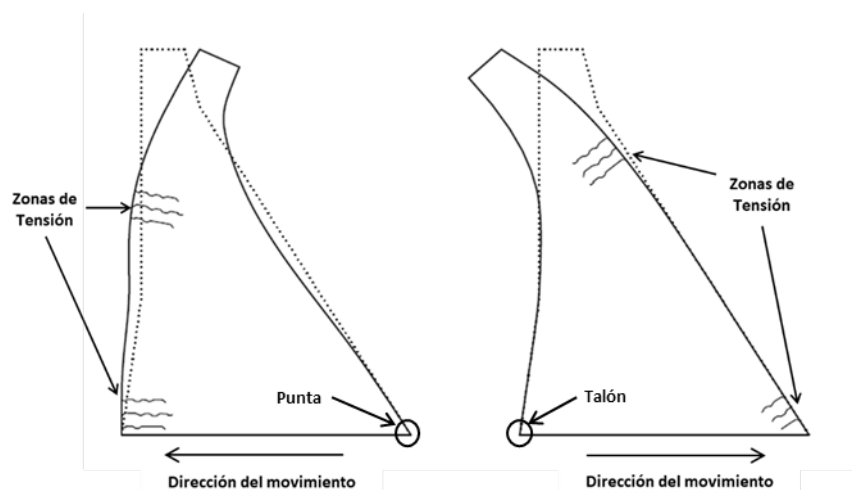


Figura III.1. Cortina de gravedad sujeta a los efectos cíclicos de un sismo.

### III.1.2 Casos de Carga para Cortinas de Gravedad

Según el U.S.A.C.E. (EM 1110-2-2100, 2005) las condiciones de carga a las que puede ser sometida una estructura durante su vida útil se puede clasificar en tres categorías:

○ *Usual*

Se refiere a cargas y condiciones de carga que están relacionadas al funcionamiento primario de la estructura y se espera que ocurran con frecuencia durante la vida útil de la estructura. Un evento usual es común que ocurra y se espera que la estructura se comporte dentro del rango elástico. La probabilidad de ocurrencia anual de este tipo de eventos es mayor o igual a 0.10.

○ *Inusual*

Se refiere a casos de carga y condiciones de carga cuya ocurrencia es poco frecuente. Dentro de estas condiciones de carga están asociadas a las condiciones temporales de construcción. Para un evento inusual es aceptable esperar un comportamiento no lineal de la estructura y que los daños ocasionados sean requieran reparaciones menores. La probabilidad anual de ocurrencia de un evento inusual es menor a 0.10 pero mayor a 0.0033.

○ *Extrema*

Se refiere a eventos que cuya ocurrencia es altamente improbable y están asociados a condiciones de emergencia. Dentro de estos eventos se encuentran impactos, explosiones y desastres naturales debido a sismos y avenidas cuyos periodos de retorno exceden la vida económica de la estructura. Los eventos extremos también pueden ocurrir cuando existe la combinación de casos inusuales. Durante estos eventos se espera que la estructura sufra daños sin que suceda una falla catastrófica, aunque esto lleve a reparaciones mayores o la demolición y construcción de una nueva estructura. La probabilidad anual de ocurrencia de este tipo de eventos es menor a 0.0033.

De acuerdo al manual de Diseño de Cortinas de Gravedad del U.S.A.C.E. (EM 1110-2-2200, 1995) existen 7 casos de carga las cuales se enlistan en la tabla III.1

Tabla III.1. Condiciones de carga para cortinas de gravedad

Caso de Carga	Descripción	Clasificación
1	Construcción	Inusual
2	NAMO	Usual
3	Nivel de Aguas Inusual	Inusual
4	Construcción con OBE	Extrema
5	Nivel Medio de Embalse y OBE	Inusual
6	Nivel Medio de Embalse y MDE	Extrema
7	NAME	Extrema

Donde *NAMO* es el nivel máximo de aguas ordinarias; *OBE* es el sismo de operación base, cuya probabilidad de ocurrencia es de un 50% durante la vida útil del proyecto; *MDE* es el sismo máximo de diseño, que se refiere al sismo máximo creíble en la zona del proyecto; y *NAME* es el nivel de aguas máximas extraordinarias.

A continuación, se enlistan las de carga para cada caso:

1) *Caso 1 – Construcción*

- Peso propio de la cortina completa



- Sin empujes hidrostáticos aguas arriba y aguas abajo
- 2) *Caso 2 – NAMO*
- Empuje hidrostático a nivel de NAMO aguas abajo
  - Empuje hidrostático aguas arriba a su nivel correspondiente
  - Subpresión
  - Empuje de azolves
- 3) *Caso 3 – Nivel de Aguas Inusual*
- Empuje hidrostático a un nivel de embalse correspondiente a un periodo de retorno de 300 años
  - Empuje hidrostático aguas arriba a su nivel correspondiente
  - Subpresión
  - Empuje de azolves
- 4) *Caso 4 – Construcción con OBE*
- Aceleración horizontal en dirección aguas abajo correspondiente al OBE
  - Aceleración horizontal en dirección aguas arriba correspondiente al OBE
  - Fuerzas de inercia en la cortina
  - Sin empujes hidrostáticos aguas arriba y aguas abajo
- 5) *Caso 5 – Nivel Medio de Embalse y OBE*
- Aceleración horizontal en dirección aguas abajo correspondiente al OBE
  - Fuerzas de inercia
  - Empuje hidrodinámico del embalse en dirección aguas abajo
  - Empuje hidrostático a nivel medio del embalse durante un año
  - Empuje hidrostático aguas arriba a su nivel correspondiente
  - Subpresión pre-sísmica
  - Empuje de azolves
- 6) *Caso 6 – Nivel Medio de Embalse y MDE*
- Aceleración horizontal en dirección aguas abajo correspondiente al MDE
  - Fuerzas de inercia
  - Empuje hidrodinámico del embalse en dirección aguas abajo
  - Empuje hidrostático a nivel medio del embalse durante un año
  - Empuje hidrostático aguas arriba a su nivel correspondiente
  - Subpresión pre-sísmica
  - Empuje de azolves
- 7) *Caso 7 – NAME*
- Empuje hidrostático a nivel de NAME aguas abajo
  - Empuje hidrostático aguas arriba a su nivel correspondiente
  - Subpresión
  - Empuje de azolves

### III.1.3 Deslizamiento

Como se mencionó anteriormente la falla por deslizamiento puede ocurrir a lo largo de las juntas constructivas, de las secciones agrietadas, de la interfaz suelo-estructura, de los planos de debilidad a lo largo de la roca del desplante de la presa o la combinación de cualquiera de estas. Los desplazamientos permanentes debido al deslizamiento en juntas constructivas pueden ayudar a reducir los desplazamientos permanentes en la interfaz suelo-estructura, siempre y cuando estén dentro de los límites permisibles. En una cortina en donde las juntas de los bloques son tan resistentes como el concreto, la respuesta por deslizamiento se presentará en los planos de falla de la cimentación

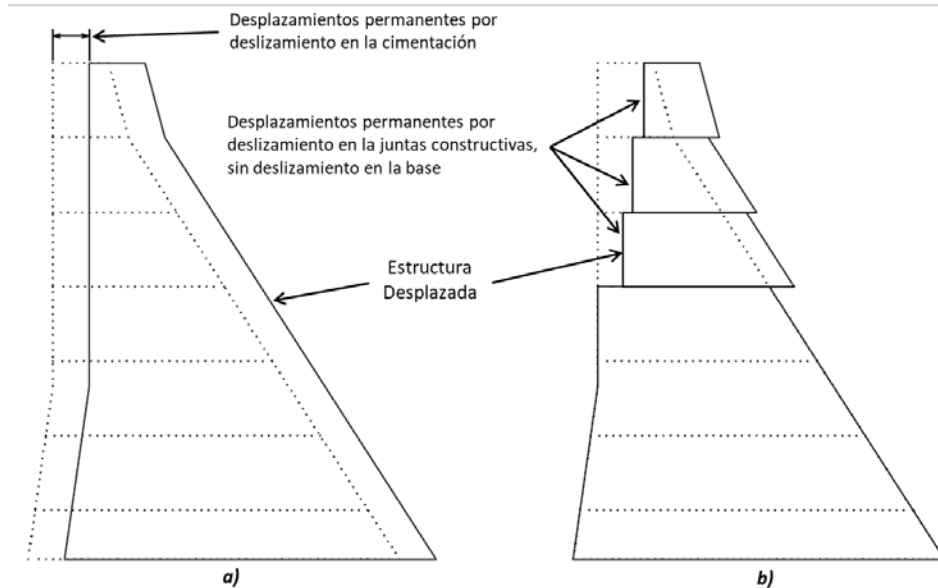


Figura III.2. Deslizamiento permanente en cortinas de gravedad, a) juntas igual de resistentes como el concreto, b) juntas menos resistentes que el concreto.

La estabilidad por deslizamiento de una cortina de gravedad está dado por la resistencia a corte del material de desplante y representa el aspecto más complejo de un análisis de estabilidad, especialmente cuando la cimentación se encuentra agrietada o cuando la resistencia del material a cortante varía de un punto otro.

Esta resistencia se evalúa a través del método de equilibrio límite con el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb para materiales con falla frágil (REFERENCIA). La ecuación que define la envolvente de falla del material a corte según el criterio antes mencionado es la siguiente:

$$\tau_R = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad III.1.1$$

Donde  $\tau_R$  es el esfuerzo resistente a corte del material de la sobre el que se apoya la estructura;  $\sigma$  es el esfuerzo actuante normal a la superficie de falla;  $\varphi$  es el ángulo de fricción del material de apoyo; y  $c$  es la fuerza de cohesión del material sobre el cual se desplanta el cuerpo de análisis.

El método de equilibrio límite establece que la cortina presentará deslizamiento cuando la suma de fuerzas actuantes perpendiculares al plano de falla sea mayor que el cortante resistente del material de desplante, es decir:

$$V_A \geq N \cdot \tan \varphi + c \cdot L \quad \text{III.1.2}$$

Donde  $V_A$  es la suma de las fuerzas actuantes perpendiculares al plano de falla;  $N$  son las fuerzas normales actuando sobre la superficie de falla; y  $L$  es la longitud de la cimentación en contacto con el material de apoyo.

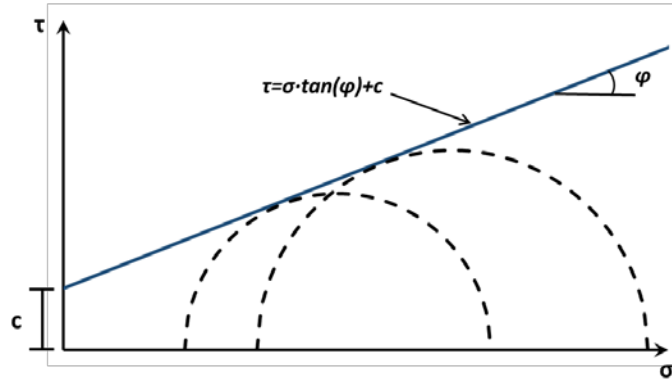


Figura III.3. Envoltura de falla, criterio Mohr-Coulomb.

#### III.1.4 Volteo

Como se mencionó anteriormente, la inestabilidad por volteo en cortinas de gravedad es poco probable debido a la acción de la cuña de presión. Sin embargo, es necesario incluir el análisis por volteo en el análisis de estabilidad debido a los efectos de los esfuerzos producidos en el material de desplante y como estos pueden impactar en la revisión de otros modos de falla.

Para el análisis de la estabilidad por volteo se calculan los momentos actuantes y los momentos resistentes que actúan alrededor del centroide de la base de la estructura en contacto con el material de desplante. Una vez que se calcula el momento resultante se obtiene la distribución de esfuerzos en la base idealizando linealmente su distribución a todo lo largo del contacto entre la superficie de falla y la estructura. A partir de esta idealización se pueden obtener los esfuerzos actuantes con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot x}{I} \quad \text{III.1.3}$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo actuante normal a la superficie de falla;  $N$  es la fuerza resultante actuante normal a la superficie de falla;  $A$  es el área de la superficie en contacto;  $M$  es el momento resultante actuante alrededor del centroide de la superficie de falla;  $x$  es la distancia del centroide al punto donde se presenta el esfuerzo calculado, donde la alternancia del signo depende de la dirección a partir del centroide; e  $I$  es el momento de inercia. Donde el símbolo positivo en el cálculo de los esfuerzos representa un esfuerzo a tensión y el signo negativo un esfuerzo a compresión.

Dado que los análisis de cortinas de gravedad se pueden idealizar haciendo un modelo bidimensional se puede simplificar la ecuación III.1.3 considerando el ancho de análisis como un valor unitario. Haciendo esta simplificación la ecuación III.1.3, se puede reescribir como:

$$\sigma(x) = \frac{N}{L} \pm \frac{12 \cdot M \cdot x}{L^3} \quad \text{III.1.4}$$

Donde el cálculo de los esfuerzos queda en función únicamente de la posición de  $x$ .

De la ecuación III.1.4 se pueden deducir que tanto el esfuerzo máximo como el mínimo presente a lo largo de la superficie de falla se pueden obtener sustituyendo el valor de  $x$  por la distancia del centroide al extremo de la base. Por lo que para el cálculo de los esfuerzos en los extremos se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L} + \frac{6 \cdot M}{L^2} \quad \text{III.1.5}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L} - \frac{6 \cdot M}{L^2} \quad \text{III.1.6}$$

Según el U.S.A.C.E. (EM 1110-2-2200, 1995) para que el diseño de una cortina de gravedad pueda considerarse como seguro ante volteo deberá presentar esfuerzos a compresión a lo largo de la toda la superficie de contacto para casos de carga usuales (ver figura III.4).

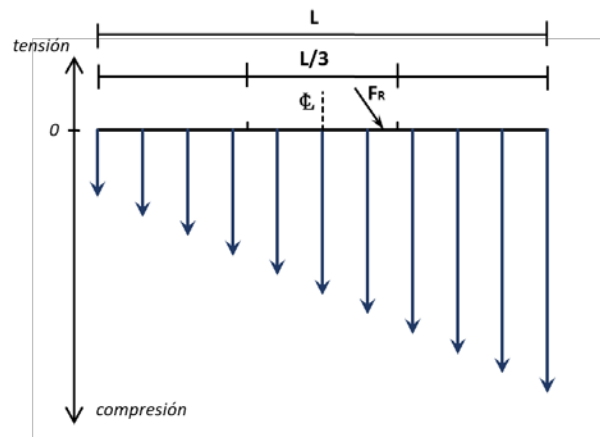


Figura III.4. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas usuales.

Para casos de carga inusuales, la fuerza resultante del análisis de estabilidad contra volteo deberá permanecer en la zona media de la base para asegurar que no se presenten esfuerzos a tensión (ver figura I.5).

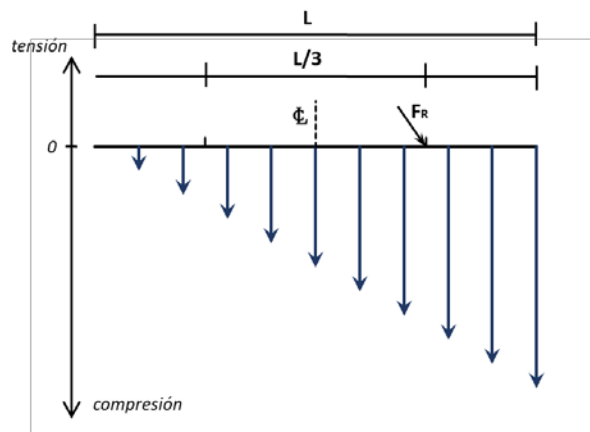


Figura III.5. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas inusuales.

En casos de carga extremos, el criterio establece que la estructura cumple con el diseño cuando la fuerza resultante se encuentra dentro de la base, de tal forma que, si se presentan esfuerzos a tensión, estos no superen la resistencia a tensión del material de desplante (Ver Figura I.6).

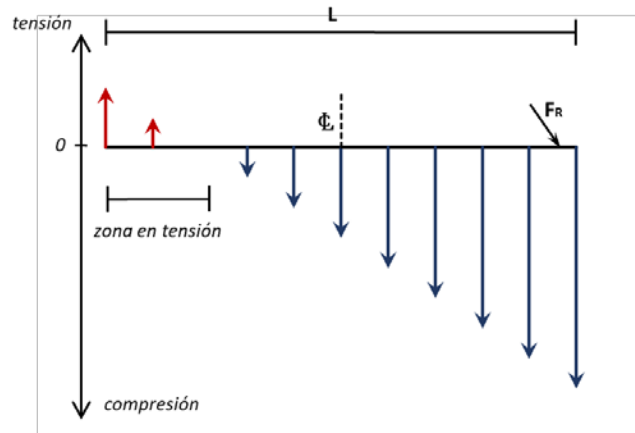


Figura III.6. Diagrama de esfuerzos para casos de cargas extremas.

Cuando se revisan estructuras existentes se pueden presentar condiciones de carga en los cuales las tensiones en la superficie de falla superan la resistencia del material. Si se presentan estos casos se tiene que hacer el análisis de estabilidad con el método de propagación de grieta. Este método es iterativo y consiste en proponer una longitud de grieta en la zona de tensión, para disminuir la superficie de contacto de la estructura con el material de desplante. Esto provoca que el centroide de la zona de apoyo se desplace y por lo tanto se tengan que recalcular el momento resistente. Las iteraciones concluyen cuando se encuentra una longitud agrietada que provoque que los esfuerzos actuantes de tensión sean menores a la resistencia de tensión del material.

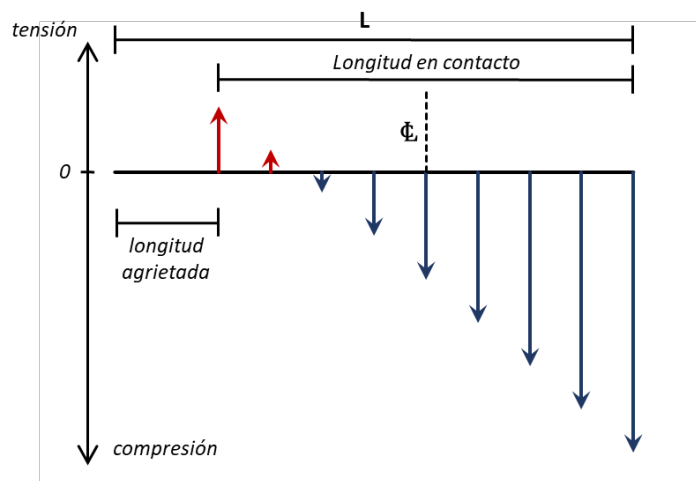


Figura III.7. Distribución de esfuerzos con método de propagación de grieta.

La aparición de grietas no significa que la estructura vaya a fallar. Sin embargo, la pérdida de superficie contacto de la estructura con el material de desplante tiene especial relevancia principalmente para el análisis de estabilidad contra deslizamiento ya que influye en el cálculo de la resistencia a corte del material de apoyo. Otro aspecto en donde es importante considerar la longitud de grieta en la zona de apoyo de la estructura es para calcular las fuerzas de supresión actuantes, este tema se trata en el apartado III.1.4.

### III.1.5 Flotación

Este modo de falla ocurre cuando la fuerza neta de flotación, producida por la subpresión, excede la suma de las fuerzas debido al peso de la estructura, al peso del agua contenida en la estructura y otras sobre cargas que puedan estar actuando sobre la estructura.

Las fuerzas de flotación que se producen en la base de la estructura tienen un efecto importante en su estabilidad. Al disminuir estas, la seguridad contra deslizamiento, volteo y flotación puede aumentar considerablemente. Existen varias formas de mitigar los efectos ocasionados por la subpresión dentro de los cuales destacan:

- La colocación de drenes en la cimentación
- Galerías de drenaje
- Pantallas impermeables

Las subpresión es un fenómeno que se presenta debido al flujo que viaja a través del material de cimentación. Por esta razón para poder calcular las fuerzas debidas a este fenómeno se pueden utilizar los métodos de redes de flujo o elemento finito. Sin embargo, en la actualidad no existe un método que nos brinde la certeza de las fuerzas de subpresión generadas a través de roca fracturada o fallas. La única forma de obtener estas fuerzas es a través de mediciones con celdas de presión en la cimentación.

El U.S.A.C.E en su manual para el diseño de presas a gravedad (EM 1110-2-2200, 1995) propone un método conservador para obtener la carga de subpresión. Las fuerzas son calculadas en función de la ubicación de las galerías de drenaje, la efectividad de los drenajes, la longitud de la base y los niveles del agua aguas arriba y aguas abajo. Este método permite emplear el método de propagación de grieta y dependiendo de la longitud de la fisura en la base, la distribución de las fuerzas de subpresión se modificará.

Para determinar el diagrama de subpresiones en la base a través del método del U.S.A.C.E. es necesario elegir uno de los casos siguientes y emplear la ecuación específica para cada caso.

Sin agrietamiento en la base ( Figura III.8)

- Cuando  $H_4 > H_2$

$$H_3 = K \cdot \left[ (H_1 - H_2) \cdot \frac{(L-X)}{L} + H_2 - H_4 \right] \quad III.1.7$$

- Cuando  $H_4 < H_2$

$$H_3 = K \cdot (H_1 - H_2) \cdot \frac{(L-X)}{L} + H_2 \quad III.1.8$$

- Sin agrietamiento en la base cuando  $x \leq 0.05 H_1$  ( Figura III.9)

- Cuando  $H_4 > H_2$

$$H_3 = K \cdot (H_1 - H_4) + H_4 \quad III.1.9$$

- Cuando  $H_4 < H_2$

$$H_3 = K \cdot (H_1 - H_2) + H_2 \quad III.1.10$$

- Con agrietamiento en la base y  $T < X$  (ver Figura III.10)

- Cuando  $H_4 > H_2$

$$H_3 = K \cdot \left[ (H_1 - H_2) \cdot \frac{L-X}{L-T} + H_2 - H_4 \right] + H_4 \quad \text{III.1.11}$$

- Cuando  $H_4 < H_2$

$$H_3 = K \cdot (H_1 - H_2) \cdot \frac{L-X}{L-T} + H_2 \quad \text{III.1.12}$$

- Con agrietamiento en la base y  $T > X$  (ver Figura III.11)

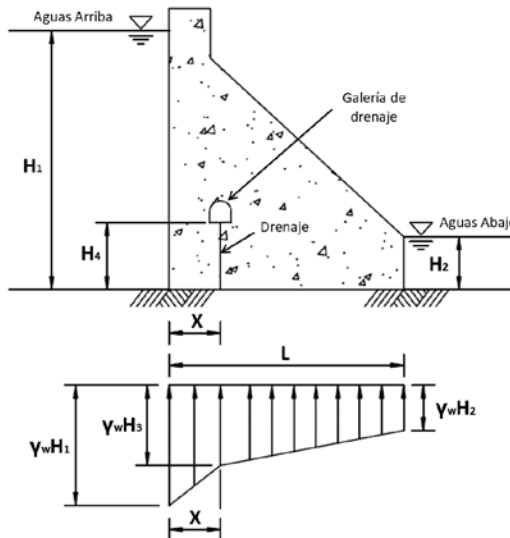


Figura III.8. Diagrama de presiones en la base (sin agrietamiento).

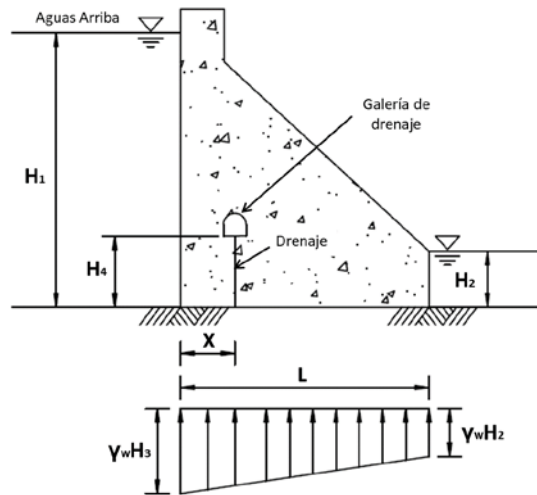


Figura III.9. Diagrama de presiones en la base cuando  $x \leq 0.05 H_1$  (sin agrietamiento).

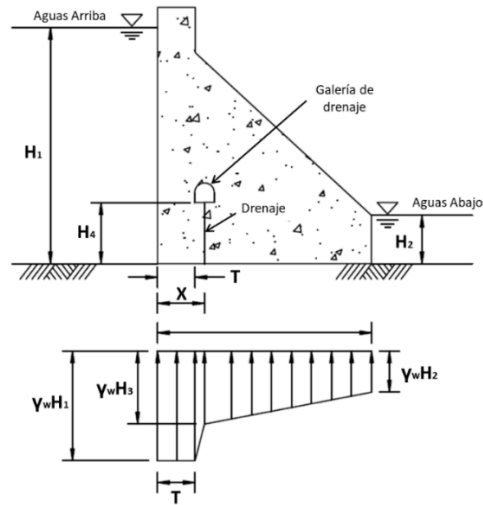


Figura III.10. Diagrama de presiones en la base (con agrietamiento).

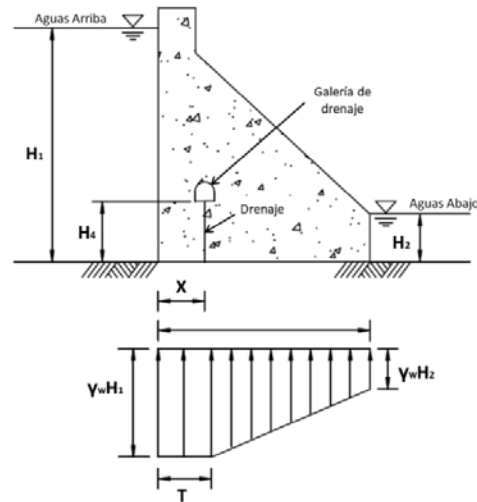


Figura III.11. Diagrama de presiones en la base cuando  $X < T$  (con agrietamiento).

Donde  $K$  se obtiene de:

$$K = 1 - E \quad \text{III.1.13}$$

$E$  es la efectividad de los drenes expresada en forma decimal;  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua; y  $T$  es la longitud agrietada en la base.

En caso de emplear el modelo de propagación de grieta es necesario hacer la actualización de la fuerza de subpresión dependiendo de la longitud de grieta calculada en la cual se encuentre en equilibrio la estructura. Esto no aplica cuando se revisa la estabilidad en caso de sismo ya que al tratarse de un evento de corta duración las redes de flujo a través del material no alcanzan a desarrollarse de tal forma que las nuevas presiones no se presentan durante el evento. Para la revisión por sismo se usará la distribución de presiones que se presentaba antes del evento y, en caso de que la grieta se haya propagado, se actualizará el diagrama de presión para la revisión de estabilidad post-sismo.



## **III.2 Análisis Sísmico de Cortinas de Gravedad**

### **III.2.1 Introducción**

Como se mencionó anteriormente, existen varias formas para evaluar la respuesta dinámica de cortinas de gravedad durante un sismo:

- Coeficiente sísmico
- Espectro de diseño
- Análisis en el dominio del tiempo

Según el manual del U.S.A.C.E. (EM 1110-2-6053, 2007), la evaluación de estructuras ante cargas sísmicas deberá realizarse por fases, incrementando la complejidad del análisis.

El actual estado del arte para evaluar las cargas sísmicas sobre una cortina son los análisis en el dominio del tiempo con modelos lineales y no lineales. Estos modelos contemplan la interacción dinámica entre la estructura, el fluido y suelo.

Los modelos analizados con los métodos de espectro de diseño también pueden construirse para considerar la interacción dinámica estructura-fluido-suelo. Sin embargo, a diferencia de los métodos en el dominio del tiempo, no consideran la naturaleza oscilatoria de la excitación dinámica.

El método de coeficiente sísmico, aunque no considera la interacción dinámica entre la estructura, fluido y suelo, es aceptado como un método semi-empírico para determinar las fuerzas sísmicas y determinar si es necesario considerar análisis dinámicos de la estructura. Tanto los métodos de espectro de diseño como los métodos en el dominio del tiempo consideran la flexibilidad de la cortina y de su cimentación para determinar las fuerzas actuantes a diferencia del método de coeficiente sísmico el cual considera que el cuerpo de la cortina tiene la misma rigidez que el suelo.

Las presas de gravedad convencionales están construidas como monolitos separados por juntas de contracción transversales. Orientadas de forma normal al eje de la presa, estas juntas verticales se extienden desde la cimentación hasta la cresta de cortina. Para las amplitudes del movimiento esperadas durante sismos fuertes, las fuerzas cortantes transmitidas por las juntas de contracción son pequeñas comparadas con las fuerzas de inercia de los monolitos. Por esta condición los monolitos de cortinas de gravedad de gran longitud pueden ser evaluadas tomando como base un modelo bidimensional.

A continuación, se describen las características y diferentes consideraciones entre los métodos empleados en este trabajo de tesis.

### **III.2.2 Método de Coeficiente Sísmico**

Se usa tradicionalmente para evaluar la estabilidad de estructuras. En este método las cargas sísmicas se consideran como fuerzas estáticas y se combinan con las fuerzas hidrostáticas, subpresión, empuje de azolves y cargas gravitacionales. Las fuerzas inerciales son calculadas como el producto de la masa de la estructura, los efectos dinámicos del empuje de los azolves y la masa añadida del agua por el coeficiente sísmico. Este método no tiene en cuenta la naturaleza oscilatoria de la acción sísmica, por lo que es habitual utilizar un coeficiente sísmico reducido correspondiente a una aceleración sostenida. El manual del U.S.A.C.E. de Diseño y Evaluación por Sismo de Estructuras Hidráulicas de Concreto (EM 1110-2-6053, 2007) considera la magnitud de este

coeficiente como 2/3 de la aceleración pico del suelo expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad.

$$k_h = \frac{2}{3} \cdot PGA \quad III.2.1$$

Donde  $k_h$  es el coeficiente de aceleración horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad; y  $PGA$  es la aceleración pico del suelo definido como la amplitud máxima de la aceleración de suelo durante un evento sísmico. En términos de la respuesta estructural,  $PGA$  representa el valor pico de un sistema de un grado de libertad con rigidez infinita con un periodo natural igual a cero.

Al representar los efectos del movimiento del suelo por fuerzas laterales estáticas, el método de coeficiente sísmico no contempla las características dinámicas de la interacción agua-estructura o las características de la excitación. Debido a estas limitaciones este método solo da buenos resultados cuando se considera a la estructura como un cuerpo rígido.

Para este método las fuerzas inerciales de la cortina son calculadas como el producto del peso de la estructura por el coeficiente de aceleración horizontal.

$$F_h = k_h \cdot W_D \quad III.2.2$$

Donde  $F_h$  es la componente horizontal de las fuerzas inerciales actuando en el centro de masa de la estructura; y  $W_D$  es el peso total de la estructura. En casos donde la componente vertical de las fuerzas inerciales tenga trascendencia, se puede emplear una ecuación similar para el cálculo de estas.

Durante un evento sísmico, el fluido que se encuentra sobre el suelo y que está en contacto con la estructura aumentará las fuerzas actuantes sobre la misma. El fluido que está en contacto con la cortina, así como el que se encuentra dentro de ella altera sus propiedades dinámicas aumentando su periodo fundamental y modificando sus formas modales. En el método de coeficiente sísmico el efecto hidrodinámico del agua se aproxima utilizando el método de Westergaard (1931).

$$P_E = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad III.2.3$$

Donde  $P_E$  es la fuerza hidrodinámica;  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua; y  $h$  es la profundidad del agua. La fuerza esta aplicada al 0.4 de la altura del tirante de agua medido desde el fondo del embalse.

### III.2.3 Método Pseudo-Dinámico Simplificado (Fenves & Chopra, 1987)

Asumiendo que la respuesta predominante de una cortina de gravedad es el primer modo de vibrar se pueden emplear métodos de fuerzas laterales equivalentes, usado comúnmente para el diseño de edificios, para determinar las fuerzas sísmicas actuantes en cortinas de gravedad. Las fuerzas máximas de un sismo sobre una cortina de gravedad se pueden representar por cargas laterales equivalentes con el método simplificado propuesto por Fenves y Chopra (1987). Las fuerzas laterales están asociadas con el periodo fundamental de la estructura y están calculados para incluir la interacción agua-estructura, compresibilidad del agua, absorción del fondo y la interacción suelo-estructura.

El método estandariza las propiedades dinámicas de las cortinas de gravedad reconociendo que su geometría no varía mucho, por lo que este método solamente podrá ser utilizado con bloques de cortina cuya sección no es vertedora. Como se muestra en la Fig. III.12.

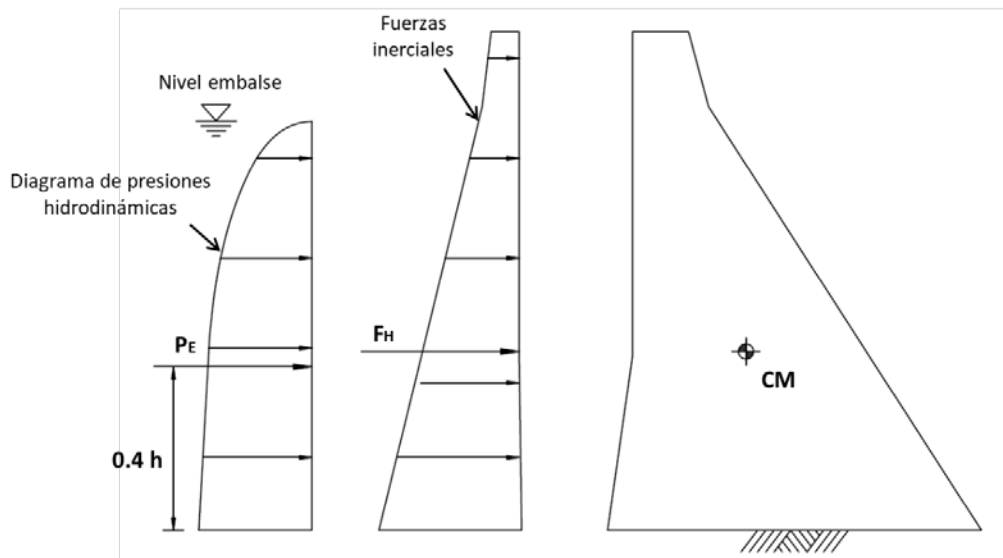


Figura III.12. Diagrama de cuerpo libre de acciones sísmicas para método de coeficiente sísmico.

A diferencia del método de coeficiente sísmico, este método requiere de más parámetros para poder determinar el comportamiento del sistema agua-suelo-estructura. Los parámetros necesarios son:

- *Módulo de elasticidad del concreto de la cortina,  $E_s$ .*

Debe de obtenerse de pruebas de laboratorio, aunque también puede ser estimada por la resistencia de diseño del concreto.

- *Amortiguamiento viscoso de la cortina con el embalse vacío,  $\zeta_1$ .*

El rango de valores registrados y calculados durante sismos de la fracción del amortiguamiento viscoso para la pura cortina se encuentra entre el 1% y el 3%. Es válido seleccionar un valor entre este intervalo cuando no se tienen datos de la presa

- *Altura de la cortina,  $H_s$ .*

Se considera como la distancia entre el fondo del embalse y la cresta de cortina de la sección de estudio.

- *Módulo de elasticidad de la cimentación,  $E_f$ .*

Este valor se deberá obtener a través de exploraciones en el sitio.

- *Constante de amortiguamiento histerética de la roca de cimentación,  $\eta_f$ .*

Este valor se obtiene a través de pruebas de laboratorio. Sin embargo, si no se tienen datos se recomiendan valores entre el rango de 0.02 y 0.06 correspondiente al amortiguamiento viscoso de la cortina entre 1% y 3%.

- *Elevación del embalse,  $H$ .*

Es la distancia medida del fondo del embalse a la superficie libre del agua

- *Coefficiente de refracción de las ondas sobre los materiales del fondo del embalse,  $\alpha$ .*

Puede ser poco práctico saber con exactitud el coeficiente de refracción de ondas ya que no se han desarrollado técnicas para determinar este parámetro debido a que en el fondo del embalse se pueden encontrar una gran variedad de materiales expuestos como roca, depósitos de aluvión y sedimentos. Sin embargo, este valor se puede estimar y se puede redondear al valor más cercano de 1.0, 0.9, 0.75, 0.50, 0.25 y 0.0, la interpolación para este valor no está permitida. Para cortinas recién construidas o presas en donde los depósitos de sedimentos son someros un valor de  $\alpha = 0.90$  o 1.0 está permitido, para presas viejas o donde los depósitos de sedimentos son mayores un valor de  $\alpha = 0.90$  o 0.75 es recomendable. Los valores más grandes de  $\alpha$  darán resultados más conservadores.

- *Espectro de aceleración*

Es necesario definir un espectro de diseño de aceleración horizontal el cual deberá estar construido a partir de los espectros de respuesta de sismos registrados en la zona y escalado al periodo de retorno correspondiente al caso de carga que se va a revisar.

A continuación, se describe la metodología para obtener las fuerzas sísmicas actuantes a través de lo propuesto por Chopra y Fenves.

- 1) Calcular el periodo fundamental de la presa sobre una superficie rígida sin agua en el embalse,  $T_1$ . Para presas de gravedad se emplea la siguiente ecuación:

$$T_1 = 0.38 \cdot H_s / \sqrt{E_s} \quad \text{III.2.4}$$

Donde  $H_s$  es la altura de la cortina en metros;  $E_s$  es el módulo de elasticidad Young en mega-Pascales; y  $T_s$  está en segundos.

- 2) Calcular el periodo fundamental de la presa incluyendo los efectos del agua,  $\tilde{T}_r$ , con la ecuación:

$$\tilde{T}_r = R_r \cdot T_1 \quad \text{III.2.5}$$

Donde  $R_r$ , es un parámetro estandarizado que está en función de  $E_s$  y de la relación entre la elevación del embalse y la altura de la cortina,  $H/H_s$ .

- 3) Calcular el parámetro  $R_w$  a partir de la ecuación

$$R_w = T_r^1 / \tilde{T}_r \quad \text{III.2.6}$$

Donde  $T_r^1$  se obtiene a partir de la ecuación:

$$T_r^1 = H/C \quad \text{III.2.7}$$

En Donde  $C$ , es la velocidad de las ondas de presión en el agua cuyo valor es 1440 m/s.

- 4) Calcular el periodo fundamental de la cortina incluyendo la interacción agua-suelo-estructura,  $\tilde{T}_1$ , con la ecuación:

$$\tilde{T}_1 = R_r \cdot R_f \cdot T_1 \quad \text{III.2.8}$$

Donde  $R_f$ , es un parámetro estandarizado que está en función de la relación entre los módulos de elasticidades del concreto y de la roca de cimentación,  $E_s/E_f$ .

5) Calcular el amortiguamiento de la cortina  $\tilde{\zeta}_1$  de la ecuación

$$\tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_r} \cdot \frac{1}{(R_f)^3} \cdot \zeta_1 + \zeta_r + \zeta_f \quad III.2.9$$

6) Determinar el diagrama de presiones hidrodinámicas  $gp(y)$  el cual está en función del parámetro  $R_w$ , calculado con la ecuación III.2.5, la relación  $H/H_s$  y el coeficiente de refracción  $\alpha$ .

7) Calcular la masa generalizada  $\tilde{M}_1$  con la ecuación:

$$\tilde{M}_1 = R_r^2 \cdot M_1 \quad III.2.10$$

Donde  $M_1$  se calcula con la ecuación:

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \cdot \varphi_1^2(y) dy \quad III.2.11$$

Donde el  $w_s(y)$  es el peso de la estructura por unidad de altura;  $\varphi_1(y)$  es la primer forma modal; y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

8) Calcular el coeficiente de fuerza sísmica generalizada  $\tilde{L}_1$  a partir de la ecuación:

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{g} \cdot F_{st} \cdot \left( \frac{H}{H_s} \right)^2 \cdot A_p \quad III.2.12$$

Donde  $L_1$  se calcula con:

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \cdot \varphi_1(y) dy \quad III.2.13$$

9) Calcular la fuerza lateral equivalente asociadas al periodo fundamental de vibrar  $f_1(y)$  de la ecuación:

$$f_1(y) = \tilde{\Gamma}_1 \cdot \frac{A(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)}{g} \cdot [w_s(y) \cdot \varphi_1(y) + gp(y, \tilde{T}_1)] \quad III.2.14$$

En donde  $A(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)$ , es la pseudoaceleración del espectro de diseño correspondiente al periodo  $\tilde{T}_1$  y con un amortiguamiento  $\tilde{\zeta}_1$  y  $\tilde{\Gamma}_1$  se calcula a partir de:

$$\tilde{\Gamma}_1 = \tilde{L}_1 / \tilde{M}_1 \quad III.2.15$$

En la figura I.13 se muestra los diagramas de presiones laterales equivalentes, debido a la masa de la cortina y al empuje hidrodinámico del agua, asociados al modo fundamental de la cortina.

10) Calcular las fuerzas laterales equivalentes asociadas a los modos superiores de vibración de la estructura con la ecuación:

$$f_{sc}(y) = \frac{a_g}{g} \cdot \left\{ w_s(y) \cdot \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \cdot \varphi_1(y) \right] + \left[ gp_0(y, \tilde{T}_1) - \frac{B_1}{M_1} \cdot w_s(y) \cdot \varphi_1(y) \right] \right\} \quad III.2.16$$

Donde  $a_g$  es la aceleración pico del terreno (PGA);  $gp_0(y, \tilde{T}_1)$  es el valor de la presión hidrodinámica independiente de la frecuencia; y  $B_1$  es la porción de  $p_0$  que actúa en el periodo fundamental de vibrar y se calcula como:

$$B_1 = 0.20 \cdot F_{st}/g \cdot (H/H_s)^2 \quad \text{III.2.17}$$

Donde  $F_{st}$  es la fuerza hidrostática total sobre la cortina.

En la figura I.14 se muestra los diagramas de presiones laterales equivalentes, debido a la masa de la cortina y al empuje hidrodinámico del agua, asociados a los modos superiores de la cortina.

- 11) Se combinan la respuesta con la regla de combinación de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) que se representa con la siguiente ecuación.

$$f_t = \pm \sqrt{f_1^2 + f_{sc}^2} \quad \text{III.2.18}$$

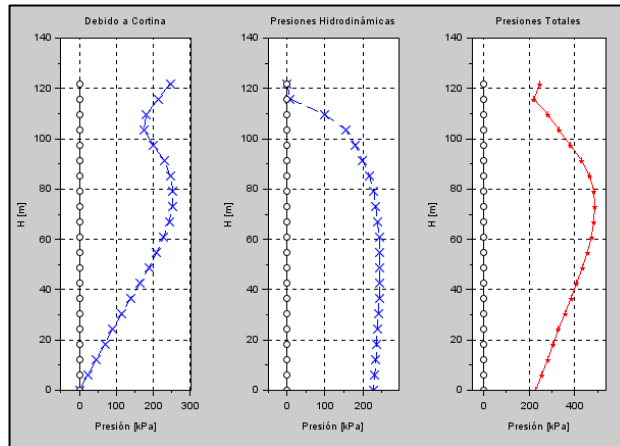


Figura III.13. Diagrama de presiones laterales equivalentes asociadas al modo fundamental.

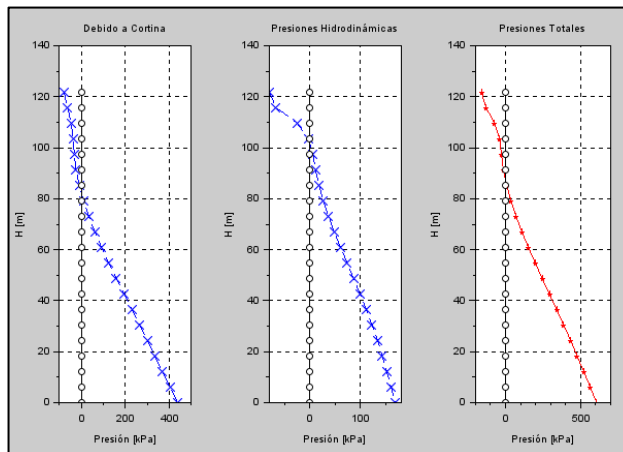


Figura III.14. Diagrama de presiones laterales equivalentes asociados a los modos superiores.

### III.2.4 Análisis Sísmico En el Dominio del Tiempo

Los análisis sísmicos en el dominio del tiempo son realizados para evitar las limitaciones de los métodos espectrales y para tomar en consideración la respuesta instantánea de la estructura, así como incluir en el análisis de mejor manera los efectos de la interacción suelo-estructura y la interacción fluido-estructura. El análisis toma como valores de entrada los registros de aceleración

en el dominio del tiempo que caracterizan muchos de los aspectos del movimiento del terreno como son la duración y el número de ciclos.

El modelo bidimensional de una cortina de gravedad para un análisis en el dominio del tiempo consiste en una sección monolítica de la cortina apoyada sobre un bloque flexible que representa la cimentación y el agua del embalse. Normalmente se toma en consideración el monolito de mayor altura de la cortina utilizando modelos computacionales de elemento finito.

La flexibilidad de la cimentación se modela considerando una región del terreno. Dentro del modelo computacional de elemento finito, a la porción del modelo que simula la cimentación, se le añaden las propiedades mecánicas del material de desplante. No se considera el peso del material para que la masa de esta porción de terreno no influya en la obtención de las propiedades dinámicas de la estructura. La profundidad y la dimensión horizontal para considerar en el análisis de esta porción de terreno tienen que ser por lo menos igual a la altura de la cortina. Los nodos en la base de la malla de se restringen los grados de libertad vertical y horizontal, y a los nodos laterales se restringe el grado de libertad vertical.

El agua del embalse se asume como incompresible así que los efectos de la interacción fluido-estructura se pueden representar con masas añadidas equivalentes. Estas masas se pueden obtener por el método generalizado de Westergard (1931). Según este método las fuerzas hidrodinámicas actuantes sobre una cortina, debido a una excitación sísmica, son equivalentes a las fuerzas de inercia del volumen de agua junto a la cortina. Westergaard (1931) propuso una forma parabólica para este cuerpo de agua adosada a la cortina. Estas masas son obtenidas con la siguiente ecuación.

$$m_{ai} = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot \sqrt{H \cdot (H - z_i)} \cdot A_i \quad \text{III.2.19}$$

Donde  $H$  es la profundidad del embalse;  $z_i$  es la altura medida desde la base de la cortina; y  $A_i$  es el área tributaria de la superficie en el punto  $i$ .

En la figura I.15 se muestra la representación gráfica el modelo computacional de elemento finito construido para el análisis en el dominio del tiempo.

En cuanto a las cargas sísmicas, como se mencionó anteriormente, el análisis en el dominio del tiempo utiliza registros aceleración de sismos reales para la obtención de la respuesta del sistema estructural. Estos registros deben ser escalados a los espectros de diseño del sitio. Esto quiere decir que los espectros de respuesta de los registros seleccionados para el análisis deben coincidir con el espectro de diseño del sitio, esto al menos en el rango de periodos donde se excita la mayor cantidad de masa de la estructura.

La respuesta de la estructura en el tiempo se obtiene usando un procedimiento paso a paso de integración numérica aplicando ya sea las ecuaciones de movimiento (método directo) o a las ecuaciones transformadas a coordenadas modales (Bathe & Wilson, 1976). En la forma más eficiente del enfoque de superposición, primero se evalúa la respuesta en el tiempo para cada modo en cada intervalo de tiempo, después las respuestas modales de todos los modos significantes de vibración se combinan para determinar la respuesta dinámica de la estructura. Dentro de los resultados obtenidos a través de los análisis sísmicos en el dominio del tiempo se pueden obtener desplazamientos, velocidades, aceleraciones, esfuerzos y reacciones para cada intervalo de tiempo.

Al ser cada registro sísmico único, para poder realizar el análisis en el dominio del tiempo de una estructura, es necesario considerar varios registros sísmicos. Los sismos deberán ser de trascendencia en el área y de preferencia de zonas cercanas a la estructura. Cuando no se tienen registros de zonas cercanas, está permitido considerar sismos de otras regiones, siempre y cuando se cumpla la condición de que el espectro de respuesta coincida con la zona del espectro de diseño antes mencionada.

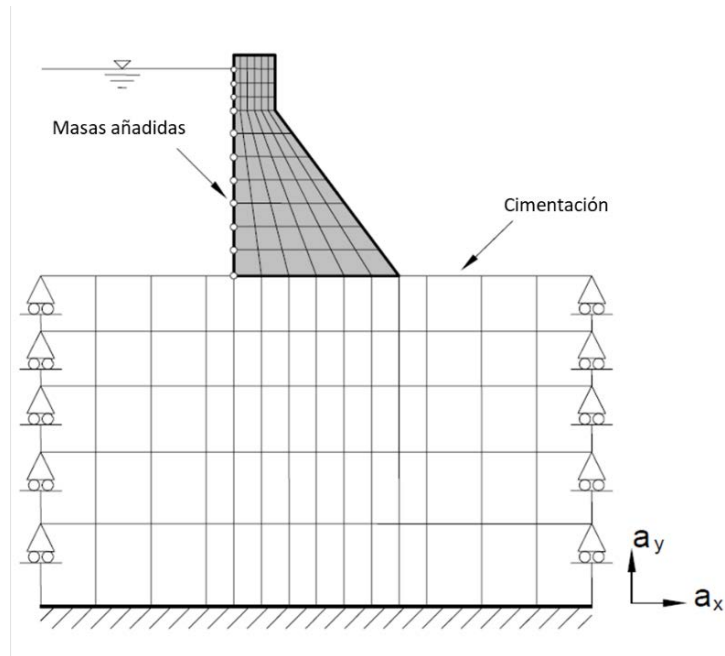


Figura III.15. Modelo de elemento finito para análisis tiempo – historia.



## **CAPÍTULO IV.**

# **MÉTODOS DE CONFIABILIDAD**

## IV. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

### IV.1 Introducción

Uno de los principales objetivos de la ingeniería estructural es proveer de un nivel mínimo de seguridad a las estructuras durante su vida útil. Esta es una tarea difícil ya que existen importantes fuentes de incertidumbre que pueden llevar a un diseño sobrado o escaso. Los métodos de análisis de confiabilidad ofrecen un marco teórico en el cual se pueden considerar estas incertidumbres y con esto poder evaluar la capacidad de los sistemas estructurales o de sus componentes para permanecer en condiciones de operación y seguros durante su ciclo de vida. Como resultado de estos análisis podemos obtener la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, de un sistema o alguno de sus componentes, valores relevantes empleados para cuantificar el riesgo junto con las consecuencias de la falla y la probabilidad de ocurrencia del evento.

Debido a que los métodos de análisis de confiabilidad toman en cuenta de manera rigurosa las incertidumbres envueltas en los análisis de los sistemas, los parámetros que gobiernan dichos análisis son considerados como variables aleatorias. Estas variables aleatorias pueden agruparse dentro de un vector  $X$  donde  $f_x(x)$  es la función de densidad de probabilidad conjunta.

Para los análisis de confiabilidad el espacio  $D$  de variables aleatorias puede dividirse en dos regiones, la región de falla y la región de segura. La región de Falla  $D_f$  está definida por  $D_f=\{X|g(x) < 0\}$  y la región segura está definida por  $D_s=\{X|g(x) > 0\}$  donde  $g(x)$  representa la función de falla. Al límite entre la región de falla y la región segura, cuando  $g(x)=0$ , se le llama superficie límite de falla.

En los casos más simples, la función de falla  $g(x)$  se expresa como una diferencia entre la resistencia  $R(x)$  y la demanda o sollicitación del sistema  $S(x)$ .

$$g(x) = R(x) - S(x) \quad IV.1.1$$

El objetivo de un análisis de confiabilidad es asegurar que  $R(x) > S(x)$ . En problemas de ingeniería estructural  $g(x)$  usualmente es expresado en términos de desplazamientos, deformaciones, esfuerzos, etc. Las funciones de falla pueden estar asociadas a las siguientes condiciones estructurales:

○ *Estado Límite de Servicio:*

Bajo esta condición la falla está relacionada con la pérdida de alguna condición de servicio y que no implica un decaimiento en las condiciones estructurales. La función de falla para un estado límite de servicio se podría expresar de la siguiente manera.

$$g(x) = u_{max} - u(x) \quad IV.1.2$$

En estos casos los valores para  $u_{max}$  pueden ser determinados por reglamentos por lo cual podrían ser considerados como valores deterministas y  $u(x)$  es el desplazamiento en el punto de interés que depende de las variables aleatorias  $X$  (resistencia del material, geometría, cargas, etc.)

○ *Estado Límite de Falla:*

Esta condición describe el estado en el cual las condiciones estructurales son afectadas de tal forma que se puede provocar una falla o el colapso de la estructura. Si el análisis de confiabilidad se

centrara en la resistencia a compresión de una columna la función de falla para el estado límite se podría expresar de la siguiente forma:

$$g(x) = P_R(x) - P_S \quad IV.1.3$$

En donde  $P_R(x)$  es la resistencia a carga axial de la columna que depende de las variables aleatorias  $X$  (resistencia del material, geometría de la sección, etc.) y  $P_S$  es la carga axial actuante, la cual en este ejemplo es considerada como una variable determinista pero también se puede considerar como una variable aleatoria.

De acuerdo con las definiciones anteriores la probabilidad de falla  $P_f$  se puede determinar por:

$$P_f = P[g(x) \leq 0] = \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx_1 \dots dx_n \quad IV.1.4$$

Como se mencionó anteriormente otro de los resultados que se pueden obtener de los análisis de confiabilidad puede ser el índice de confiabilidad  $\beta$ , el índice más usado es el definido por Cornell (1971). El índice de Cornell es la cantidad de desviaciones estándar,  $\sigma_g$ , que existen entre la media de la de la función de falla,  $\mu_g$ , y la superficie límite de falla. Considerando que las distribuciones de cargas y resistencias fueran normales se puede definir gráficamente al índice de confiabilidad de la siguiente manera

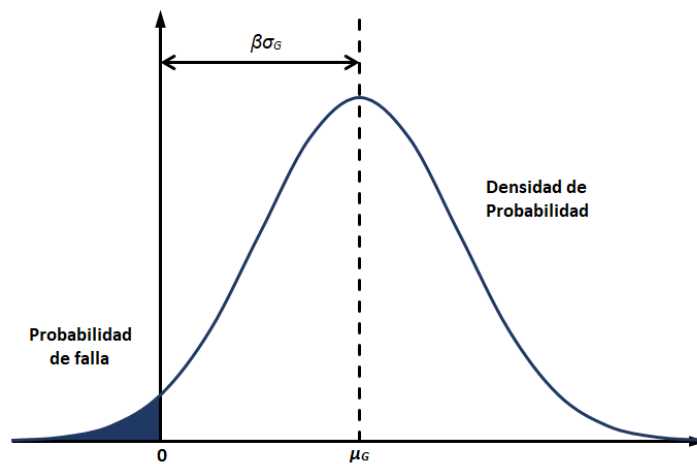


Figura IV.1. Diagrama esquemático de índice de confiabilidad

De la Figura III.16 se puede deducir que de forma general el índice de confiabilidad de Cornell se puede obtener como:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad IV.1.5$$

Los valores permitidos para considerar una estructura como segura varían de acuerdo con la importancia de la estructura y las consecuencias de su posible falla.

Hay dos pasos importantes que considerar dentro de los análisis de confiabilidad, el primero es identificar y analizar la incertidumbre de contribución de cada factor y el segundo es combinar las incertidumbres de las variables aleatorias para determinar la confiabilidad general de la estructura (Marengo, 2010). El segundo paso, a su vez, tiene dos maneras de proceder:

- 1) Directamente, combinando las incertidumbres de todas las variables.

- 2) Separadamente, combinando las incertidumbres de las variables pertenecientes a diferentes subsistemas para evaluar primero las confiabilidades de los diferentes subsistemas o componentes y, a continuación, combinando las confiabilidades de los subsistemas o componentes para obtener la confiabilidad global de la estructura.

Para el análisis de presas generalmente se emplea la segunda forma debido a la complejidad de los subsistemas y componentes que integran dichas obras. Este estudio se enfoca al análisis de confiabilidad de un subsistema (falla por deslizamiento ante cargas sísmicas) es por esto que para obtener la confiabilidad global de una cortina de gravedad habría que considerar la confiabilidad de otros subsistemas (hidrológico, estructural y geotécnico).

Para este estudio se emplearon los métodos de confiabilidad de Estimación Probabilística propuesta por Rosenblueth (EP), Método Avanzado de Primer Orden del Segundo Momento (AFOSM) propuesto por Hasofer y Lind (1974) utilizando la transformación propuesta por Rackwitz y Fiessler (1976) para la transformación de variables aleatorias no normales a variables aleatorias normales equivalentes, el Método de Simulación de Monte Carlo (MC) y el Método de Superficie de Respuesta (RSM). En este capítulo se describirán los métodos antes mencionados.

#### IV.2 Método de Estimación Puntual

El método de estimación puntual permite estimar los tres primeros momentos de una función de variables aleatorias de las cuales se conocen los tres primeros momentos. Este método aproxima los dos primeros momentos de  $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x)$  mediante la discretización de las funciones de probabilidad de las variables aleatorias. Esta discretización se realiza mediante dos puntos, donde se concentra la probabilidad, de modo que la suma de las probabilidades concentradas en los puntos es igual a la unidad para cada variable. Esto provoca que la función  $g(x)$  se evalúe  $2^n$  veces, siendo  $n$  el número de variables aleatorias consideradas. Si  $n$  es grande, la aplicación del método requiere un considerable esfuerzo computacional, sobre todo si la evaluación de  $n$  no es inmediata.

El método discretiza la función de densidad de probabilidad continua de la variable  $X_i$  en dos puntos,  $x_{i+}$  y  $x_{i-}$ , donde se concentra la masa de probabilidad,  $P_{i+}$  y  $P_{i-}$ , figura I.2. Los puntos se sitúan a cada lado de la media  $\mu_{X_i}$ , a una distancia  $\xi_{i+}$  y  $\xi_{i-}$  veces la desviación estándar,  $\sigma_x$ .

$$x_{i+} = \mu_{X_i} + \xi_{i+} \cdot \sigma_{X_i} \quad IV.2.1$$

$$x_{i-} = \mu_{X_i} - \xi_{i-} \cdot \sigma_{X_i} \quad IV.2.2$$

Los coeficientes  $\xi_{i+}$  y  $\xi_{i-}$ , se obtienen a partir del coeficiente de asimetría o sesgo,  $v_i$ , de la variable aleatoria  $X_i$ .

$$\xi_{i+} = \frac{v_i}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_i}{2}\right)^2} \quad IV.2.3$$

$$\xi_{i-} = \xi_{i+} + v_i \quad IV.2.4$$

Ya que, como se mencionó anteriormente:

$$P_{i+} + P_{i-} = 1 \quad IV.2.5$$

Las masas de la distribución asignadas a cada punto se obtienen mediante

$$P_{i+} = \frac{\xi_{i-}}{\xi_{i+} + \xi_{i-}} \quad IV.2.6$$

$$P_{i-} = 1 - P_{i+}$$

IV.2.7

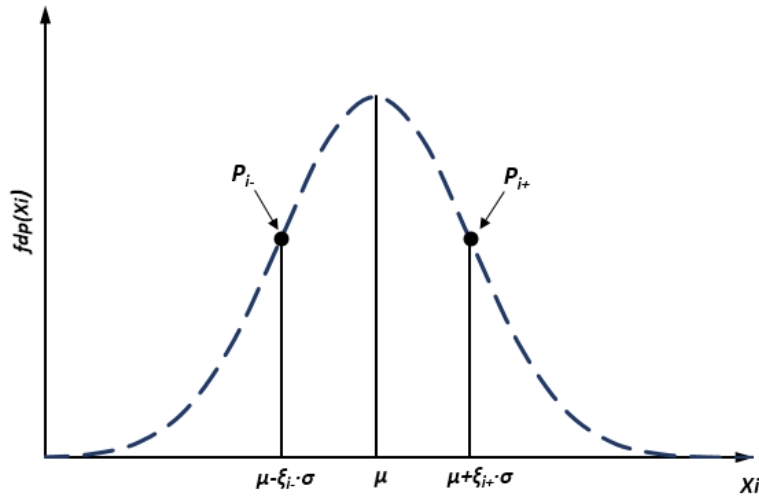


Figura IV.2. Diagrama esquemático de discretización de una variable por el método de estimación puntual.

Se deben de obtener  $2^n$  valores de probabilidades, obtenidas por combinación de cada una de las probabilidades puntuales de cada variable con la de las restantes. Estas probabilidades se designan como  $P_{(\partial_1, \partial_2, \dots, \partial_n)}$  en donde  $\partial_i$  es el indicador del signo. La masa de probabilidad de cada uno de los puntos puede aproximarse como:

$$P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{n-1} (\sum_{j=i+1}^n \delta_i \delta_j a_{ij}) \quad \text{IV.2.8}$$

Donde los coeficientes  $a_{ij}$  se obtienen mediante

$$a_{ij} = \frac{\rho_{ij}/2^n}{\sqrt{\prod_{i=1}^n (1 + (\nu_i/2)^2)}} \quad \text{IV.2.9}$$

Siendo  $\rho_{ij}$  el coeficiente de correlación entre las variables  $X_i$  y  $X_j$ . Cuando se trata con variables independientes  $a_{ij}=0$  por lo tanto

$$P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i} \quad \text{IV.2.10}$$

Es necesario evaluar la función  $g=g(x)$  un total de  $2^n$  veces, correspondientes a las  $2^n$  combinaciones de puntos donde se ha calculado la probabilidad  $P_{(\partial_1, \partial_2, \dots, \partial_n)}$  obteniendo  $g_{(\partial_1, \partial_2, \dots, \partial_n)}$ . Una vez realizado esto, el momento de orden  $m$  de la distribución de probabilidad de  $g$  se estima mediante:

$$E[g^m] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \cdot g_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}^m \quad \text{IV.2.11}$$

Por lo tanto, el momento de primer orden se obtiene con la siguiente expresión

$$E[g] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \cdot g_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad \text{IV.2.12}$$

Para el momento de segundo orden

$$E[g^2] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \cdot g_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}^2 \quad \text{IV.2.13}$$

La varianza de  $g$  se obtiene mediante

$$\text{Var}[g] = E[(g - \mu_g)^2] = E[g^2] - \mu_g^2 \quad \text{IV.2.14}$$

Para obtener el índice de confiabilidad empleamos la *ecuación IV.3.5* y sustituimos los valores correspondientes

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{E[g]}{\sqrt{Var[g]}} \quad IV.2.15$$

Para poder obtener la probabilidad de falla es necesario hacer una hipótesis sobre el tipo de función de probabilidad de  $g$  ya que la misma es desconocida. Suponiendo que la función de probabilidad es de tipo normal, la probabilidad de falla se puede obtener de la siguiente forma

$$P_f[g \leq 0] = F_N(0) = \Phi\left(\frac{0-\mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(\frac{-\mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi(-\beta) \quad IV.2.16$$

Este método pierde precisión cuando  $g$  presenta no linealidades.

### IV.3 Método Avanzado de Primer Orden del Segundo Momento (AFOSM)

En este método, propuesto por Hasofer y Lind (1974), el cálculo del índice de confiabilidad está basado en la transformación del problema a un sistema de coordenadas estandarizado o reducido. Para esto las variables aleatorias normales  $X_i$  se reducen de la siguiente forma:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad IV.3.1$$

Donde  $X'_i$  es una variable con media cero y desviación estándar igual a uno. La *ecuación IV.3.1* sirve para transformar la superficie límite de falla original  $g(x)=0$  a una superficie límite reducida  $g(X')=0$ . En el sistema de coordenadas reducido el índice de confiabilidad corresponde a la distancia mínima que existe entre el origen del sistema reducido y la superficie límite de falla.

$$\beta_{HL} = \sqrt{(x'^*)^T(x'^*)} \quad IV.3.2$$

El punto de menor distancia al origen sobre la superficie límite de falla se le conoce como punto de diseño. Este punto está definido por el vector  $x^*$  en el sistema de coordenadas original y por el vector  $x'^*$  en el sistema coordenado reducido. Estos vectores representan los valores de todas las variables aleatorias en el punto de diseño para el sistema coordenado empleado. El punto de diseño representa la mejor combinación de las variables aleatorias

Según este método las variables  $R$  y  $S$  de la *ecuación IV.1.1* pueden reducirse a las variables  $R'$  y  $S'$  aplicando la *ecuación IV.2.12* tal y como se ilustra en la figura 3.

$$R' = \frac{(R - \mu_R)}{\sigma_R} \quad S' = \frac{(S - \mu_S)}{\sigma_S} \quad IV.3.3$$

La sustitución de  $R'$  y  $S'$  en la superficie límite de falla  $g(x)=0$  da como resultado una nueva superficie límite de falla en el sistema coordenado reducido y la función límite viene a ser:

$$g(x) = \sigma_R R' - \sigma_S S' + \mu_R - \mu_S = 0 \quad IV.3.4$$

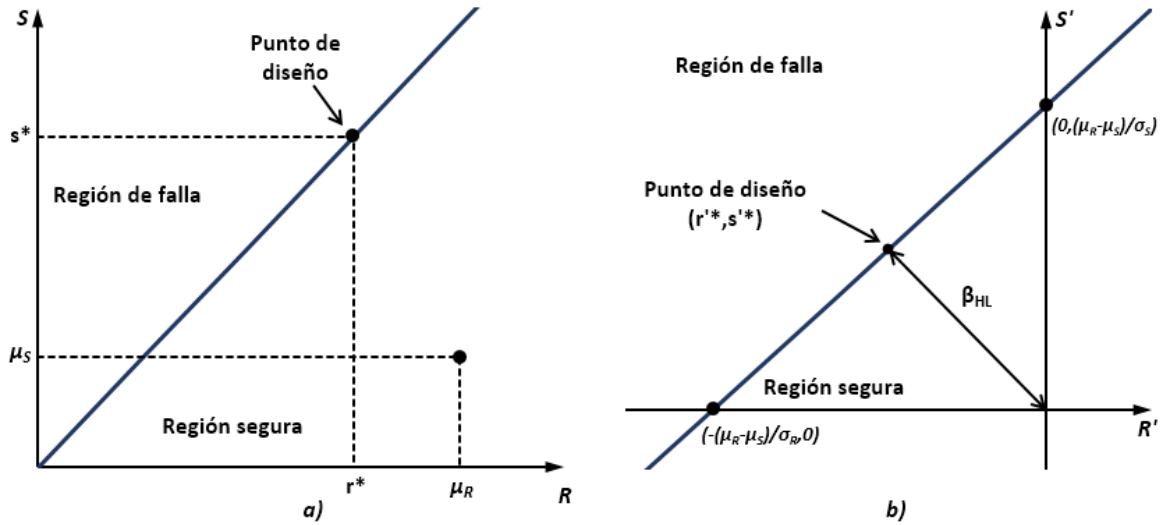


Figura IV.3. Transformación de coordenadas: a) Sistema coordenado original, b) Sistema coordenado reducido.

De la figura IV.3b se puede observar que si la superficie límite de falla se acerca al origen, la región de falla es mayor y cuando esta se aleja del origen la región de falla disminuye. Es por esto que la distancia mínima entre el origen y la superficie límite de falla es una buena medida de la confiabilidad del sistema. Para la figura I.3b la distancia desde la superficie de falla hasta el origen está dada por:

$$\beta_{HL} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{IV.3.5}$$

Esta expresión se cumple solamente si función de la superficie de falla es lineal y las funciones de distribución de las variables analizadas son normales y no están correlacionadas entre sí.

Para el caso general de una superficie límite de falla no lineal, la distancia mínima puede ser obtenida si se ve a la solución como un problema de optimización donde sujeta a  $g(x') = 0$  se busca minimizar:

$$D = \sqrt{x'^T x'} \quad \text{IV.3.6}$$

Usando los multiplicadores de Lagrange, la distancia mínima, para  $n$  variables aleatorias, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\beta_{HL} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i'^* \left( \frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)^{2*}}} \quad \text{IV.3.7}$$

Donde  $(\partial g / \partial x_i')^*$  es la  $i$ -ésima derivada parcial evaluada el punto de diseño  $(x_1'^*, x_2'^*, \dots, x_n'^*)$ . El punto de diseño en el sistema de coordenadas reducido es:

$$x_i'^* = -\alpha_i \beta_{HL} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad \text{IV.3.8}$$

Donde  $\alpha_i$  son los cosenos directores a lo largo de los ejes coordenados  $X_i'$ , estos se obtienen empleando la siguiente ecuación:

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^{2*}}} \quad IV.3.9$$

Utilizando la ecuación IV.3.1 podemos regresar las variables del punto de diseño obtenidas en el espacio coordenado reducido al espacio coordenado original.

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta_{HL} \quad IV.3.11$$

La probabilidad de falla se puede calcular usando la función de distribución normal.

$$P_f = \Phi(-\beta_{HL}) \quad IV.3.12$$

El siguiente algoritmo se puede emplear para poder emplear el método AFOSM:

- 1) Definir una función de falla  $g(X)$
- 2) Asumir el valor inicial del punto de diseño  $x_i^*$ . El punto inicial usualmente se toma de las medias de las  $n-1$  variables aleatorias. Para la última variable aleatoria el valor es obtenido de la función de falla, con esto se asegura que el punto de diseño se encuentra en la superficie límite de falla  $g(x)=0$ .
- 3) Obtener el punto de diseño en el espacio coordenado reducido  $x'^*=(x_1'^*, x_2'^*, \dots, x_n'^*)$ , empleando la ecuación IV.3.1.
- 4) Estimar las derivadas parciales de la función de falla  $(\partial g / \partial x'_i)^*$  con respecto a las variables en el espacio coordenado reducido y evaluarlas para  $x'^*$ . Estas derivadas pueden obtenerse de la función de falla en el espacio original usando la regla derivativa de la cadena:

$$\frac{\partial g}{\partial x'_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial x'_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{x_i} \quad IV.3.14$$

Y definir al vector A como:

$$A_i = \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)^* \quad IV.3.15$$

- 5) Calcular el índice de confiabilidad

$$\beta_{HL} = \frac{A^T x_i^*}{\sqrt{A^T A}} \quad IV.3.16$$

- 6) Determinar el vector de cosenos directores

$$\alpha = \frac{A}{\sqrt{A^T A}} \quad IV.3.17$$

- 7) Obtener el nuevo punto de diseño  $x'^*$  para las  $n-1$  variables aleatorias
- 8) Determinar las coordenadas del nuevo punto de diseño en el espacio original para las  $n-1$  variables aleatorias consideradas en el paso 7 empleando la ecuación:

$$x_i^* = \mu_{x_i} - x_i'^* \sigma_{x_i} \quad IV.3.18$$

- 9) Determinar el valor de la última variable aleatoria en el espacio original evaluando la función de falla de tal forma que  $g(x)=0$ .
- 10) Repetir de los pasos 3 al 9 hasta que  $\beta_{HL}$  converja.



11) Obtener la probabilidad de falla empleando la ecuación IV.3.19.

Este método transforma las variables aleatorias a un espacio normal estandarizado por lo que solo brinda una buena aproximación de la probabilidad de falla cuando se trata con variables aleatorias normalmente distribuidas.

#### IV.4 AFOSM con Transformación de Rackwitz-Fiessler

Para extender el método avanzado de primer orden del segundo momento para el uso de variables aleatorias no normales Rackwitz-Fiessler (Nowak, 2000) propusieron transformar cada variable aleatoria no normal a una variable normal equivalente con media  $\mu_{Xi}^e$  y desviación estándar  $\sigma_{Xi}^e$ . Esta transformación permite estimar una solución en el espacio coordinado reducido utilizando el AFOSM. Este parámetro equivalente es calculado en el punto de diseño y está dado por:

$$\mu_{Xi}^e = x_i^* - \Phi^{-1}[F_{Xi}(x_i^*)]\sigma_{Xi}^e \quad IV.4.1$$

$$\sigma_{Xi}^e = \frac{\varphi[\Phi^{-1}[F_{Xi}(x_i^*)]]}{f_{Xi}(x_i^*)} \quad IV.4.2$$

Donde  $\Phi [ ]$  y  $\varphi [ ]$  son la función de distribución acumulada estándar y la función de densidad de probabilidad estándar, respectivamente; y  $F_{Xi} ( )$  y  $f_{Xi} ( )$  son la función de distribución acumulada y la función de densidad de probabilidad de la variable aleatoria original no normal.

Ya que los parámetros equivalentes son evaluados en cada punto de diseño, en cada iteración los parámetros equivalentes. Es por esto que el algoritmo presentado en AFOSM sufre las siguientes modificaciones:

- Los pasos 1 y 2 no sufren modificación
- En el paso 3 se debe incluir la obtención de los parámetros equivalentes  $\mu_{Xi}^e$  y  $\sigma_{Xi}^e$  para el punto de diseño para cada variable no normal. Utilizando los parámetros equivalentes el punto de diseño para variables aleatorias no normales se calcula con la siguiente ecuación:

$$X_i' = \frac{X_i - \mu_{Xi}^e}{\sigma_{Xi}^e} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad IV.4.3$$

- El método no cambia de los pasos 4 al 7
- En el paso ocho para transformar el punto de diseño al espacio coordinado original con la siguiente ecuación

$$x_i^* = \mu_{Xi}^e - x_i'^* \sigma_{Xi}^e \quad IV.4.4$$

- Finalmente, los pasos 9, 10 y 11 permanecen igual.

#### IV.5 Método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo es un proceso que simula un conjunto particular de valores de variables aleatorias generadas artificialmente y conduce un gran número de “experimentos” con estas (Ang & Tang, 1975). A continuación, las estadísticas de los experimentos son examinadas y se generan conclusiones a partir del análisis estadístico de los resultados. Para cada experimento, los posibles valores de las variables aleatorias  $X=(X1, X2,\dots, Xn)$  son generadas de acuerdo a sus distribuciones. Después estos los valores son valuados en la función de falla  $Y=g(X)$ . Con cierto número de “experimentos” ejecutados de esta manera, se genera un número de muestras de Y las cuales

pueden ser analizadas estadísticamente. Este método funciona muy bien para resolver problemas complejos de ingeniería, ya que, a diferencia de los antes mencionados, pueden emplearse un gran número de variables aleatorias, diferentes tipos de distribuciones y funciones de falla no lineales.

El método contempla tres pasos:

1) Generar las variables de entrada al modelo con base a las funciones de distribución acumulada: Para poder generar estas variables primero es necesario generar un grupo de variables aleatorias uniformemente distribuidas entre 0 y 1. Una vez generados estos valores se puede aplicar la ecuación IV.5.1 para obtener los valores de entrada a emplear en la función de falla.

$$x_i = F_{X_i}^{-1}(z_i) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad IV.5.2$$

Donde  $F_{X_i}()$  es la función inversa de la distribución acumulada y  $z = (z_1, z_2, \dots, z_n)$  es el N que contiene a las variables aleatorias uniformemente distribuidas entre 0 y 1.

2) Evaluar modelo:

Suponiendo que se generan  $N$  muestras de cada variable aleatoria, todas las muestras de las variables aleatorias constituyen un  $N$  número de grupos de valores de entrada  $X_i = (x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{in})$ , donde  $i = 1, 2, \dots, N$ , para el modelo  $Y = g(X)$ . Solucionar la ecuación de falla de manera determinística da como resultado un  $N$  número de muestras del valor  $Y$ .

$$y_i = g(x_i) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad IV.5.3$$

3) Realizar un análisis estadístico de los resultados:

Una vez que se obtienen las  $N$  muestras de  $Y$  se puede realizar un análisis estadístico para obtener las características de  $Y$  tales como la media, varianza, la probabilidad de falla, confiabilidad, la función de densidad de probabilidad y la función de distribución acumulada.

Para obtener la media se emplea la siguiente ecuación:

$$\bar{Y}_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i \quad IV.5.4$$

Para la varianza:

$$\sigma_Y^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{Y})^2 \quad IV.5.5$$

Si se define la falla como el evento donde  $g \leq 0$ , la probabilidad de falla se puede calcular como:

$$p_f = P\{g \leq 0\} = \int \dots \int_{g \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(X_1, X_2, \dots, X_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n = \int f_X(x) dx \quad IV.5.6$$

Donde  $X_i = (X_1, X_2, \dots, X_n)$  y  $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ .

La ecuación IV.5.7 también se puede escribir como:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} I(x) f_X(x) dx \quad IV.5.8$$

Donde  $I(x)$  es una función indicadora, que está definida como:

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{si } g(x) \leq 0 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases} \quad IV.5.9$$

De la ecuación IV.5.10 se puede deducir que el lado derecho de la integral es simplemente el valor esperado de  $I(x)$ . Entonces, la probabilidad de falla puede ser obtenida como la media de  $I(x)$ .

$$p_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(x_i) = \frac{N_f}{N} \quad IV.5.11$$

Donde  $N_f$  es el número de muestras en donde  $g(x) \leq 0$ .

La confiabilidad se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$R = P\{g > 0\} = 1 - p_f = \frac{1 - N_f}{N} \quad IV.5.12$$

De manera similar al cálculo de la probabilidad de falla, la distribución acumulada se puede obtener como:

$$F_Y(y) = P\{g \leq y\} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(y_i) \quad IV.5.13$$

La probabilidad de falla  $f_Y(y)$  se puede obtener con la derivada de  $F_Y(y)$ .

La precisión de la solución obtenida a través del método de Monte Carlo aumentará conforme aumente el tamaño de la muestra de variables aleatorias generadas. Esta precisión es muy importante y puede medirse por el coeficiente de variación,  $CV$ , de la solución.

$$CV(\bar{P}) = \sqrt{\frac{(1-\bar{P})}{n \cdot \bar{P}}} \quad IV.5.14$$

Usando la *ecuación IV.5.15* podemos evaluar el error en porcentaje de una solución de Monte Carlo a partir de un número  $n$  de valores.

$$error \% = 200 \sqrt{\frac{(1-\bar{P})}{n \cdot \bar{P}}} \quad IV.5.16$$

La *ecuación IV.5.17* puede usarse para determinar el tamaño de  $n$  requerido en el método de Monte Carlo para un porcentaje tolerable de error en la probabilidad estimada.

## **CAPÍTULO V.**

# **METODOLOGÍA Y CASO DE ESTUDIO**

## V. METODOLOGÍA Y CASO DE ESTUDIO

### V.1 Metodología Propuesta

Tomando como base las condiciones geométricas de una presa existente y lo expuesto en los capítulos 3 y 4 acerca del estado del conocimiento en cuanto a los métodos de evaluación de seguridad de presas a gravedad ante cargas sísmicas, tipos de modelos, herramientas numéricas y técnicas probabilísticas, se propuso la siguiente metodología para determinar la probabilidad de falla por deslizamiento ante cargas sísmicas. Esta metodología se basó en los siguientes pasos

- 1) Establecer la función de falla a través de la cual se determinó la región segura y la región de falla. Como se mencionó en el capítulo III y en apego a las prácticas ingenieriles para la revisión de estabilidad contra deslizamiento de presas a gravedad, para el desarrollo de esta tesis se tomó como base el modelo de Mohr-Coulomb para definir la función de falla.
- 2) Caracterización probabilística de las variables que intervienen en el problema. Al tratarse de un estudio académico, la caracterización probabilística de las variables se tomó a partir de bibliografía, ya sea de trabajos de investigación o estudios de presas existentes. En la práctica, esta caracterización deberá realizarse en colaboración con un grupo de expertos y de preferencia basándose en estudios de campo de la presa en estudio.
- 3) Análisis clásico mediante coeficientes de seguridad como punto inicial de referencia. A partir de estos análisis se pudo establecer si las condiciones planteadas para el caso de estudio cumplen con los requisitos mínimos de seguridad propuestos por los manuales de diseño. Estos análisis se hicieron tanto para las condiciones estáticas como para las dinámicas (sismo) y tanto para los modelos de cuerpo rígido como para los modelos de elemento finito, tomando en cuenta el mismo nivel de operación.
- 4) Análisis de sensibilidad para determinar las variables más relevantes. Estos análisis se efectuaron a partir de un modelo de cuerpo rígido y a través del método de Monte Carlo.
- 5) Cálculo de probabilidad de falla empleando modelos de cuerpo rígido con distintos métodos de análisis sísmicos y diferentes técnicas de confiabilidad. Para este punto, debido a la sencillez de los modelos de cuerpo rígido, se pudieron utilizar métodos de confiabilidad como el de estimación puntual, el avanzado de primero orden del segundo momento y el de Monte Carlo.
- 6) Cálculo de probabilidad de falla para modelos de elemento finito. Para el caso de los modelos de elemento finito, debido a la complejidad de estos, se empleó únicamente el método de Monte Carlo para determinar la probabilidad de falla tanto para los análisis estáticos y dinámicos.
- 7) Análisis y comparación de resultados. En este paso se revisaron los resultados obtenidos a través de las diferentes modelos, métodos de análisis y métodos de confiabilidad propuestos.

A continuación, se describen la combinación de modelos, análisis sísmicos y métodos de confiabilidad empleados en esta tesis para el cálculo de la probabilidad de falla.

#### ❖ Modelo de Cuerpo Rígido

- Coeficientes Sísmicos
  - Estimación puntual
  - AFOSM
  - AFOSM con transformación de Rackwitz
  - Monte Carlo

- Con propagación de grieta en la cimentación
- Sin propagación de grieta en la cimentación
- Pseudo-dinámico (Chopra)
  - Monte Carlo
    - Con propagación de grieta en la cimentación
    - Sin propagación de grieta en la cimentación

#### ❖ Modelo de Elemento Finito

- Modal Espectral
  - Interacción suelo-estructura
    - Monte Carlo
  - Apoyos fijos
    - Monte Carlo
- En el Dominio del Tiempo
  - Interacción suelo-estructura
    - Monte Carlo
  - Apoyos fijos
    - Monte Carlo

En los siguientes diagramas se muestran de manera gráfica la metodología propuesta para el estudio de los diferentes modelos.



Figura V.1. Metodología de estudio para modelo de cuerpo rígido.

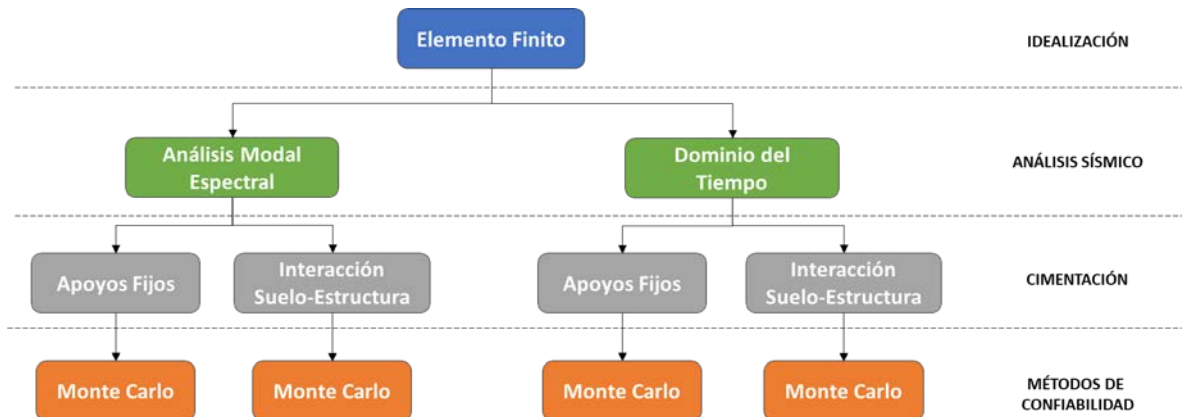


Figura V.2. Metodología de estudio para modelo de elemento finito.

## V.2 Caso de Estudio

### V.2.1 Presa Folsom

La estructura seleccionada para este estudio académico corresponde una sección de la cortina de concreto de la presa Folsom ubicada sobre el río Americano, aproximadamente a 32 km al noreste de la ciudad de Sacramento, California en los Estados Unidos. El embalse del lago Folsom cuenta con una capacidad de 1 205 km<sup>3</sup> y dentro de los usos que se le han dado se encuentran el de control de avenidas, irrigación, generación eléctrica y abastecimiento de agua para la región. La presa se empezó a construir en el año de 1944 y fue inaugurada en 1956. El cuerpo de la cortina de concreto, cuya altura máxima es de 100m, consiste de 28 monolitos de 15.24 m de ancho cada uno sumando una longitud total de 426.72 m.



Figura V.3. Presa Folsom.

Los análisis numéricos presentados en esta tesis corresponden únicamente a la determinación de la respuesta en el plano del monolito sin sección vertedora más alto de la cortina de concreto. La altura del monolito es de 82.4 m, la base es de 61 m y la cara aguas abajo presenta una sección de radio constante entre la cresta y el cuerpo principal de la cortina.

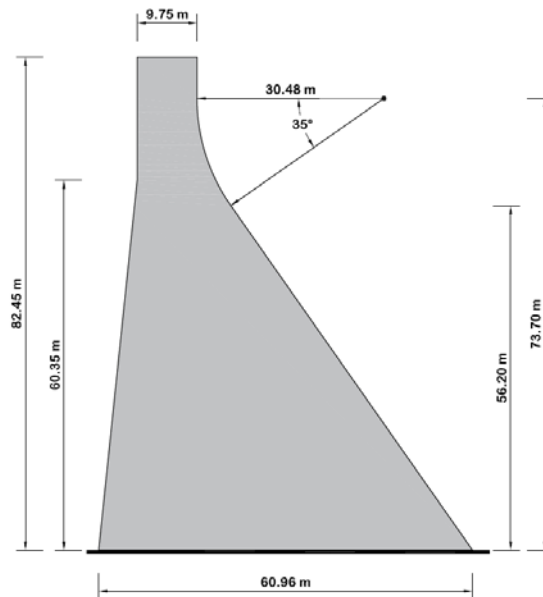


Figura V.4. Sección de cortina en estudio.

### V.2.2 Modelo de Cuerpo Rígido

Dentro de este estudio, el modelo de cuerpo rígido fue usado para cálculos en donde la rigidez del cuerpo de la cortina no influyera en el cálculo de las fuerzas sísmicas. Por otro lado, este modelo también puede emplearse como base dentro del método pseudo-dinámico simplificado debido a que se trata de un procedimiento desarrollado especialmente para la geometría de este tipo de cortinas. Esto permite que a partir de un modelo de cuerpo rígido se puedan obtener, de forma aproximada, el modo fundamental y los modos superiores de vibrar de la cortina.

Para la elaboración de este modelo se simplificó la geometría de la sección de la cortina en estudio, particularmente en la zona de radio constante. Esta simplificación se hizo con la finalidad de facilitar los cálculos de la masa dentro del método sísmico pseudo-dinámico simplificado y del peso de la estructura cuando se empleó el método de Monte Carlo. Cabe señalar que para el uso del método pseudo-dinámico simplificado fue necesario segmentar verticalmente la sección en 20 elementos de igual longitud para poder idealizar las masas de la cortina y discretizar los diagramas de presiones hidrostático e hidrodinámico a lo largo de su altura.

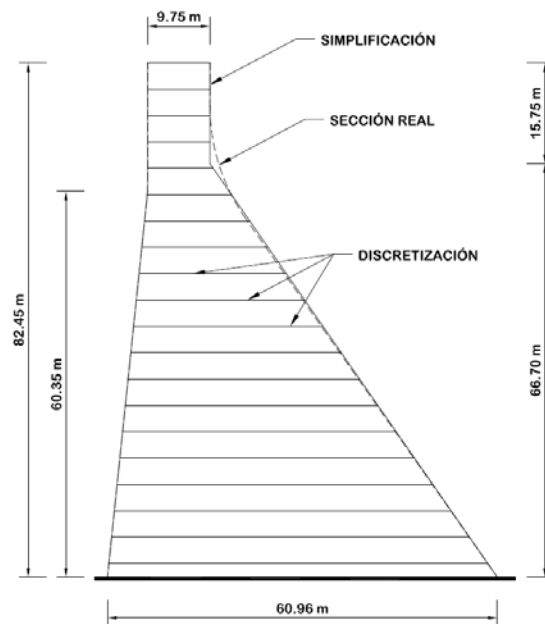


Figura V.5. Simplificación y discretización de cortina.

Para efectuar los cálculos con los modelos de cuerpo rígido, se crearon rutinas en el programa Scilab y para el uso del método de Monte Carlo estas rutinas se adaptaron a un entorno gráfico. Los programas en el entorno gráfico creados a partir de estas rutinas y subrutinas permiten el ingreso de la información geométrica de la sección a analizar, de igual forma permite el ingreso de 11 variables, para el método de coeficiente, y hasta 12 variables para el método pseudo-dinámico simplificado, con la capacidad de asignarlas como aleatorias o deterministas. Las variables aleatorias se pueden caracterizar ingresando su media, desviación estándar y tipo de distribución, teniendo la capacidad de simular las variables con los tipos de distribución normal, log-normal, uniforme, triangular y de Gumbel. Para realizar las simulaciones empleando el método pseudo-dinámico simplificado es necesario ingresar al programa información adicional correspondiente al cálculo de las fuerzas sísmicas.



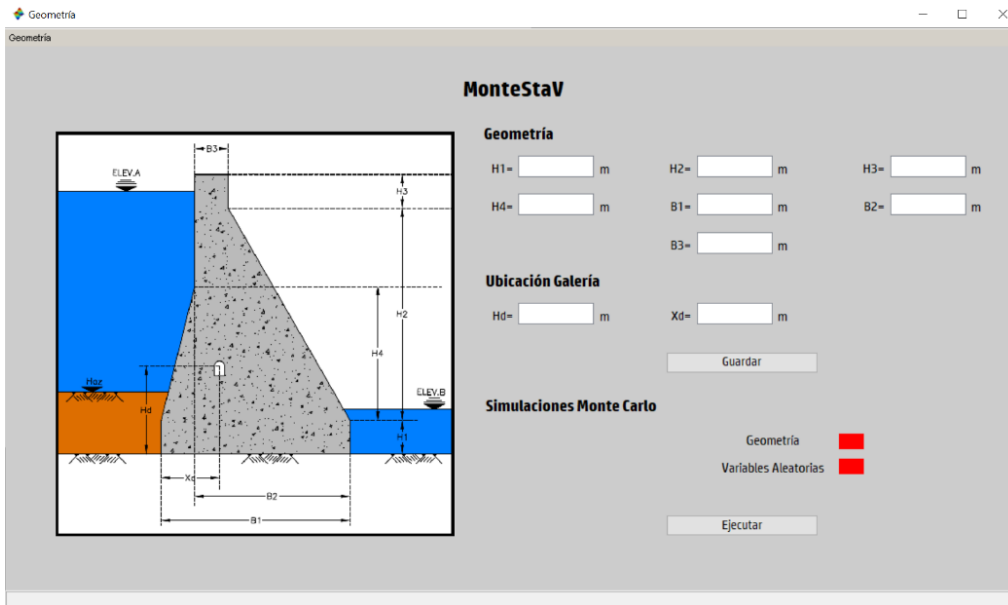


Figura V.6. Entorno gráfico creado para ingreso de geometría.

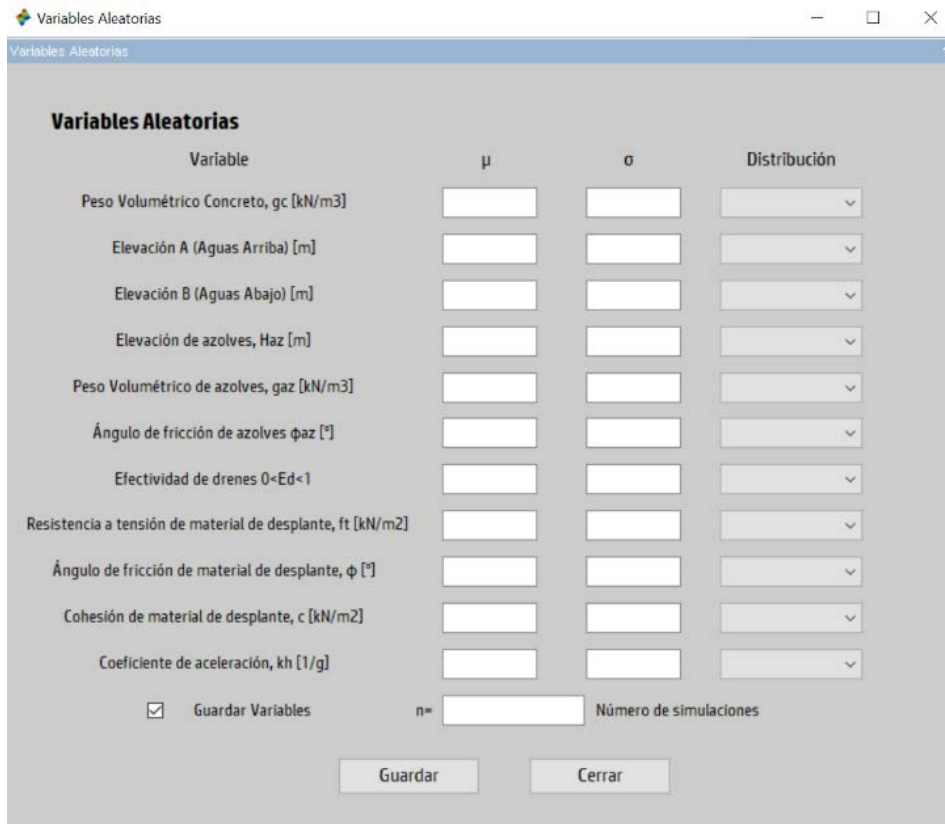


Figura V.7. Entorno gráfico para el ingreso de variables para método de coeficientes.

**Variables Aleatorias**

Variable	$\mu$	$\sigma$	Distribución
Peso Volumétrico Concreto, $g_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Elevación A (Agua Arriba) [m]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Elevación B (Agua Abajo) [m]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Elevación de azoles, $H_{az}$ [m]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Peso Volumétrico de azoles, $g_{az}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Ángulo de fricción de azoles $\phi_{az}$ [°]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Efectividad de drenes $0 < Ed < 1$	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Resistencia a tensión de material de desplante, $f_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Ángulo de fricción de material de desplante, $\phi$ [°]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Cohesión de material de desplante, $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Módulo de elasticidad de concreto, $E_s$ [MPa]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Módulo de elasticidad de cimentación, $E_f$ [MPa]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Guardar Variables      n=       Número de simulaciones

Figura V.8. Entorno gráfico para el ingreso de variables para método pseudo-dinámico.

**Datos Sísmicos -Chopra-**

Variable

Número de bloques,  $n_b$      

Fracción de amortiguamiento crítico de la cortina vacía,  $\zeta$      

Factor de amortiguamiento histérico constante para roca de cimentación,  $\eta_f$      

Relación de Amp. de P. hidrodinámica reflejada entre Amp. de onda de presión incidente en el fondo del embalse,  $\alpha$  [0.00, 0.25, 0.50, 0.75, 0.90, 1.00]     

Espectro de aceleraciones [1/g] (archivo .xls)     

Ubicación del archivo:

Figura V.9. Entorno gráfico para el ingreso de parámetros sísmicos para método pseudo-dinámico.

### V.2.3 Modelo de Elemento Finito

Para los análisis de los modelos de elemento finito se elaboraron dos modelos en un programa comercial de análisis de elemento finito considerando únicamente dos grados de libertad dentro del plano. El primer modelo se elaboró construyendo el cuerpo de la cortina con 370 elementos shell de segundo orden y simulando la cimentación como apoyos fijos, en el segundo modelo se consideró la rigidez de la cimentación simulada como elementos shell de segundo orden, con apoyos fijos en la parte inferior y apoyos deslizantes en los laterales teniendo un total de 676 elementos. Para el segundo modelo se no se consideró la masa de la cimentación con la finalidad de que esta no influyera en el cálculo de los periodos de vibrar de la estructura.

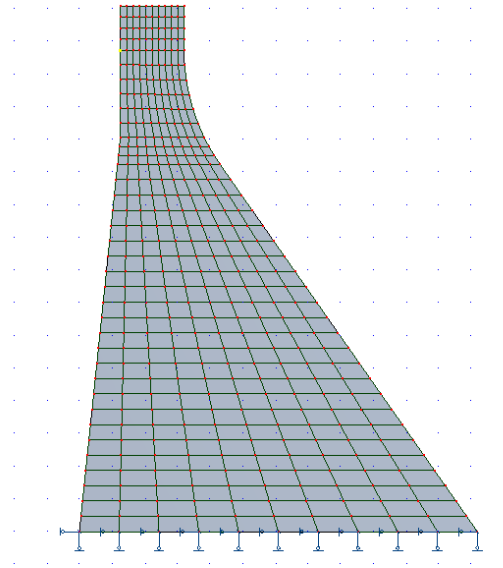


Figura V.10. Modelo de elemento finito con apoyos fijos.

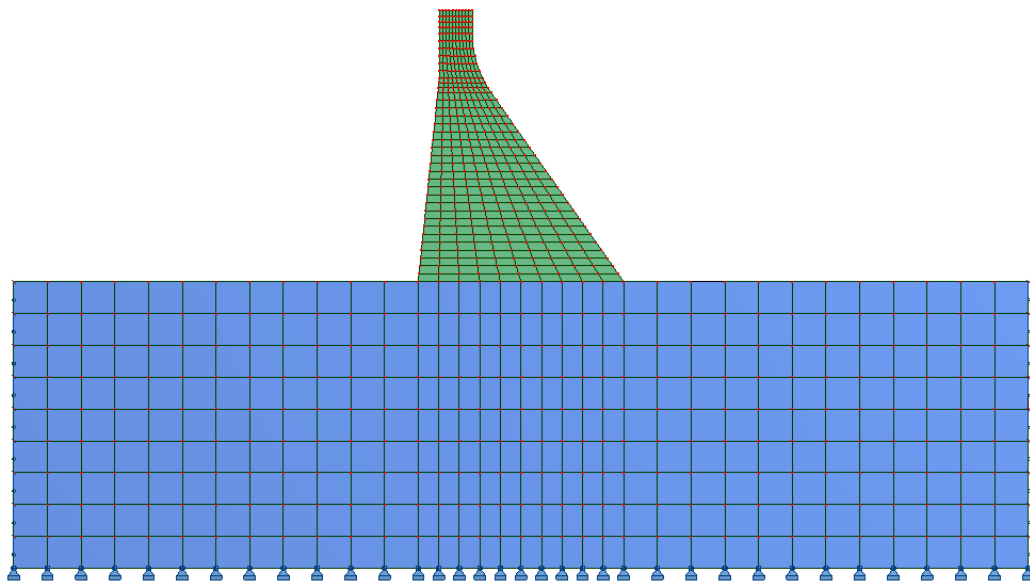


Figura V.11. Modelo de elemento finito con interacción suelo-estructura

Los efectos hidrodinámicos del agua sobre la cortina fueron simulados añadiendo masas nodales en función de la distribución propuesta por Westergaard (1931) y la fuerza hidrostática fue simulada como fuerzas nodales en la cara aguas arriba de la cortina. El coeficiente de amortiguamiento empleado para los modelos se determinó a partir de la ecuación:

$$\tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_r} \cdot \frac{1}{(R_f)^3} \cdot \zeta_1 + \zeta_r + \zeta_f \quad V.2.1$$

Donde los valores  $\zeta_1$  es el amortiguamiento viscoso de la cortina  $\zeta_r$  es el valor del amortiguamiento añadido debido a la interacción del agua con la estructura,  $\zeta_f$  es el amortiguamiento añadido por la interacción suelo estructura y los valores  $R_r$  y  $R_f$  son parámetros obtenidos en función del módulo de elasticidad de la cortina, de la cimentación y de la relación elevación del embalse con la cortina. El procedimiento para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento se muestra más a detalle en la sección III.2.3 y coincide con lo propuesto en el Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Sismo (Comisión Federal de Electricidad, 2015).

#### V.2.4 Función de Falla

Para poder definir la función de falla se consultó diversos tomos de la normativa del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos enfocados al diseño de cortinas de gravedad (*EM 1110-2-2100,2005* y *EM 1110-2-2200,1995*). Esta normativa toma como base el modelo de fricción de Mohr-Coulomb para definir un coeficiente de seguridad que deberá ser mayor a un valor mínimo establecido por la misma normativa para diferentes casos de carga. El coeficiente de seguridad según esta normativa se calcula de la siguiente forma:

$$CS = \frac{N \cdot \tan\varphi + c \cdot L}{T} \quad V.2.2$$

En donde  $N$  es la fuerza resultante normal al plano de deslizamiento,  $\varphi$  es el ángulo de fricción interno del material,  $c$  es la fuerza de cohesión del material,  $L$  es la longitud de la cortina en contacto con el material de desplante y  $T$  representa las fuerzas paralelas al plano de falla que favorecen el deslizamiento. A partir de V.2.1 se planteó la siguiente función de falla para desarrollar este trabajo:

$$G = (N \cdot \tan\varphi + c \cdot L) - T \quad V.2.3$$

Definiendo que, cuando  $G < 0$ , se considera que se presenta deslizamiento en la cortina y por lo tanto existe una falla. Como ya se mencionó anteriormente, de la respuesta arrojada a partir de los análisis sísmicos en el dominio del tiempo se puede obtener la historia de las reacciones en la base a lo largo del tiempo, estas reacciones fueron empleados como valores de  $T$  en V.2.3. Como consecuencia se tendrán valores de  $G$  instantáneos por cada intervalo del registro definiendo que, cuando  $G < 0$  en cualquier intervalo de tiempo, se considera una falla.

Cabe señalar que lo que en este estudio se representa como falla no implica necesariamente una pérdida total del embalse. Para poder definir la magnitud de una falla habría que realizar análisis no lineales a partir de modelos de elemento finito los cuales salen del alcance de este trabajo.

#### V.2.5 Variables de Entrada

Para validar que los valores seleccionados cumplieran con los requisitos de seguridad se realizaron análisis con la metodología propuesta por los manuales de diseño. Al tratarse de un ejemplo académico los valores de entrada del modelo fueron propuestos, tanto las variables aleatorias como las variables deterministas que se emplearon para el estudio del modelo fueron obtenidas de

artículos académicos y de estudios realizados a otras presas existentes y no representa las condiciones reales de la estructura. Sin embargo, para validar estas variables, se realizaron análisis basados en la normativa de diseño de tal forma que con los valores seleccionados la estructura cumpliera con los requisitos mínimos de seguridad bajo las condiciones supuestas.

Las variables aleatorias empleadas para este estudio fueron los mencionados en la *tabla V.1*.

*Tabla V.1. Variables aleatorias*

Variable	$\mu$	$\sigma$	Distribución
Peso volumétrico del concreto [kN/m <sup>3</sup> ]	23.05	0.49	Normal
Elevación de azolves [m]	7.75	4.47	Uniforme
Peso volumétrico de azolves [kN/m <sup>3</sup> ]	8.57	0.97	Triangular <sup>1</sup>
Ángulo de fricción de azolves [°]	22.54	5.00	Triangular <sup>2</sup>
Efectividad de drenes	0.63	0.25	Triangular <sup>3</sup>
Resistencia a tensión de desplante [kN/m <sup>2</sup> ]	900.00	60.00	Lognormal
Ángulo de fricción desplante [°]	55.00	8.79	Normal
Cohesión desplante [kN/m <sup>2</sup> ]	418.00	298.00	Lognormal

<sup>1</sup> Parámetros distribución triangular a=6.19, b=10.95 y c=8.57

<sup>2</sup> Parámetros distribución triangular a=10.29, b=34.79 y c=22.54

<sup>3</sup> Parámetros distribución triangular a=0.017, b=1.24 y c=0.63

Dentro de los métodos sísmicos psuedo-dinámico simplificado, espectral y en el dominio del tiempo, así como para el uso de modelos de elemento finito fue necesario el empleo de variables adicionales que para el caso de este estudio fueron consideradas como deterministas y que dan como consecuencia que los valores de *T* empleados en V.2.3 sean deterministas. Los parámetros empleados como variables deterministas para estos fines se encuentran en la *tabla V.2*.

*Tabla V.2. Valores deterministas.*

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad del concreto	40 679 MPa
Fracción de amortiguamiento crítico de cortina vacía	2.00 %
Módulo de elasticidad de material de desplante	25 000 MPa
Factor de amortiguamiento hysterético constante para roca de cimentación	4.00 %
Relación de presión hidrodinámica reflejada ante amplitud de onda de presión incidente en el fondo del embalse	0.75

La elevación del embalse aguas arriba de la sección para este estudio se consideró como un valor determinista y corresponde al nivel máximo de operación de la presa, este nivel se encuentra a 75 m por encima del nivel de desplante. Al tratarse de una sección no vertedora no se consideró nivel de agua en la cara aguas debajo de la cortina.

### V.2.6 Parámetros Sísmicos

Para este estudio se tomó como referencia la aceleración pico del terreno (PGA) la cual es tomada como el valor para el cálculo de las fuerzas sísmicas en el método de coeficientes, la PGA que se usó como base fue equivalente a 0.3g. A partir de este valor se utilizó el Manual de Diseño de Obras Civiles y el programa PRODISIS (Comisión Federal de Electricidad, 2015) para construir un espectro de diseño. Para la construcción del espectro de diseño se clasificó a la estructura como A2 y sobre un terreno tipo I. Cabe señalar que la selección de este espectro fue únicamente con fines académicos y no corresponde al espectro de diseño del sitio de la presa.

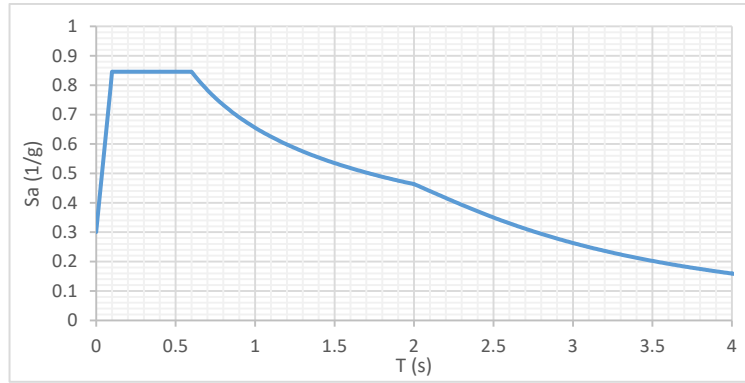


Figura V.12. Espectro de diseño con 5% de amortiguamiento.

En la práctica el método de coeficientes de seguridad es empleado en conjunto con los métodos de confiabilidad para el cálculo de la probabilidad de falla de en cortinas de gravedad. Como ya se mencionó anteriormente, este método emplea la PGA para calcular las fuerzas sísmicas actuantes por lo que para poder comparar los métodos sísmicos de mayor complejidad con el de coeficientes de seguridad se empleará este valor para escalar los registros sísmicos y no se escalarán en el rango de periodos donde se excita la mayor cantidad de masa de la estructura como lo sugiere la metodología del análisis en el dominio del tiempo.

Para los análisis en el dominio del tiempo se emplearon 3 registros de sismos existentes. De estos registros se tomó la componente horizontal más desfavorable de cada uno, posteriormente fueron tratados y escalados de tal forma que la PGA fuera la misma que la del espectro de diseño. Los registros sísmicos seleccionados y tratados para este estudio fueron los siguientes.

Tabla V.3. Registros sísmicos.

Sismo	Año	Magnitud (M)	Estación	Dist. Epicentral (km)	PGA (1/g)
San Fernando	1971	6.6	Presa Pacoima	9.50	1.251
Loma Prieta	1989	6.9	Gavillan Collage	28.50	0.500
Tohoku	2011	9.0	Presa Sounoseki	166.00	0.296

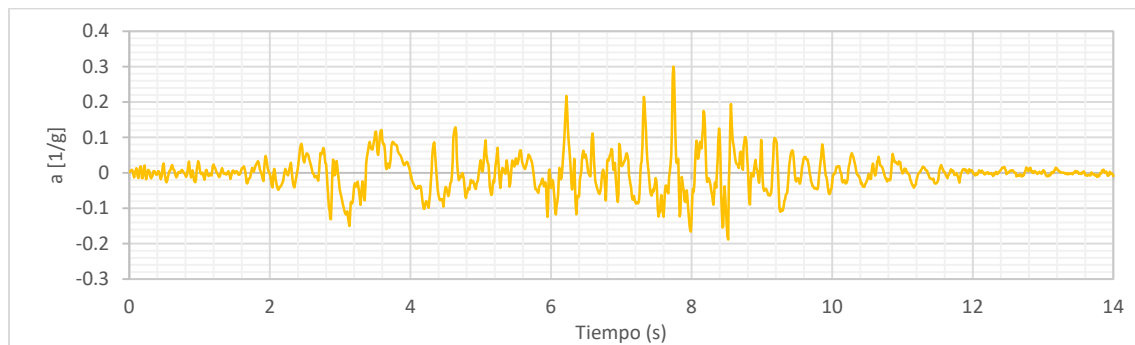


Figura V.13. Registro San Fernando – Presa Pacoima.



Figura V.14. Registro Loma Prieta – Gavillan Collage.

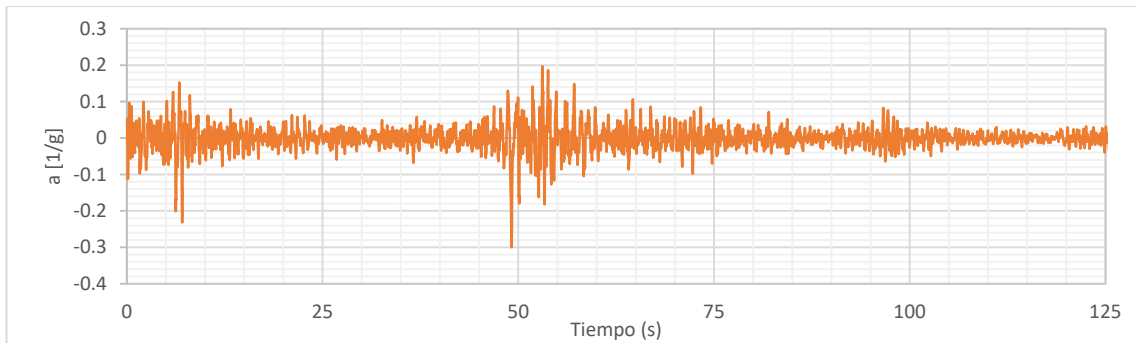


Figura V.15. Registro Tohoku – Presa Sounoseki

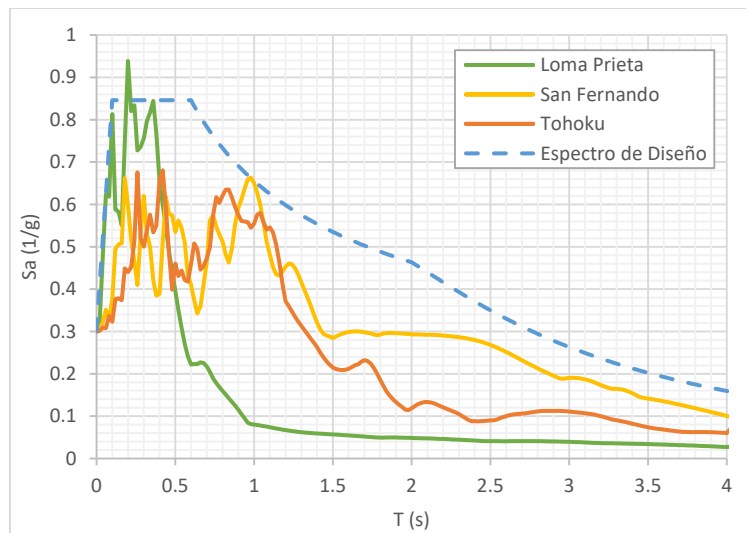


Figura V.16. Espectros de respuesta con amortiguamiento de 5%.

# **CAPÍTULO VI.**

## **RESULTADOS**



## VI. RESULTADOS

### VI.1 Coeficientes de Seguridad

Para validar los valores seleccionados y comprobar que la estructura es segura bajo los estándares de diseño se calcularon los coeficientes de seguridad a partir de los diferentes modelos con los valores medios de los datos de entrada y se compararon con los propuestos por la normativa. Para el desarrollo de este estudio se empleó la metodología propuesta por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (EM 1110-2-2200, 1995) la cual establece los siguientes valores mínimos de seguridad en contra del deslizamiento:

Tabla VI.1. Factores de seguridad mínimos.

Condición de Carga	Factor de Seguridad mínimo contra deslizamiento
Usual	2.0
Extrema	1.3

Para este caso, la condición usual se refiere a la condición de operación que corresponde al *Caso de Carga 2* mencionado en la *tabla III.1*. La condición extrema hace referencia a la condición de sismo con el nivel de operación marcado como *Caso de Carga 6* de la *tabla III.1*.

Para comprobar que las condiciones de seguridad se cumplieran en todo caso, se realizó este análisis para todos los modelos y todos los métodos de análisis sísmico. En el caso del método en el dominio del tiempo se obtuvieron coeficientes de seguridad instantáneos por cada intervalo del registro y se seleccionó el más desfavorable.

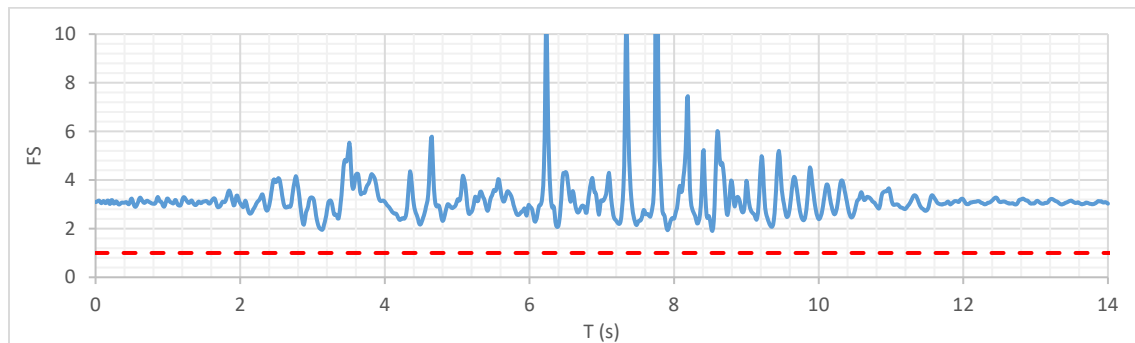


Figura VI.1. Coeficientes de seguridad instantáneos para registro de San Fernando.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla VI.2. Coeficientes de seguridad para condición de operación.

Idealización	Modelo Cimentación	Coefficiente de Seguridad	FS mínimo EM 1110-2200
Cuerpo Rígido	N/A	3.359	Cumple
Elemento Finito	Apoyos Fijos	3.349	Cumple
	Interacción Suelo	3.349	Cumple

Tabla VI.3. Factores de seguridad para condición extrema.

Idealización	Método Sísmico	Modelo de Cimentación	Coefficiente de Seguridad	FS mínimo EM 1110-2200
<b>Cuerpo Rígido</b>	Coeficientes	N/A	1.680	Cumple
	Pseudo-dinámico	N/A	1.559	Cumple
<b>Elemento Finito</b>	Espectro de diseño	Apoyos Fijos	1.480	Cumple
		Interacción Suelo	1.452	Cumple
	Dominio del Tiempo Loma Prieta	Apoyos Fijos	1.625	Cumple
		Interacción Suelo	1.426	Cumple
	Dominio del Tiempo San Fernando	Apoyos Fijos	2.065	Cumple
		Interacción Suelo	1.886	Cumple
	Dominio del Tiempo Tohoku	Apoyos Fijos	1.700	Cumple
		Interacción Suelo	1.619	Cumple

Al cumplir con los factores de seguridad mínimos planteados por la normativa para el diseño de presas de gravedad con los valores propuestos se considera que la estructura es segura bajo los criterios ingenieriles de diseño.

## VI.2 Imoprtancia de Variables Aleatorias

Con la finalidad de facilitar el análisis y determinar las variables más relevantes para el cálculo de la probabilidad de falla de presas ante deslizamiento se realizó un análisis de sensibilidad empleando el método de Mote Carlo con las 8 variables aleatorias que se muestran en la *tabla IV.1*. En la *tabla V.4* se muestran las probabilidades calculadas para el evento sísmico utilizando un modelo de cuerpo rígido, con propagación de grieta en el desplante y el método de coeficientes sísmicos utilizando 2 000 000 de simulaciones. En la misma tabla se muestra la diferencia que existe comparándola con la probabilidad calculada con 2 variables aleatorias.

Tabla VI.4. Análisis de sensibilidad.

Número de variables aleatorias	Probabilidad de falla [%]	Diferencia [%]
8	3.975	2.873
7	3.943	2.045
6	3.968	2.692
5	3.957	2.407
4	3.978	2.950
3	3.965	2.614
<b>2</b>	<b>3.864</b>	-
1	0.484	87.474

Del análisis de sensibilidad se obtuvo que las variables de mayor relevancia fueron el ángulo de fricción y la cohesión del material de desplante y que están relacionadas a la resistencia de la cortina ante el deslizamiento. En la comparación se observa que, para este caso de estudio, la efectividad

de drenes no impacta de manera relevante en el cálculo de la probabilidad de falla. Sin embargo, al tratarse la efectividad de drenes de uno de los valores de mayor incertidumbre dentro de la operación de una presa, se consideró esta variable como aleatoria. Por lo que para este estudio se optó por obtener las probabilidades de falla empleando 2 y 3 variables.

### VI.3 Modelo de Cuerpo Rígido

Como se mencionó anteriormente, se empleó el modelo de cuerpo rígido para estimar la probabilidad de falla para el caso de carga de operación y el sísmico empleando los métodos de coeficientes sísmicos y el pseudo-dinámico equivalente.

#### VI.3.1 Estimación Puntual

En el caso del cálculo de la probabilidad de falla ante sismo obtenida a través del método de estimación puntual únicamente se utilizó el método de coeficientes sísmicos en un modelo sin propagación de grieta. Los resultados obtenidos con el método de confiabilidad de estimación puntual fueron los siguientes.

Tabla VI.5. Probabilidades de falla con método estimación puntual.

Caso de Carga	Probabilidad de Falla [%]	
	2 variables	3 variables
Operación	0.854	0.420
Sismo	7.537	2.645

#### VI.3.2 Método Avanzado de Primer Orden del Segundo Momento (AFOSM)

Al igual que para el método de estimación puntual, para este método se empleó un modelo sin propagación de grieta y el método de coeficientes en el análisis sísmico. Los resultados obtenidos a través de este método se muestran en la siguiente tabla.

Tabla VI.6. Probabilidades de falla con AFOSM.

Caso de Carga	Probabilidad de Falla [%]	
	2 variables	3 variables
Operación	0.515	0.464
Sismo	7.336	3.990

Para este método también se calculó la probabilidad de falla usando la transformación de Rackwitz-Fiessler obteniendo los siguientes resultados.

Tabla VI.7. Probabilidades de falla con AFOSM y transformación de Rackwitz-Fiessler.

Caso de Carga	Probabilidad de Falla [%]	
	2 variables	3 variables
Operación	0.244	0.302
Sismo	5.070	4.654

#### VI.3.3 Método Monte Carlo

Gracias a la versatilidad con la que cuenta el método de Monte Carlo, para el cálculo de la probabilidad de falla, fue posible incorporar las iteraciones necesarias para evaluar el modelo con

propagación de grieta y sin propagación. De igual forma, aprovechando la gran versatilidad, se hicieron los análisis utilizando tanto el método de coeficientes como el pseudo-dinámico equivalente. Debido a que la cantidad y complejidad de los cálculos provocan que los tiempos de cómputo se eleven, para el uso del método, se propuso un número de simulaciones de 2 000 000 con la finalidad de mantener el porcentaje de error de la solución menor al 1%. Las probabilidades de falla obtenidas a partir de este método fueron las siguientes.

*Tabla VI.8. Resultados para Monte Carlo - cuerpo rígido.*

Caso de Carga	Modelo de Grieta	Probabilidad de Falla [%]	
		2 Variables	3 Variables
Operación	SIN propagación	0.002	0.002
	CON propagación	0.006	0.006
Sismo	SIN propagación	6.461	6.639
	CON propagación	6.675	6.748

#### VI.4 Modelo de Elemento Finito

Para los modelos de elemento finito se utilizaron los métodos sísmicos modal espectral y dominio del tiempo escalando los acelerogramas para que coincida con la PGA del espectro de diseño, se construyeron dos modelos de los cuales uno cuenta con apoyos fijos en la base y para el segundo se simuló un bloque representando la cimentación. El amortiguamiento empleado para ambos modelos fue el mismo que se obtuvo para el modelo pseudo-dinámico equivalente. Para estos análisis se obtuvieron los modos y los periodos de vibración de la sección a través de un software de análisis de elemento finito.

*Tabla VI.9. Periodos y frecuencias de vibración de la sección.*

Modo	Apoyos Fijos		Interacción Suelo - Estructura	
	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]
1	0.215	4.662	0.285	3.515
2	0.096	10.460	0.126	7.943
3	0.060	16.556	0.094	10.593
4	0.054	18.622	0.069	14.514
5	0.036	27.473	0.067	15.038
6	0.029	34.364	0.042	23.923
7	0.028	35.842	0.034	29.070
8	0.026	38.911	0.031	31.847
9	0.025	40.816	0.030	33.333
10	0.023	43.860	0.027	37.175

El caso de los modelos de elemento finito, al tratarse de análisis complejos, la posibilidad de simular repetidamente los modelos para obtener la probabilidad de falla con el método de Monte Carlo resulta muy complicado y en cuestiones de tiempo y recursos de cómputo prácticamente imposible. Por lo que para el cálculo de la probabilidad de falla empleando los modelos de elemento finito, se optó por obtener el límite de falla iterando los valores en la función de falla con la finalidad de delimitar la región segura y la región de falla. Para el caso del análisis de 3 variables se realizó el

mismo procedimiento, teniendo como resultado una superficie definiendo el límite de falla. Una vez delimitada la región segura y la región de falla se realizaron las simulaciones a través del método de Monte Carlo y se ubicaron los valores dentro de la gráfica contabilizando los ubicados dentro de la región de falla. Para mantener el porcentaje de error de la solución para el caso de carga de sismo menor a 1% se simularon muestras de 8 000 000 valores. Las probabilidades de fallas obtenidas empleando esta metodología se muestran en la *tabla VI.10*.

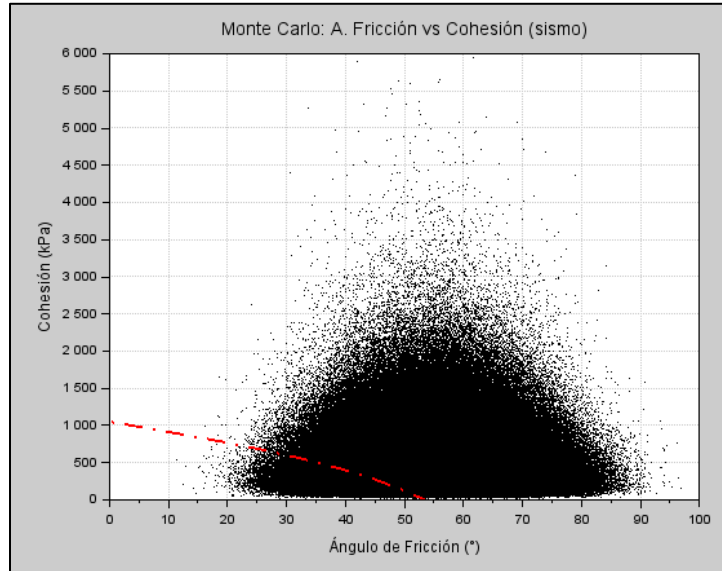


Figura VI.2. Método de Monte Carlo empleando función de falla para 2 variables aleatorias.

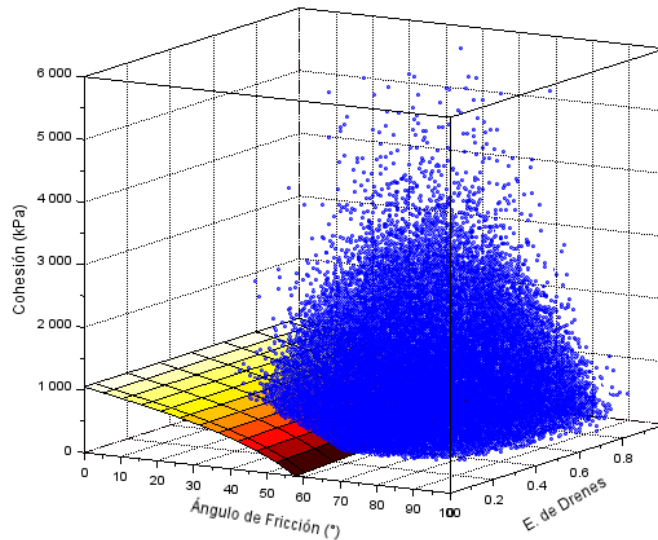


Figura VI.3. Método de Monte Carlo empleando superficie de falla para 3 variables aleatorias.

Tabla VI.10. Resultados método de Monte Carlo para modelo de elemento finito.

Método Sísmico	Modelo de Cimentación	Probabilidad de Falla [%]	
		2 variables	3 variables
Espectro	Apoyos Fijos	3.984	4.027
	Interacción Suelo	10.406	10.522
Dominio del Tiempo Loma Prieta	Apoyos Fijos	4.936	5.021
	Interacción Suelo	11.610	11.768
Dominio del Tiempo San Fernando	Apoyos Fijos	0.737	0.660
	Interacción Suelo	1.469	1.516
Dominio del Tiempo Tohoku	Apoyos Fijos	3.453	3.553
	Interacción Suelo	5.025	5.107

## VI.5 Análisis de Resultados

A partir del análisis de estabilidad con coeficientes de seguridad propuesto por la normativa se establece que la estructura es segura sin importar el tipo de modelo o el método de análisis sísmico con la que se realice el análisis. Sin embargo, observando las probabilidades de falla se puede observar que existen grandes diferencias. Estas diferencias están asociadas a la idealización del modelo, a los métodos de confiabilidad y principalmente a los tipos de análisis sísmico.

Dentro de los métodos de confiabilidad, el método de Monte Carlo fue el único que pudo emplearse con todos los tipos de análisis sísmico y los diferentes modelos, por lo que los resultados obtenidos a través de este método pueden tomarse como referencia. Para el cálculo de la probabilidad de falla se propuso el número de simulaciones con la finalidad de minimizar el error de la solución a menos del 1% por lo que se considera como el método más preciso para el presente estudio. Adicionalmente, el método se pudo adaptar al tipo de modelo y al número de variables. Como se mencionó en el análisis de sensibilidad, la efectividad de drenes no impactó de manera importante, teniendo una diferencia máxima de 0.00178 entre las probabilidades de falla calculadas con 2 y 3 variables.

Con relación a los métodos de confiabilidad de nivel 2, el método de estimación puntual no demostró suficiente precisión, debido a que la función de falla no es lineal, por lo que para este caso de estudio este método no sería el adecuado para determinar la probabilidad de falla. Para el método AFOSM la falta de precisión se puede asociar al tipo de distribución de las variables empleadas, ya que este supone una distribución normal para las variables, lo cual no se cumple para este caso. Los resultados obtenidos a través del método de AFOSM con la transformación de Rackwitz-Fiessler presentan una variación de 25.4% para 2 variables y 16.9% para 3 variables cuando se le compara con el método de Monte Carlo con el modelo sin propagación de grieta por lo que tampoco se consideró como un método preciso para este estudio.

Para los modelos de cuerpo rígido, el incorporar el análisis de propagación de grieta no tuvo mayor relevancia en los resultados, ya que únicamente tuvo un aumento de entre 0.00082 y 0.00214 en la probabilidad de falla. Sin embargo, cuando se comparan los resultados entre el método de coeficientes y el pseudo-dinámico podemos notar un aumento de aproximadamente de 42% entre ambos valores. Esto se debe principalmente a que la ordenada espectral correspondiente al periodo

fundamental de la cortina para el método pseudo-dinámico,  $0.516 [1/g]$ , es mayor la PGA,  $0.3 [1/g]$ , para su uso en el método de coeficientes sísmicos, lo cual provoca que las fuerzas que favorecen el deslizamiento sean mayores. Ya que el método pseudo-dinámico emplea las propiedades dinámicas de la estructura y el espectro de diseño para la determinación de las fuerzas sísmicas, se tomó este tipo de análisis como el más adecuado para su uso en modelos de cuerpo rígido.

Los resultados obtenidos con modelos de elemento finito presentan grandes diferencias cuando se comparan los modelos de apoyos fijos y los que consideran la interacción suelo-estructura, llegando a presentar una diferencia de hasta 61.7% en los resultados para un mismo método de análisis sísmico. Esto es debido a que en los modelos de interacción suelo-estructura los porcentajes de participación de masa modal para los primeros dos modos son mayores que para los modelos de apoyos fijos. Comparando los valores de la *tabla VI.11* y la *tabla VI.12*, se puede observar que los modelos de interacción suelo-estructura (ISE) tienen una participación de masa modal acumulada de 93.5% para los dos primeros modos contra un 66.8% para los modelos de apoyos fijos, esto influye en las fuerzas sísmicas aplicadas al modelo. Un ejemplo claro de esto son los valores arrojados para el método modal espectral, ya que, para los dos primeros modos, corresponden la misma ordenada del espectro de diseño para ambos modelos, sin embargo, para los modelos ISE, el porcentaje de participación de masa modal provoca que las fuerzas sísmicas sean mayores que en los modelos de apoyos fijos.

Comparando los resultados obtenidos con el método modal espectral para modelos ISE, se observa una diferencia de 10.4 %, 85.9% y 51.5% con las probabilidades de falla calculadas con el método en el dominio del tiempo para los registros de Loma Prieta, San Fernando y Tohoku respectivamente. Esto se debe a que los acelerogramas fueron escalados en función de la PGA y no en función de los primeros modos. A partir de la *figura VI.4* y de las *tablas VI.11* y *VI.12* se puede observar que las ordenadas espectrales para el método de análisis en el dominio del tiempo no son similares entre ellas, lo que demuestra que en caso de emplear el método en el dominio del tiempo se deberá tomar el primer periodo de vibración como referencia para escalar los acelerogramas.

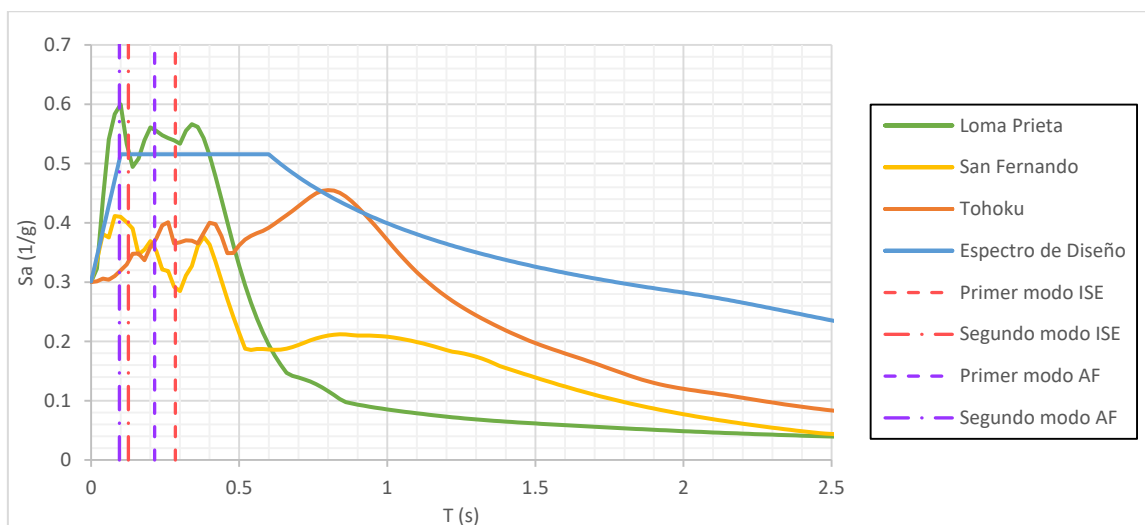


Figura VI.4. Espectro de diseño y espectros de respuesta con amortiguamiento del 15.04%

Tabla VI.11. Participación de masa modal y coeficientes espectrales para modelos de apoyos fijos.

Modo	Periodo [s]	Masa Modal [%]	Masa Modal Acumulada [%]	Espectro Diseño [1/g]	Loma Prieta [1/g]	San Fernando [1/g]	Tohoku [1/g]
<b>1</b>	0.215	<b>40.254</b>	40.254	0.516	0.561	0.369	0.359
<b>2</b>	0.096	<b>26.540</b>	66.795	0.516	0.600	0.410	0.320
<b>3</b>	0.060	<b>4.763</b>	71.557	0.430	0.541	0.375	0.304
<b>4</b>	0.054	<b>10.604</b>	82.162	0.408	0.439	0.381	0.306
<b>5</b>	0.036	<b>4.849</b>	87.011	0.387	0.439	0.381	0.306
<b>6</b>	0.029	<b>0.584</b>	87.595	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>7</b>	0.028	<b>0.510</b>	88.105	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>8</b>	0.026	<b>3.466</b>	91.571	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>9</b>	0.025	<b>0.064</b>	91.635	0.344	0.323	0.337	0.301
<b>10</b>	0.023	<b>0.029</b>	91.663	0.344	0.323	0.337	0.301

Tabla VI.12. Participación de masa modal y coeficientes espectrales para modelos ISE.

Modo	Periodo [s]	Masa Modal [%]	Masa Modal Acumulada [%]	Espectro [1/g]	Loma Prieta [1/g]	San Fernando [1/g]	Tohoku [1/g]
<b>1</b>	0.285	<b>68.820</b>	68.820	0.516	0.539	0.292	0.365
<b>2</b>	0.126	<b>24.667</b>	93.487	0.516	0.533	0.401	0.330
<b>3</b>	0.094	<b>0.000</b>	93.487	0.494	0.583	0.412	0.310
<b>4</b>	0.069	<b>5.292</b>	98.779	0.451	0.541	0.375	0.304
<b>5</b>	0.067	<b>0.000</b>	98.779	0.451	0.541	0.375	0.304
<b>6</b>	0.042	<b>0.733</b>	99.512	0.387	0.439	0.381	0.306
<b>7</b>	0.034	<b>0.000</b>	99.512	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>8</b>	0.031	<b>0.272</b>	99.784	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>9</b>	0.030	<b>0.019</b>	99.803	0.365	0.323	0.337	0.301
<b>10</b>	0.027	<b>0.000</b>	99.803	0.365	0.323	0.337	0.301



# **CAPÍTULO VII.**

## **CONCLUSIONES**

## VII. CONCLUSIONES

La metodología para la revisión de la estabilidad por deslizamiento propuesta por los manuales de diseño basa sus criterios en métodos de confiabilidad de nivel 1, es decir, establecen un valor mínimo que la estructura en revisión deberá alcanzar a través de coeficientes de seguridad. Por otro lado, para la obtención de las fuerzas sísmicas, los mismos manuales, sugieren utilizar el coeficiente de aceleración correspondiente a la aceleración pico del terreno multiplicado por la masa de la cortina. Estos métodos pueden resultar bastante útiles para determinar las dimensiones de la cortina en las primeras etapas del diseño, sin embargo, se demostró en este estudio que en el contexto de un análisis de riesgo de una estructura existente es necesario elevar la complejidad de los métodos de confiabilidad y análisis sísmico.

Después de comparar los resultados obtenidos a través de distintos métodos de confiabilidad, se determinó que la mejor forma para calcular la probabilidad de falla es a través del método de Monte Carlo. El principal motivo es que este método permite el empleo de un gran número de variables y de diferentes distribuciones de probabilidad.

Esto permite que el modelo pueda evaluarse con el comportamiento particular de cada variable, dando como resultado un valor más confiable. Uno de los beneficios que permitió el uso de este método fue la versatilidad que presentó cuando se utilizó para calcular la probabilidad de falla empleando diferentes métodos de análisis sísmico.

El método de Monte Carlo también demostró ser de gran utilidad en los métodos de análisis en donde se emplean modelos de elemento finito para evaluar la respuesta de la cortina. Para su utilización, en lugar de evaluar los modelos con el gran número de muestras de variables aleatorias, se optó por obtener la función de falla del sistema evaluando el modelo con valores que ubicaban la respuesta cerca del límite de falla. Posteriormente, se empleó la combinación de variables simuladas para determinar si estos se ubicaban en la región segura o en la región de falla. El empleo de esta metodología permitió hacer el cálculo de la probabilidad de falla con modelos matemáticos computacionales complejos, lo cual es una aportación importante en el trabajo desarrollado.

Con relación a los otros métodos de confiabilidad empleados en este estudio, la definición de la función de falla para el empleo del método avanzado del primer momento o el método de estimación puntual se vuelve muy complejo. Esto debido a que el cálculo de las fuerzas sísmicas y de subpresión dependen de las idealizaciones que se realizan en el modelo, haciendo que el uso de estos métodos resulte, en algunos casos, poco práctico o imposible.

A partir del análisis de sensibilidad, usando el método de Monte Carlo para evaluar relevancia de las variables aleatorias en el cálculo de la probabilidad de falla, se determinó que las más relevantes fueron las que intervienen en el cálculo de la resistencia de la cortina ante el deslizamiento, el ángulo de fricción y la cohesión del material de desplante. Debido a las dificultades que implica el cálculo de la subpresión y los efectos de esta antes, durante y después de un sismo, adicionalmente, se calculó la probabilidad de falla empleando la efectividad de drenes como una variable aleatoria. Con base a los resultados se observó un aumento promedio de 0.1 % utilizando el método de Monte Carlo en el cálculo de la probabilidad de falla para los diferentes métodos de análisis sísmico. Aunque para el caso de estudio, el aumento en la probabilidad de falla debido a la influencia de la efectividad de los drenes se podría considerar despreciable, en el contexto de un análisis de riesgo, será necesario hacer un análisis detallado para cada caso de estudio. Estos análisis permitirán

determinar si existen fisuras en la zona de contacto entre la cortina y el material de desplante y poder proponer que diagrama de carga es el más adecuado para calcular la carga de subpresión y a su vez considerar la influencia de esta como variable aleatoria en la obtención de la probabilidad de falla.

En este estudio se demostró que las características dinámicas de la estructura influyen de manera importante en el cálculo de la probabilidad de falla. Los valores obtenidos a través de análisis sísmicos en los cuales se idealiza la estructura como un cuerpo rígido muestran una gran diferencia en comparación con los modelos donde consideran los periodos de vibración y amortiguamiento del sistema suelo-estructura-embalse. Se observó que los métodos computacionales de elemento finito permiten una mejor consideración de las características dinámicas del sistema, particularmente de los modos superiores de vibrar y el porcentaje de participación de masa modal de los mismos.

Es relevante mencionar que dentro de los modelos computacionales existe la posibilidad de idealizar la cimentación de la cortina de distintas formas, obteniendo diferentes resultados dependiendo de la idealización. A partir de los resultados obtenidos se puede justificar que antes de proceder a contemplar un escenario sísmico dentro del análisis de riesgo de una estructura existente, es necesario realizar estudios tanto de vibración ambiental como de las propiedades mecánicas de la cimentación. Esto con la finalidad de poder calibrar el modelo matemático con las condiciones existentes de la estructura y obtener una probabilidad de falla más apegada a la real.

El método modal espectral y el dominio del tiempo arrojaron resultados congruentes entre ellos, sin embargo, el método modal espectral resultó el más práctico y el más sencillo de emplear y permitió una mejor consideración de las propiedades dinámicas del sistema. El método en el dominio del tiempo también podría usarse para la obtención de la probabilidad de falla, pero los acelerogramas deberán ser escalados en función de los dos primeros modos de vibrar de la estructura, como sugiere la metodología, y no en función de la PGA como se realizó en este estudio para fines comparativos.

# **CAPÍTULO VIII.**

## **BIBLIOGRAFÍA**

## VIII. BIBLIOGRAFÍA

- Altarejos García, L., Escuder Bueno, I., Serrano Lombillo, A., & Gómez de Membrillera Ortuño, M. (2012). Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis. *Structural Safety*.
- Altarejos, L., Escuder, I., Membrillera, M., & Serrano, A. (2009). Risk Analysis and Probability of Failure of Gravity Dam. *International Commission on Large Dams - ICOLD*.
- Altarejos García, L. (2009). *Contribución a la Estimación de la Probabilidad de Fallo de Presas de Hormigón en el Contexto del Análisis de Riesgos*. Valencia.
- Andrzej S. Nowak, K. R. (2000). *Reliability of Structures*.
- Ang, A.-S., & Tang, W. (1975). *Probability Concepts In Engineering* (2da ed.).
- ASDSO - Association of State Dam Safety Officials. (10 de octubre de 2019). *Lessons Learned From Dam Incidents and Failures*. Obtenido de Lower San Fernando Dam (California, 1971): <https://damfailures.org/case-study/lower-san-fernando-dam-california-1971/>
- Bastidas Arteaga, E., & Soubra, A. (2015). *Reliability Analysis Methods*.
- Bathe, K., & Wilson, E. (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Chopra, A. K. (1988). Earthquake Response Analysis of Concrete Dams. En *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*.
- Chopra, A., & Løkke, A. (2013). *Response Spectrum Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Interaction*. Berkley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Comisión Federal de Electricidad. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño Por Sismo* (Vol. Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo). México, D. F.
- Cornell, C. A. (1971). First Order uncertainty analysis of soils deformation and stability. *Proceedings of the First conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering*, (págs. 130-144). Hong Kong.
- Duffaut, P. (2013). The traps behind the failure of Malpasset arch dam, France, in 1959. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical*, 335-341.
- EM 1110-2-2100. (2005). *Stability Analysis of Concrete Structures*. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.
- EM 1110-2-2200. (1995). *Gravity Dam Design*. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.
- EM 1110-2-6053. (2007). *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures*. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.
- Fenves, G., & Chopra, A. (1987). Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams. *Journal of Structural Engineering*, 1688-1708.
- Ghanaat, Y. (Agosto de 2004). Failure Modes approach to Safety Evaluation of Dams. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

- Ghrib, T., Léger, P., Tinawi, R., Lupien, R., & Veilleux, M. (1997). Seismic safety evaluation of gravity dams. *International Journal on Hydropower and Dams*, 126-138.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Hasofer, A., & Lind, N. (1974). Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 111 - 121.
- International Commission on Large Dams - ICOLD. (1978-1987). *Finite elements methods in analysis and design of dams*.
- International Commission on Large Dams – ICOLD. (1995). *Bulletin 99: Dam Failures Statistical Analysis*.
- International Commission on Large Dams – ICOLD. (1999). *Bulletin 113: Seismic observation of dams - guidelines*.
- International Commission on Large Dams – ICOLD. (2010). *Bulletin 148: Selecting seismic parameters for large dams - guidelines*.
- International Commission on Large Dams – ICOLD. (2013). *Bulletin 155: Guidelines For Use of Numerical Models in Dam Engineering*.
- Le Petit Parisien. (1895). *Supplement Litteraire Illustre*.
- Marego, H., Arreguín, F., & Romero, I. (2010). Evaluación de riesgos en proyectos hidráulicos de ingeniería. Incertidumbres y confiabilidad. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*, 5-35.
- Marengo M., H. J. (1994). *Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas*. México.
- Marengo, H. (1996). Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia. *Ingeniería Hidráulica en México*, 65-78.
- Norman, S. (1994). The Failure of the Bouzey Dam in 1895. *Construction History*, 47-65.
- Rackwitz R., & Fiessler, B. (1976). *Note on Discrete Safety Checking When Using Non-Normal Stochastic Models for Basic Variables*.
- Rogers, J. D. (2006). Lessons Learned from the St. Francis Dam Failure. *Geo-Strata*, 6, 14-17.
- Rogers, J. D. (s.f.). *The 1928 St. Francis Dam Failure and Its Impact on American Civil Engineering*.
- Rosenblueth, E. (1968). *Presión Hidrodinámica en Presas Debida a Aceleración Vertical con Refracción en el Fondo*.
- Rosenblueth, E. (1969). *Presión Hidrodinámica por Sismo en Presas. Estado del Arte*.
- Rosenblueth, E. (1981). Two-Point-Estimates in Probabilities.
- Rosenblueth, R. (1975). Point Estimates for Probability Moments. *Mathematics*, 3812-3814.
- Smith, N. A. (1994). The Failure of the Bouzey Dam in 1895. En *Construction History* (Vol. 10).
- U.S. Army Corps of Engineers. (2000). *Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies*. Washington, D.C.

- U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation. (1998). *Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations*.
- United States Committee on Large Dams. (1992). *Observed Performance of Dams During Earthquakes, Volume I*. Denver, EUA: U. S. Committee on Large Dams.
- United States Committee on Large Dams. (2000). *Observed Performance of Dams During Earthquakes, Volume II*. Denver, EUA: U. S. Committee on Large Dams.
- United States Society on Dams. (2014). *Observed Performance of Dams During Earthquakes, Volume III*. Denver, EUA: U. S. Society on Dams.
- USACE. (1997). *Evaluating the Stability of Existing Massive Concrete Gravity Structures Founded on Rock*. Washington, D.C.
- USACE. (2003). *EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures* .
- Westergaard, H. M. (1931). Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the ASCE*, 418-433.
- Wieland, M. (2006). Earthquake Safety of Existing Dams. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 16.
- Wieland, M. (2010). Dam safety and earthquakes. *Dam Safety*, 12-14.