



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-HIDRÁULICA

METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD
DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS MEXICANAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. GISSELLE OROZCO BUSTOS

TUTOR:
M.I. JOSÉ ALFREDO GONZÁLEZ VERDUGO
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO 2020



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: Dra. María Joselina Clemencia Espinoza Ayala

Secretario: M. en C. Gilberto Salgado Maldonado

1^{er} Vocal: M. I. José Alfredo González Verdugo

2^{do} Vocal: M. I. Juan Fco. Gómez Martínez

3^{er} Vocal: Dr. Isaac Bonola Alonso

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA
JIUTEPEC, MORELOS

TUTOR DE TESIS
M. I. JOSÉ ALFREDO GONZÁLEZ VERDUGO

FIRMA

*A Dios, a mis padres
y a mis hermanas.*

Agradecimientos

Agradezco infinitamente a Dios, a mis padres y hermanas por su amor, apoyo y estímulo.

El Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por la beca suministrada durante el desarrollo de mis estudios.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y al Posgrado UNAM, Campus IMTA por el apoyo brindado.

Mi más profundo agradecimiento a mi tutor, el M.I. José Alfredo González Verdugo, por su asesoría y confianza brindada para el desarrollo de la investigación de esta tesis. Fue un gran placer trabajar bajo su supervisión.

A mi comité de evaluación por sus valiosas aportaciones, su tiempo y experiencia invertidos, nutriendo este documento.

Al M.I. Rafael Antonio Briseño Ramiro y al Dr. Isaac Bonola Alonso por su apoyo, enseñanzas y tiempo. Siempre agradecida

A mis maestros y compañeros de la maestría por su ayuda y los momentos vividos.

Índice

| | | |
|---------|---|----|
| I. | INTRODUCCIÓN..... | 12 |
| I.1 | Antecedentes | 12 |
| I.2 | Objetivo General..... | 14 |
| I.2.1 | Objetivos Específicos | 14 |
| I.3 | Alcances..... | 14 |
| I.4 | Contenido por capítulo..... | 14 |
| II. | EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS..... | 16 |
| II.1 | Generalidades | 16 |
| II.2 | Estadísticas sobre falla de presas..... | 18 |
| II.3 | Métodos clásicos para la evaluación de seguridad de presas | 25 |
| II.3.1 | Coeficiente de seguridad global..... | 25 |
| II.3.2 | Análisis de eventos extremos | 26 |
| II.4 | Métodos para evaluación de la probabilidad de falla | 27 |
| II.4.1 | Conceptos básicos | 28 |
| II.4.2 | Métodos deterministas | 33 |
| II.4.3 | Métodos estadísticos | 33 |
| II.4.4 | Métodos híbridos..... | 34 |
| II.4.5 | Métodos adaptativos..... | 34 |
| II.4.6 | Métodos probabilísticos | 35 |
| II.4.7 | Comportamiento histórico..... | 55 |
| II.4.8 | Juicio de experto | 55 |
| II.4.9 | Árboles de eventos..... | 56 |
| II.5 | Norma NMX-175-SCFI-2015 parte I, II y III | 58 |
| II.5.1 | Parte 1. NMX-AA-175-SCFI-2015 Análisis de riesgo y clasificación de presas..... | 60 |
| II.5.2 | Parte 2. NMX-AA-175/2-SCFI-2016. Inspecciones de seguridad | 62 |
| II.5.3 | Parte 3. NMX-AA-175/3-SCFI-2017. Plan De Acción ante Emergencias (PAE). | 64 |
| III. | METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA POR DESLIZAMIENTO | 66 |
| III.1.1 | Componentes de una presa | 66 |
| III.1.2 | Clasificación de acuerdo a su propósito principal | 67 |
| III.1.3 | Clasificación de acuerdo al material de la cortina de la presa..... | 67 |

| | | |
|---------|---|-----|
| III.1.4 | Clasificación de acuerdo con la altura de la presa | 71 |
| III.1.5 | Clasificación de respecto al riesgo potencial | 71 |
| III.2 | Identificación de solicitaciones | 72 |
| III.2.1 | Solicitud hidrológica..... | 72 |
| III.2.2 | Solicitud sísmica..... | 77 |
| III.3 | Análisis de estabilidad de taludes | 88 |
| III.3.1 | Factor de seguridad..... | 89 |
| III.3.2 | Análisis estático por el método de equilibrio límite (mel) | 90 |
| III.3.3 | Método de las Dovelas | 91 |
| III.3.4 | Métodos de equilibrio límite..... | 93 |
| III.4 | Curvas de fragilidad | 95 |
| III.4.1 | Método del FOSM para curvas de fragilidad | 95 |
| III.5 | Evaluación de la probabilidad de falla por deslizamiento | 98 |
| III.6 | Cuantificación de consecuencias de vidas humanas..... | 103 |
| IV. | CASO DE ESTUDIO: PRESA LA ESTRELLA..... | 105 |
| IV.1 | Aspectos Generales de la presa La Estrella | 106 |
| IV.1.1 | Clasificación preliminar de la presa debido a su potencial de daños | 108 |
| IV.2 | Etapa I: Ingeniería básica | 109 |
| IV.2.1 | Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio..... | 109 |
| IV.2.2 | Estudio hidrológico-hidráulico..... | 112 |
| IV.2.3 | Estudio de peligro sísmico..... | 123 |
| IV.2.4 | Identificación del riesgo..... | 124 |
| IV.3 | Etapa II: Estimación del riesgo | 126 |
| IV.3.1 | Probabilidad anual de ocurrencia de una amenaza (ρC)..... | 126 |
| IV.3.2 | Probabilidad de respuesta dada la amenaza (ρR) | 127 |
| IV.3.3 | Consecuencias debidas a la falla (CN)..... | 138 |
| IV.4 | Etapa III: Evaluación del riesgo | 141 |
| IV.4.1 | Evaluación del riesgo actual | 141 |
| IV.5 | Etapa IV: Control del riesgo | 141 |
| IV.5.1 | Conservación de la cortina | 142 |
| IV.5.2 | Mantenimiento del vertedor | 142 |
| IV.5.3 | Rehabilitación de la obra de toma..... | 142 |
| IV.5.4 | Modos de falla con alternativas de la presa La Estrella..... | 143 |

| | | |
|--------|--|-----|
| IV.5.5 | Evaluación del riesgo con alternativas | 145 |
| V. | CONCLUSIONES..... | 147 |
| V.1 | En relación con la metodología..... | 147 |
| V.2 | En relación con el caso de estudio..... | 148 |
| VI. | BIBLIOGRAFÍA..... | 149 |

Índice de Figuras

| | |
|---|-----|
| Figura II.1 Región segura, de falla y estado límite para un caso bidimensional (Altarejos, 2009). | 25 |
| Figura II.2 Incremento del margen de seguridad mediante el coeficiente de seguridad (Altarejos, 2009). | 26 |
| Figura II.3 Probabilidad de falla vista como la convolución de las densidades de probabilidad de X -capacidad y Y -demanda (Marengo H. , 1993). | 30 |
| Figura II.4 Confiabilidad vista como el complemento de la probabilidad de falla. | 31 |
| Figura II.5 Función de distribución para el Factor de Seguridad (Marengo H. , 1993). | 32 |
| Figura II.6 Función de densidad de probabilidad de la variable X_i (Altarejos, 2009). | 40 |
| Figura II.7 Discretización de la probabilidad con el método de estimación puntual (Altarejos, 2009). | 41 |
| Figura II.8 Muestreo por técnicas de Monte Carlo para 1 variable aleatoria (Altarejos, 2009). | 53 |
| Figura II.9 Muestreo por técnicas de Hipercubo Latino para 1 variable aleatoria (Altarejos, 2009). | 54 |
| Figura II.10 Árbol de eventos. | 56 |
| Figura II.11 Criterios de aceptación de riesgo..... | 61 |
| Figura III.1 Componentes típicos de una presa (Marsal y Reséndiz, 1979). | 66 |
| Figura III.2 Distribución de la aceleración máxima del terreno (gales) en el territorio nacional, para 950 años de periodo de retorno (PSM, 2004). | 78 |
| Figura III.3 Actividad sísmica en México durante más de un siglo. | 79 |
| Figura III.4 Tipos de temblores en México. | 80 |
| Figura III.5 Localización de sismos fuertes oceánicos y continentales. | 80 |
| Figura III.6 Localización de sismos profundos. | 81 |
| Figura III.7 Localización de sismos fuertes y trazas de fallas principales. | 82 |
| Figura III.8 Zonas fuente de temblores de subducción con $M < 7$ | 83 |
| Figura III.9 Zonas fuente de temblores de subducción con $M > 7$ | 84 |
| Figura III.10 Zonas fuente de temblores de fallamiento normal. | 84 |
| Figura III.11 Zonas fuente de temblores corticales. | 85 |
| Figura III.12 Falla de talud (Barajas, 2014). | 88 |
| Figura III.13 Variaciones del factor de seguridad FS (Sharma, 2002). | 90 |
| Figura III.14 Superficie de falla de prueba (Barajas, 2014). | 92 |
| Figura III.15 Fuerzas que actúan sobre la n -ésima dovela (Barajas, 2014). | 92 |
| Figura III.16 Índice de fiabilidad en la estabilidad de taludes. (Wolff, 1996). | 100 |
| Figura III.17 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE. | 104 |
| Figura III.18 Delimitación de las zonas de peligro (IMTA, 2016). | 104 |

| | |
|---|-----|
| Figura IV.1 Procesos que componen al Análisis de riesgo, elaboración propia..... | 106 |
| Figura IV.2 Ubicación de la presa La Estrella..... | 107 |
| Figura IV.3 Vista de la cuenca de la presa La Estrella (SIATL, 2019)..... | 107 |
| Figura IV.4 Ubicación de los puntos donde se realizaron los sondeos (IMTA, 2016)..... | 110 |
| Figura IV.5 Cuenca de la presa La Estrella | 112 |
| Figura IV.6 Perfil del cauce principal (IMTA, 2016)..... | 113 |
| Figura IV.7 Polígonos de Thiessen (IMTA, 2016)..... | 115 |
| Figura IV.8 Curvas Hp-d-Tr..... | 116 |
| Figura IV.9 Curvas i-d-Tr..... | 117 |
| Figura IV.10 Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades, presa La Estrella..... | 118 |
| Figura IV.11 Hidrogramas de las avenidas máximas probables entrantes a la presa La Estrella..... | 119 |
| Figura IV.12 Hidrogramas de salida con 100% de capacidad al NAMO..... | 120 |
| Figura IV.13 Elevaciones máximas alcanzadas, con 100% de capacidad al NAMO..... | 121 |
| Figura IV.14 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para Tr=475 años (IMTA, 2016). | 123 |
| Figura IV.15 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para Tr=950 años (IMTA, 2016). | 124 |
| Figura IV.16 Factores de seguridad de fi máximo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.638 (IMTA, 2016). | 129 |
| Figura IV.17 Factores de seguridad de la cohesión mínima del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 1.260 (IMTA, 2016)..... | 129 |
| Figura IV.18 Factores de seguridad de la cohesión máxima del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 3.559 (IMTA, 2016)..... | 130 |
| Figura IV.19 Factores de seguridad del peso mínimo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.500 (IMTA, 2016)..... | 130 |
| Figura IV.20 Factores de seguridad del peso máximo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.377 (IMTA, 2016)..... | 131 |
| Figura IV.21 Factores de seguridad del fi mínimo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.211 (IMTA, 2016). | 131 |
| Figura IV.22 Factores de seguridad promediado para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.438 (IMTA, 2016)..... | 132 |
| Figura IV.23 Curva de fragilidad por deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella..... | 134 |
| Figura IV.24 Curva de fragilidad por deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella..... | 137 |
| Figura IV.25 Árbol de eventos para deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella..... | 139 |
| Figura IV.26 Árbol de eventos para deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella..... | 140 |
| Figura IV.27 Evaluación de riesgo de la situación actual (NMX-AA.175-SCFI-2015). | 141 |

| | |
|---|-----|
| Figura IV.28 Árbol de eventos para deslizamiento (carga hidráulica) con intervención | 143 |
| Figura IV.29 Árbol de eventos para deslizamiento (carga sísmica) con intervención | 144 |
| Figura IV.30.Evaluación de riesgo de la alternativa de mitigación (NMX-AA.175-SCFI-2015)..... | 146 |

Índice de Tablas

| | |
|---|-----|
| Tabla II.1 Presas en América Latina (ICOLD, 2018) | 18 |
| Tabla II.2 Factores de causas de falla en presas (Yen & Tang, 1979)..... | 19 |
| Tabla II.3 Registro histórico de fallas de presas en el mundo..... | 20 |
| Tabla II.4 Registro histórico de fallas de presas en México..... | 23 |
| Tabla II.5 Niveles de medidas de fiabilidad (Mínguez, 2003)..... | 36 |
| Tabla II.6 Descriptores verbales. Traducido de USBR Fuente especificada no válida..... | 55 |
| Tabla II.7 Clasificación preliminar de riesgo | 60 |
| Tabla II.8 Clasificación de inspecciones de seguridad de presas | 62 |
| Tabla II.9 Nivel de adquisición y evaluación de datos | 62 |
| Tabla II.10 Miembros del equipo básico de inspección | 63 |
| Tabla III.1 Clasificación de cortinas (Murillo R. , 2012)..... | 68 |
| Tabla III.2 Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el programa nacional de inspección de presas de los EUA. | 71 |
| Tabla III.3 Funciones de distribución de probabilidad..... | 74 |
| Tabla III.4 Coeficiente de Kuischiling..... | 76 |
| Tabla III.5 Modelos lluvia-escorrentamiento..... | 76 |
| Tabla III.6 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000) | 90 |
| Tabla IV.1 Características generales de la presa La Estrella | 107 |
| Tabla IV.2 Ubicación de los puntos de muestreo | 109 |
| Tabla IV.3 Resultados de pruebas de campo y porcentaje de compactación de la presa La Estrella. | 110 |
| Tabla IV.4 Propiedades índice de los materiales muestreados en la presa La Estrella..... | 111 |
| Tabla IV.5 Propiedades mecánicas de los materiales muestreados en la presa La Estrella..... | 111 |
| Tabla IV.6 Simbología | 112 |
| Tabla IV.7 Resumen de las características fisiográficas de la cuenca de la presa La Estrella. | 113 |
| Tabla IV.8 Áreas de tipo de cobertura y uso de suelo de la presa La Estrella. | 113 |
| Tabla IV.9 Áreas de tipo de suelo de la presa La Estrella..... | 114 |
| Tabla IV.10 Cálculo del número de curva para la cuenca de la presa La Estrella..... | 114 |
| Tabla IV.11 Coeficientes de escurrimiento medio de la cuenca de la presa La Estrella..... | 114 |
| Tabla IV.12 Resumen de las pruebas de homogeneidad para las estaciones analizadas. | 115 |
| Tabla IV.13 Láminas de lluvia máximas (24h) para diferentes periodos de retorno (Tr). | 115 |
| Tabla IV.14 Fórmulas del método del hidrograma unitario triangular de la SCS..... | 117 |

| | |
|--|-----|
| Tabla IV.15 Gastos de entrada y salida con 100% de capacidad al NAMO. | 120 |
| Tabla IV.16 Características finales de diseño de la presa La Estrella (IMTA, 2016). | 122 |
| Tabla IV.17 Parámetros de los espectros de diseño horizontales para $T_r=475$ y 950 años. | 123 |
| Tabla IV.18 Diferentes modos de falla de acuerdo al tipo de presa. | 124 |
| Tabla IV.19 Tipo de análisis por sollicitación. | 126 |
| Tabla IV.20 Calculo de la probabilidad de ocurrencia (carga hidráulica). | 126 |
| Tabla IV.21 Calculo de la probabilidad de ocurrencia (sismo). | 127 |
| Tabla IV.22 Parámetros del terraplén y cimentación de la presa La Estrella. | 128 |
| Tabla IV.23 Variación de parámetros para obtención del factor de seguridad de la presa La Estrella. | 128 |
| Tabla IV.24 Factores de seguridad de la presa La Estrella con un nivel al NAMO. | 132 |
| Tabla IV.25 Log Normal de los factores de seguridad de presa La Estrella con nivel al NAMO. | 133 |
| Tabla IV.26 Resumen de los datos estadísticos de la presa La Estrella con un nivel al NAMO. | 133 |
| Tabla IV.27 Probabilidad de falla para cada condición de nivel de la presa La Estrella. | 133 |
| Tabla IV.28 Probabilidad de falla de la presa La Estrella. | 134 |
| Tabla IV.29 Variación de parámetros para obtención del factor de seguridad de la presa La Estrella. | 135 |
| Tabla IV.30 Factores de seguridad de la presa La Estrella con una aceleración de terreno de 0.077 g. | 135 |
| Tabla IV.31 Log Normal de los factores de seguridad de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g. | 136 |
| Tabla IV.32 Log Resumen de los datos estadísticos de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g. | 136 |
| Tabla IV.33 Probabilidad de falla de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g. | 136 |
| Tabla IV.34 Modo de falla deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella. | 139 |
| Tabla IV.35 Modo de falla por deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella. | 140 |
| Tabla IV.36 Modo de falla deslizamiento (carga hidráulica) con alternativa. | 143 |
| Tabla IV.37 Modo de falla por deslizamiento (carga sísmica) con alternativa. | 144 |
| Tabla IV.38 Riesgos en la situación actual de la presa La Estrella. | 145 |
| Tabla IV.39 Presa La Estrella con alternativas de mitigación de riesgo. | 145 |
| Tabla IV.40 Evaluación del riesgo de la presa La Estrella. | 145 |

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Antecedentes

Una primera valoración de las presas viene dada por los extraordinarios beneficios asociados a las mismas, entre otros, aseguran el abastecimiento de recursos hídricos a la población, permiten el desarrollo de la agricultura, protegen territorios de los efectos de grandes avenidas, proporcionan energía eléctrica, contribuyen al desarrollo de actividades turísticas y de ocio en su entorno. Sin embargo, resulta innegable que los beneficios enumerados anteriormente vienen acompañados de un riesgo al que quedan ineludiblemente ligados un gran número de personas y bienes. La historia de las presas nos enseña que las roturas de éstas han sido muy esporádicas, pero en ocasiones, gravosas en extremo para las vidas humanas y la economía en su conjunto (Gómez et al., 2005).

En los últimos años, se ha materializado en el panorama internacional un acercamiento del campo de la seguridad de presas hacia las metodologías basadas en riesgo, en las que se combina la probabilidad de ocurrencia de eventos indeseados y sus consecuencias asociadas (Triana, 2006).

Históricamente se ha tratado de facilitar el tratamiento probabilista completo mediante el uso de códigos fundamentados en la experiencia acumulada durante años y elaborados por comités científicos; así, el ingeniero puede emplear unos valores representativos de las acciones y resistencias sin preocuparse del hecho que, desde un punto de vista estadístico, éstas sean razonables. Como alternativa a ese enfoque más tradicional basado en coeficientes de seguridad, se ha elaborado códigos basados en técnicas probabilistas modernas que definen las distribuciones estadísticas de las variables y fijan los umbrales admisibles de las probabilidades de falla (Gómez et al., 2005).

La evaluación del riesgo de falla en seguridad de presas por métodos de probabilidad es un tema que recobra interés a nivel mundial. En el plano de la normativa y legislación, los países pioneros en la aplicación fueron Estados Unidos, Australia y Holanda. Recientemente otros países como Francia y España están incluyendo aspectos del enfoque basado en riesgo en su legislación de seguridad de presas, en mayor o menor medida (Serrano, Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas, 2011).

En México, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) tiene un inventario en el Sistema de Seguridad de Presas (SISP), de más de 6000 presas y bordos, de los cuales se tienen reportados alrededor de 180 (3 %) presas en alto riesgo (SISP, 2020).

Briseño et al. (2017), analizaron las 180 presas en alto riesgo, y encontraron que el 70 % de dichas presas son para uso de riego, el 60 % se construyeron hace más de 60 años, alrededor del 70 % de las presas son de tierra, y que el 74% de las presas son pequeñas con alturas menores a 15 m y capacidad de almacenamiento menor a 3 hm³.

Murillo (2016), menciona que los registros de fallas en presas de tierra nacionales fueron: 45.2% por desbordamiento, 36.1% por tubificación, filtraciones y erosiones, 1.9% por falla de cimentación o inestabilidad de taludes y del 16.8% se desconoce con certeza la causa de ruptura, con lo que ambos autores concluyen que las presas pequeñas de tierra son las más vulnerables ya que son más propensas a sufrir un desbordamiento.

Ante esta situación, se ha despertado una preocupación plenamente justificada, ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre las poblaciones puede causar enormes pérdidas humanas y materiales, además de graves daños al medio ambiente, concluyéndose en forma generalizada que las presas no deben fallar.

La CONAGUA, como autoridad responsable de la administración en materia de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, ve la necesidad de conservar y, en su caso, mejorar la seguridad de las presas, mitigar los posibles efectos negativos o daños a terceros debidos a una descarga de sus obras de desfogue o a su falla parcial o total que puedan provocar pérdida de vidas humanas o daño a zonas urbanas, infraestructura, y medio ambiente. Por lo anterior, la CONAGUA promueve la norma mexicana NMX-AA-175-SCFI-2015 que establece los requisitos que deben cumplir las presas en operación en el territorio nacional para determinar su grado de riesgo o potencial de daños en la zona de posible inundación aguas abajo debido a la operación, falta de mantenimiento o de cuidado de las presas, por una descarga, o por falla parcial o total de la presa.

La evaluación del riesgo de falla en presas por métodos probabilísticos es un área que no ha sido tan explorada en México, puesto que en la misma norma NMX-AA-175-SCFI-2015, no menciona de manera detallada una metodología sistemática para la aplicación y análisis de riesgo de la falla en presas.

La falta de información, principalmente de las presas pequeñas hace difícil estimar las probabilidades de ocurrencia de una amenaza e incertidumbres en el cálculo de las curvas de fragilidad que representan la probabilidad de respuesta de la presa.

Por otro lado, Gómez et al. (2005), menciona que existe una enorme dificultad en decidir dónde invertir los recursos, así como en compaginar los requisitos de seguridad y economía de las infraestructuras civiles, pendientes de realización o ya construidas.

En este contexto, se necesita desarrollar técnicas basadas en el análisis de riesgos que constituyan una metodología útil que ayude a los tomadores de decisiones comparar de forma equitativa el riesgo entre presas para racionalizar las inversiones en seguridad de presas de manera objetiva, comprender los riesgos que las estructuras representan y sobre todo proponer alternativas hasta obtener un riesgo que la sociedad esté dispuesta a tolerar, o poner fuera de servicio a la presa en el caso de persistencia de riesgos no aceptables.

I.2 Objetivo General

Desarrollar una metodología para evaluar la probabilidad de riesgo de falla de presas conforme a los requerimientos de la Norma Mexicana NMX-AA-175-SCFI-2015 "Operación Segura de Presas. Parte 1.- Análisis de Riesgo y Clasificación de Presas".

I.2.1 Objetivos Específicos

- Realizar una comparación de los principales métodos y prácticas existentes para efectuar la evaluación de probabilidad de falla dentro del marco de la seguridad de presas.
- Desarrollar una metodología para determinar la probabilidad de falla de presas homogéneas ante solicitaciones hidráulicas y sísmicas mediante la generación de curvas de fragilidad.
- Aplicar la metodología desarrollada a un caso de estudio.

I.3 Alcances

Los alcances de esta tesis se centran en formular una metodología para poder realizar el análisis de la Seguridad de Presas con base en los requerimientos de la Norma NMX-AA-175-SCFI-2015 "Operación Segura de Presas. Parte 1.- Análisis de Riesgo y Clasificación de Presas ", aplicadas al estado actual de las presas de México, un país de abundantes recursos hídricos, con una modesta infraestructura de regulación y en donde, hasta la fecha no se ha publicado ningún reglamento, guía o recomendaciones técnicas con las que se pueda llevar a cabo un estudio completo como el que se describe en la norma.

Se evaluará la probabilidad de riesgo de falla de una presa homogénea ante solicitaciones hidráulicas y sísmicas por medio del método del primer orden segundo momento (FOSM) de series de Taylor, se analizará el modo de falla por deslizamiento debido a que este tiene un método determinista bien definido para calcular un factor de seguridad y poder emplearlo en el FOSM.

De manera que el producto podrá ser un documento base para realizar el análisis de riesgo de las presas mexicanas, con la intención de uniformizar criterios y formalizar una guía técnica propia.

I.4 Contenido por capítulo

La tesis se encuentra organizada en 6 capítulos, cuyo contenido se describe a continuación.

Capítulo I Introducción: Se describe el tema de la tesis, la probabilidad de riesgo en la seguridad de las presas, partiendo de los antecedentes del estudio de la seguridad de

presas, se puntualizan los objetivos específicos y se presentan los alcances del estudio, así como la descripción resumida de los contenidos de cada capítulo.

Capítulo II Evaluación de la probabilidad de riesgo de falla en presas: En este capítulo, se presentan algunos métodos para el análisis de riesgo y confiabilidad en estructuras, con la intención de adaptarlos al caso de las presas de tierra. Primero, se presentan algunos casos de presas que han fallado alrededor del mundo y el porqué de la importancia de ser evaluadas por otros métodos, además se describen los conceptos básicos de riesgo que permitirán comprender mejor los temas subsecuentes. Entre dichos conceptos se incluyen la resistencia y las sollicitaciones relacionadas con las presas de tierra. A partir de esto, se discuten los márgenes y factores de seguridad, mismos que son fundamentales para emplear, en general, los métodos de análisis de riesgos. Seguidamente se resume la norma NMX-AA-175-SCFI-2015 en sus tres partes.

Capítulo III Metodología para la evaluación de la probabilidad de falla por deslizamiento: En este capítulo se presenta de manera general las clasificaciones de presas, los componentes que la constituyen, usos, tipos de presas y las distintas variantes que existen. Acto segundo, se puntualizan las sollicitaciones hidrológicas y sísmicas y las etapas que se llevan a cabo en cada una, se describen algunos métodos para el análisis de estabilidad de taludes, así como el método FSOM para las curvas de fragilidad y la evaluación de la probabilidad de falla por deslizamiento (de manera más resumida).

Capítulo IV Caso de estudio Presa La Estrella: Se lleva a cabo la aplicación de la metodología propuesta en el capítulo anterior a una presa de tierra ubicada en el estado de Nuevo León, se detallan los resultados de los estudios previos llevados a cabo durante la etapa de la ingeniería básica, seguidamente se utilizan estos resultados para desarrollar la metodología propuesta. Finalmente se incorporan los resultados obtenidos a la gráfica de criterios de evaluación del riesgo.

Capítulo V Conclusiones: El capítulo 5 presenta las Conclusiones de la tesis, aportaciones y recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo VI: El capítulo 6 presenta la Bibliografía y Anexos de la tesis, distinguiéndose entre los diferentes tipos de publicaciones utilizadas. Además, se presentan los anexos del caso práctico y anexos de normativas.

II. EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS

II.1 Generalidades

Las presas constituyen un bien de la sociedad por sus aportes al bienestar y desarrollo de los pueblos, tales como el control de avenidas, la provisión de agua para uso consuntivo, producción de energía, áreas de esparcimiento y otros. No obstante, también imponen un cierto riesgo por las consecuencias derivadas de su eventual colapso.

La historia nos muestra numerosas fallas de presas que constituyeron verdaderas catástrofes, viéndose reflejadas en fuertes pérdidas de vidas, daños económicos, daños al ambiente y fuerte impacto social. Se mencionan: Austin, E.U., 1911 (80 muertos); St. Francis, E.U., 1928 (450); Vega de Tera, España, 1959 (144); Malpasset, Francia, 1959 (421); Vaiont, Italia, 1963 (2600); Baldwin Hills, E.U., 1963 (5); Oros, Brasil, 1960 (1000); Panshet, India, 1961 (4000); Frías, Argentina, 1970 (42); Teton, E.U. 1976 (14); Machu, India, 1979 (2000), Zocoteaca, entre muchos otros. (ORSEP, Lineamientos de Seguridad de Presas, 2011).

Por lo expuesto, la seguridad de presas ha sido un tema de constante preocupación y desarrollo, en función de exigencias de la sociedad cada vez mayores. Con los años mejoraron fuertemente los criterios de seguridad aplicados al proyecto y la construcción, así como los sistemas operativos, la auscultación y el control de las obras, a la vez que se incorporaron previsiones para situaciones de emergencias. También se avanzó con legislación específica y se crearon organismos regulatorios y de fiscalización, existiendo en la actualidad numerosos documentos en la materia. En México se han construido más de un centenar de grandes presas y un importante número de presas pequeñas. Existen también diques de protección ante crecidas, azudes y presas de relave minero. Si bien, el territorio nacional presenta un alto porcentaje de recursos hídricos aún no explotados, actualmente varios proyectos hidráulicos en desarrollo prevén la construcción y puesta en operación de nuevas presas en los próximos años.

La incorporación del Análisis de Riesgo ha surgido en los últimos años como un elemento de ayuda a la toma de decisiones, en la transición hacia una gestión eficaz, eficiente y responsable de estas infraestructuras, además permite integrar toda la información referente a la seguridad de la presa que se analiza por separado en otros documentos.

El análisis de riesgo y confiabilidad en obras de infraestructura, en particular presas, representa un área de gran importancia debido a las posibles consecuencias que su ruptura traería consigo. Prueba de ello son las estadísticas mundiales, que reportan fallas en presas de distintos tipos y características (Foster, Fell, & Spannagle, 2000), por lo que es necesario realizar el análisis de riesgo, tomando en cuenta las causas que provocan fallas y los efectos de ellas sobre las comunidades vecinas.

La probabilidad de falla dentro del marco de la seguridad de presas es un área que no ha sido tan explorada en México, puesto que en la misma norma NMX-AA-175-SCFI, parte 1

(2015) no menciona de manera detallada una metodología sistemática para la aplicación y análisis de riesgo. La falta de un procedimiento para identificar todos los posibles modos de falla (desbordamiento, tubificación, deslizamiento de taludes por sismo), así como la escasez de información, principalmente de las presas pequeñas, sobre datos históricos de los niveles del embalse, hace muy difícil estimar las probabilidades de ocurrencia de una amenaza o carga (avenida o sismo) y el cálculo de una curva de fragilidad.

Concepto de seguridad

Una cuestión clave es que el concepto de seguridad no responde a una magnitud física de la naturaleza, susceptible de medición, sino que es un concepto abstracto creado por el hombre, y que engloba aspectos tanto socio-económicos como técnicos, sujetos ambos a una evolución temporal. Un ejemplo de esta dinámica es la evolución de los requisitos establecidos por las normativas de seguridad de presas en distintos países y en diferentes momentos.

Es preciso, en primer lugar, establecer unas definiciones generales (NMX-AA.175-SCFI-2015, 2015):

➤ **Nivel de seguridad**

Se puede definir el nivel de seguridad como el margen que separa las condiciones reales de la presa y su embalse de aquellas que provocarían su falla.

➤ **Falla de la presa**

Descarga súbita y sin control del agua embalsada, por mal funcionamiento o por ruptura de alguna de las estructuras de la presa.

➤ **Peligro**

Probabilidad de ocurrencia de un agente perturbador potencialmente dañino de cierta intensidad, durante un cierto periodo y en un sitio determinado.

➤ **Vulnerabilidad**

Susceptibilidad o propensión de un agente afectable a sufrir daños o pérdidas ante la presencia de un agente perturbador determinado por factores físicos, sociales, económicos y ambientales.

➤ **Riesgo**

Daños o pérdidas probables en términos monetarios sobre un agente afectable, resultado de la interacción entre su vulnerabilidad y la presencia de un agente perturbador

➤ **Responsables**

Personas físicas o morales propietarios, concesionarios, asignatarios, poseedores, administradores o usuarios formales e informales de presas que por las disposiciones jurídicas aplicables son responsables de su mantenimiento, vigilancia y seguridad estructural, hidrológica, geotécnica y funcional.

II.2 Estadísticas sobre falla de presas

En América Latina se estima que existen más de 15,000 presas, a manera de referencia países como México en su Sistema de Seguridad de Presas (SISP) al año 2019 tiene un registro de 6000 presas, Perú en su Inventario de Presas pudo catalogar 743 presas, Bolivia cuenta con 287 y Venezuela con 108 más una cantidad no determinada de presas pequeñas no clasificadas. En el Registro Mundial de Presas de ICOLD, América Latina posee 2.449 presas registradas, estas estructuras para ser consideradas en el registro deben tener una altura de 15 m o más medidos desde la base más baja hasta la cresta; o entre 5 y 15 m de altura con un volumen superior 3 millones de metros cúbicos de terraplén. En la siguiente tabla se desglosa la cantidad de presas por país en América Latina registradas por el ICOLD:

Tabla II.1 Presas en América Latina (ICOLD, 2018)

| País | Presas ICOLD |
|-------------|---------------------|
| Brasil | 1364 |
| México | 570 |
| Argentina | 114 |
| Chile | 97 |
| Venezuela | 78 |
| Colombia | 64 |
| Perú | 63 |
| Bolivia | 33 |
| Panamá | 23 |
| Costa Rica | 13 |
| Honduras | 10 |
| Guatemala | 8 |
| Uruguay | 8 |
| Paraguay | 4 |

Pese a que la probabilidad de falla de una presa es muy baja desde el punto de vista estadístico, tomando en consideración el número de presas construidas y las que han fallado, no se debe dejar de lado una evaluación de riesgos que permita contar con información para un plan de emergencia, inclusive esto debe considerarse desde la fase de proyecto, si tomamos en cuenta que muchas contingencias se han generado durante la construcción y llenado del embalse, tal y como ocurrió en el proyecto de Hidroituango, Colombia (El País, 2019).

De acuerdo con Jansen (1983) indica que las presas "requieren de ingeniería defensiva, lo que implica listar todas las fuerzas imaginables que pueden estar involucradas, la inspección de todas las circunstancias posibles y la incorporación de elementos de protección para el manejo de todas y cada una de las condiciones". Claramente, esto es

imposible, pero en la medida que nos acerquemos a ese ideal, se puede mejorar la seguridad de las presas.

En general, todas las estructuras son vulnerables al paso del tiempo y en el caso de presas, la falla de uno solo de sus componentes puede afectar en forma grave la integridad y seguridad de todo el sistema. La seguridad de las presas está directamente ligada a su conservación, rehabilitación, revisión y modernización de sus estructuras, diseño y operación de acuerdo con las condiciones actuales.

Existen diversos modos de falla en una presa, y estos principalmente se relaciona al tipo y material de la cortina, ya sea rígida o flexible, cada una presenta un patrón de falla diferente en donde dominará su forma geométrica, capacidad de almacenamiento, erosión de la cortina y el principal el factor detonante que hará ceder a la estructura de contención.

El factor detonante es aquel que debilita la estructura y promueve el colapso de la cortina en cierta forma y tiempo. Los principales factores detonantes que conllevan a la falla de una presa son: filtración, tubificación, desbordamiento, subpresión, cimentación débil, fractura o evento natural extremo.

En la Tabla II.2 se muestra una agrupación los factores relacionados con las causas de falla en presas.

Tabla II.2 Factores de causas de falla en presas (Yen & Tang, 1979).

| | |
|---|--|
| Factores hidrológicos | Incluyen frecuencia de avenidas, volumen pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento |
| Factores hidráulicos. | Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas |
| Factores geotécnicos | Abarcan condiciones desfavorables del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos en el embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona de la presa |
| Factores sísmicos | Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica |
| Factores estructurales y de construcción | Reúnen diseño estructural inadecuado, malos materiales, errores de construcción y pobre control de calidad |
| Factores operacionales | Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia |
| Otros factores | Implican actos de guerra, sabotaje e impactos accidentales en estructuras (como vehículos, embarcaciones etc.). |

En la Tabla II.3, se presenta una recopilación de varias fuentes en donde se muestra una relación de presas de diferentes tipos que han fallado en diferentes partes del mundo, donde se muestra la capacidad y la altura de cortina con la que fueron diseñadas, así como el número de fatalidades en cada uno.

Tabla II.3 Registro histórico de fallas de presas en el mundo

| Presa | Año | País | Pérdida de vidas | Volumen (hm³) | Altura (m) |
|--------------------------------|------------|----------------|-------------------------|---------------------------------|-------------------|
| Pantano de Puentes | 1802 | España | 608 | 63 | 56 |
| Dale Dike Reservoir | 1864 | Reino Unido | 244 | 114 | 27 |
| Iruhaike | 1868 | Japón | >1000 | - | 28 |
| El Habrá | 1881 | Argelia | 209 | - | 36 |
| South Fork Dam | 1889 | Estados Unidos | 2209 | 20 | 22 |
| Mill River Dam | 1874 | Estados Unidos | 139 | 2.32 | 13 |
| Khadakwasla | 1879 | India | >1000 | | 42 |
| Walnut Grove Dam | 1890 | Estados Unidos | 100 | 85 | 33 |
| Hauser Dam | 1908 | Estados Unidos | 0 | 121 | 23 |
| Lake Toxaway Dam | 1916 | Estados Unidos | 0 | 19 | 18 |
| Sweetwater Dam | 1916 | Estados Unidos | 0 | 23 | 15 |
| Lower Otay Dam | 1916 | Estados Unidos | 14 | 61.1 | 38 |
| Tigra Dam | 1917 | India | 1000 | 4.8 | 24 |
| Gleno Dam | 1923 | India | 356 | 5 | 46 |
| St. Francis Dam | 1928 | Estados Unidos | 600 | 47 | 56 |
| Secondary Dam of Sella Zerbino | 1935 | Italia | 111 | 18 | 47 |
| Vega de Tera | 1959 | España | 144 | 8 | 33 |
| Malpasset | 1959 | Francia | 423 | 50 | 102.5 |
| Ribadelago | 1959 | España | 144 | - | |
| Vaiont | 1960 | Italia | 2600 | - | 261 |
| Panshet Dam | 1961 | Indonesia | 1000 | 10.6 | 63.5 |
| Baldwin Hills Reservoir | 1963 | Estados Unidos | 5 | 1.1 | 70.7 |
| Swift Dam | 1964 | Estados Unidos | 28 | 42 | 48 |
| Pantano de Torrejón-Tiétar | 1965 | España | 54 | 140 | 46 |
| Sempor Dam | 1967 | Indonesia | 2000 | 57 | 58 |
| Banqiao and Shimantan Dams | 1975 | China | 171000 | 492 | 116 |
| Teton Dam | 1976 | Estados Unidos | 11 | 355.5 | 92 |
| Machchu-2 Dam | 1979 | Indonesia | 5000 | 90 | 22.5 |
| Wadi Qattara Dam | 1979 | Libia | 0 | 135 | 55 |
| Presa de Tous | 1982 | España | 25 | 80 | 110 |

| Presa | Año | País | Pérdida de vidas | Volumen (hm ³) | Altura (m) |
|-----------------------------|------|----------------|------------------|----------------------------|------------|
| Presa de Carsington | 1984 | Reino Unido | 0 | 35 | 35 |
| Kantale Dam | 1986 | Sri Lanka | 180 | 123 | 15 |
| Aznalcóllar | 1998 | España | 0 | 6 | 24 |
| Zeyzoun Dam | 2002 | Siria | 22 | 71 | 32 |
| Big Bay Dam | 2004 | Estados Unidos | 0 | 17.5 | 15.5 |
| Situ Gintung | 2009 | Indonesia | 98 | 2 | 16 |
| Kyzyl-Agash Dam | 2010 | Kazajistán | 43 | 45 | 11 |
| Hope Mills Dam | 2010 | Estados Unidos | 0 | 1 | 10 |
| Delhi Dam | 2010 | Estados Unidos | 0 | 4.6 | 18 |
| Niedow Dam | 2010 | Polonia | 1 | 30 | 30 |
| Ajka alumina plant accident | 2010 | Hungría | 10 | 1.2 | 23 |
| Fujinuma Dam | 2011 | Japón | 8 | 1.5 | 18.5 |
| Köprü Dam | 2012 | Turquía | 10 | 93 | 109 |
| Tokwe Mukorsi Dam | 2014 | Zimbawe | 0 | 1.75 | 90.3 |
| Bento Rodrigues | 2015 | Brasil | 24 | 60 | 75 |
| Sparmos Dam | 2016 | Grecia | 0 | 3.5 | 18 |
| Oroville | 2017 | Estados Unidos | 0 | 4.66 | 275 |
| Zocoteaca | 2019 | México | 0 | - | 18.50 |

De entre las catástrofes más importantes se pueden mencionar las siguientes, por la forma en que sucedieron y los daños económicos, ambientales y en términos de pérdidas de vidas que tuvieron:

➤ **Presa de Vajont**

En 1960 se construyó la presa más grande de Europa en Vajont, Italia. Pero a medida que se fue llenando el nuevo reservorio, una gran sección de la ladera de la montaña se desprendió y se desmoronó hacia el lago. No se produjo ningún incidente durante tres años, hasta que el 9 de octubre de 1963 hubo un gigantesco deslizamiento de unos 260 millones de metros cúbicos de bosque, tierra y roca, que cayeron en el depósito a unos 80 kilómetros por hora. El agua desplazada resultante produjo una ola de 250 metros de altura; el mega tsunami destruyó el pueblo de Longarone y las pequeñas villas de Pirago, Rivalta, Villanova y Faè, y perdieron la vida unas 2 600 personas.

➤ **Presa Sabaneta**

La inundación llegó la madrugada del miércoles, mientras muchos dormían. Barro y escombros arrojaron nueve barrios. Por tal motivo no dio tiempo de aviso para realizar una evacuación y quienes no salieron a tiempo, se subieron a los techos de las casas o a

los árboles para esperar auxilio, entre las corrientes de las aguas que arrastraban enseres domésticos y cuanto a su paso encontraban.

➤ **Presa Bento Rodrigues**

En noviembre de 2015 en Brasil murieron 24 personas a raíz de la rotura de los muros de contención de las presas de residuos Fundão y Santarém, en el estado de Minas Gerais. Además de las muertes, 663 kilómetros de del río Doce resultaron contaminados con 40.000 millones de litros de residuos de lodo tóxico. Es la peor catástrofe medioambiental y minera en la historia de Brasil.

➤ **Presa Oroville**

El vertedor de emergencia de la represa de Oroville, en el norte de California, Estados Unidos, podría derrumbarse en cualquier momento, dijeron las autoridades. Las personas que viven en zonas de riesgo de inundación recibieron la orden de abandonar el área inmediatamente. Los niveles de agua en el embalse aumentaron debido a las fuertes lluvias y la nieve en California después de años de sequía severa.

➤ **Presa Zocoteaca**

Tras el paso de la Tormenta Tropical Narda los días 29 y 30 de septiembre del año 2019, provocó el desbordamiento del cauce del Río Mixteco y ocasionó el colapso de la margen derecha de la presa derivadora Zocoteaca, ubicada en el municipio de Santiago Tamazola, Oaxaca. No hubo pérdida de vidas, sin embargo, dicha presa abastecía a 600 *ha* de riego.

El objetivo al revisar las causas de falla en presas y bajo qué situación se presentaron es para conocer los elementos más importantes que deben tomarse en cuenta para hacer un análisis de riesgo de falla, se puede ver que el mayor número de deterioros ocurre en las presas de tierra y enrocamiento. Históricamente este tipo de presas muestran la mayor incidencia en cuanto a fallas y siendo el desbordamiento la principal causa.

Se requiere establecer un criterio que permita identificar a las presas que presentan un riesgo alto de falla y hacer un análisis de riesgo detallado.

A continuación, se presenta en la Tabla II.4 una recopilación de casos de fallas de presas en México.

Tabla II.4 Registro histórico de fallas de presas en México

| Presa | Año | Estado | Material | Causa |
|---------------|------------------|-----------------|------------------------------|---|
| Santa Rosa | 1992 | Durango | Homogénea de tierra | desbordamiento |
| El Pozuelo | 2012 | Coahuila | Homogénea de tierra | tubificación |
| La Escondida | 1972 | Tamaulipas | Homogénea de tierra | tubificación |
| El Batán | 1991 | Querétaro | Homogénea de tierra | Agrietamiento y filtraciones |
| Bebelamas | 2003 | Sinaloa | Homogénea de tierra | Contacto del terraplén con la obra de toma |
| Piedra Blanca | 1999,2007 y 2010 | Coahuila | Homogénea de tierra | tubificación |
| Blanca | 2000 | Durango | Homogénea de tierra | Falta de compactación |
| Tenango | 1999 | Hidalgo | Homogénea de tierra | Deslizamiento de taludes |
| El Conejo II | 2003 | Guanajuato | Homogénea de tierra | Deslizamiento de taludes |
| Siqueros | | Sinaloa | Enrocamiento y gaviones | desbordamiento |
| El capulín | 2002 | Zacatecas | Rígida con terraplén adosado | desbordamiento |
| Dolores | 2003 | San Luis Potosí | | |
| Zocoteaca | 2019 | Oaxaca | Enrocamiento tipo indio | Colapso de la margen derecha, erosión regresiva |

Es evidente que las cortinas homogéneas son más vulnerables ya que el 94% de las obras afectadas son de este tipo y sólo un 4% corresponde a secciones de materiales graduados.

A pesar de las dificultades para identificar las causas de los eventos, la obtención y posterior análisis de fotografías y otra información recopilada en el sitio, pueden aportar información sobre las razones de las fallas. La falta de conservación de las estructuras como es el corte de maleza y árboles en las cortinas y la conservación de las obras de toma y vertedores, también influyen en la ocurrencia de ruptura de cortinas. Se considera que al continuar con la revisión de las presas falladas o con situaciones críticas, podrá precisarse las causas de estos colapsos y permitirá reducirlos, por lo cual es conveniente continuar con estas auscultaciones (Murillo R. , 2012).

Con el conocimiento general de las características físicas y funcionales de las presas, y en particular de cada una de ellas, es posible establecer medidas para garantizar las condiciones de seguridad, funcionamiento y eficiencia en la operación de la infraestructura hidráulica.

La ejecución del programa de seguridad de presas y su consecuente acervo de información permite establecer y verificar las políticas de renovación, rehabilitación e inclusive del necesario abandono de presas obsoletas de la mejor manera; también facilita establecer

las prioridades en las actividades de planeación, construcción y mantenimiento; por último, permite tomar las medidas de operación y estructurales de protección civil tanto inmediatas como de mediano y largo plazos. Esto aunado a los análisis de riesgo permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas, corregir algunas de las construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener estructuras.

II.3 Métodos clásicos para la evaluación de seguridad de presas

II.3.1 Coeficiente de seguridad global

Es el método clásico utilizado para la evaluación de la seguridad en infraestructuras. Si consideramos las distintas variables que intervienen en un problema dado (variables geométricas, de características de los materiales, de acciones,...), como un vector de un espacio n -dimensional (X_1, X_2, \dots, X_n) , y definimos una función de resistencia $r(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que favorece la seguridad y una función de sollicitación $s(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que favorece a la falla, se puede definir una función adimensional $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ a partir del planteamiento anterior, la ecuación (II.1) queda:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (\text{II.1})$$

Un determinado punto del espacio n -dimensional definido está en la región segura si se verifica la condición:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) > 1 \quad (\text{II.2})$$

Por otro lado, un punto de este espacio queda en la región de falla si se verifica (II.3). La frontera entre estas dos regiones, o estado límite, corresponde a la situación definida por el hiperplano n -dimensional (II.4).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 1 \quad (\text{II.3})$$

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 1 \quad (\text{II.4})$$

Para el caso bidimensional, la región segura, la región de falla y el estado límite se pueden representar mediante la Figura II.1.

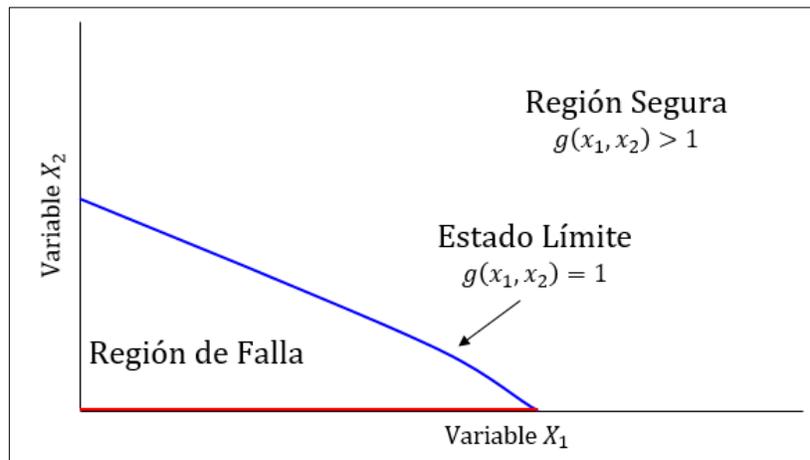


Figura II.1 Región segura, de falla y estado límite para un caso bidimensional (Altarejos, 2009).

Se define el coeficiente de seguridad global como una magnitud F ($F > 1$), de acuerdo con (II.5), aunque de forma más habitual se utiliza la notación (II.6).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) - F > 0 \quad (II.5)$$

$$\frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} > F \quad (II.6)$$

La representación gráfica del coeficiente de seguridad se recoge en la Figura II.2. La utilización de esta metodología supone adoptar para las variables (X_1, X_2, \dots, X_n) consideradas, unos valores fijos que se denominan valores representativos.

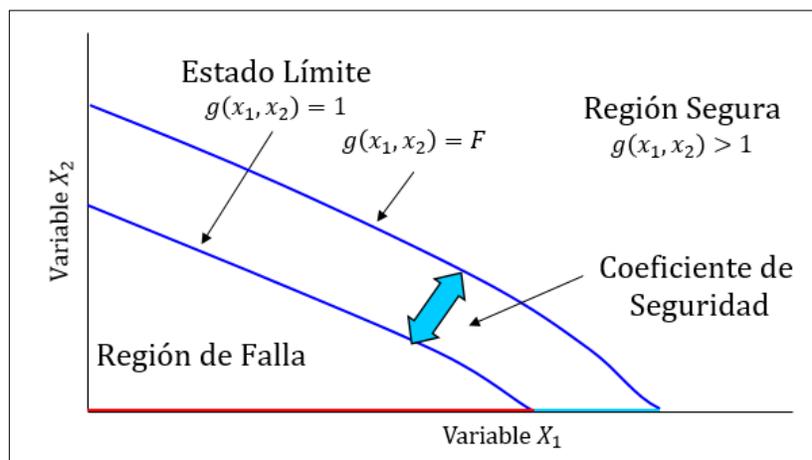


Figura II.2 Incremento del margen de seguridad mediante el coeficiente de seguridad
(Altarejos, 2009).

II.3.2 Análisis de eventos extremos

Esta metodología tiene como objetivo verificar que la presa, llevada a unas condiciones límite de sollicitación, es capaz de hacer frente a las cargas que actúan sobre ella, aunque agotando los márgenes de seguridad (es decir, con coeficientes de seguridad muy próximos a la unidad). Las condiciones límites de sollicitación más habituales son las avenidas extremas y los terremotos extremos.

Estas sollicitaciones extremas no se definen en términos de probabilidad de ocurrencia (periodos de retorno muy altos), sino que expresan un límite físico a la magnitud de la avenida o el terremoto que es capaz de desencadenarse en la naturaleza. Surge así el concepto de Avenida Máxima Probable, denominada también PMF por sus siglas en inglés (Probable Maximum Flood), que se puede definir como (Boillat & Dubois, 1998):

- **Avenida Máxima Probable**

La avenida esperada a consecuencia de la combinación más severa de las condiciones meteorológicas físicamente posibles en una región dada, y cuya llegada al embalse - supuesto inicialmente lleno y con todos sus dispositivos de desagüe abiertos - provocará la máxima elevación en el nivel del embalse.

Análogamente, se maneja el concepto de Terremoto Máximo Creíble, denominado también MCE por siglas en inglés (Maximum Credible Earthquake), (Wieland, Guimond, & Malla, 2005).

- **Terremoto Máximo Creíble**

Es el máximo terremoto que puede esperarse en un determinado emplazamiento en términos absolutos. En este sentido, si una presa es capaz de resistir el MCE, será capaz de resistir cualquier terremoto que se presente a lo largo de su vida útil. Su determinación es básicamente determinista.

Puesto que se plantea un escenario límite para la presa, los modelos de cálculo empleados deben poder tener en consideración la aparición de no linealidades. El uso de modelos lineales más sencillos con solicitaciones límite, puede dar lugar a resultados que sitúan a la presa en la región de falla, al estar basados en fuertes simplificaciones para quedar del lado de la seguridad. Por otro lado, el uso de modelos complejos en el contexto del MCE presenta una gran incertidumbre puesto que se está llevando la estructura a límites en los que es difícil interpretar los resultados obtenidos. Estos modelos complejos, además, se elaboran normalmente en base a parámetros cuya determinación es de dudosa fiabilidad.

II.4 Métodos para evaluación de la probabilidad de falla

La necesidad de garantizar el buen funcionamiento de las obras de infraestructura hidráulica cada vez es mayor, lo que ha provocado que se desarrollen diferentes herramientas de evaluación de riesgos. Estas permiten estimar cualitativa y cuantitativamente los niveles de riesgo asociados a las estructuras, valores que son comparados con estándares para determinar si la seguridad de ellas es o no suficiente. El desarrollo y avances recientes en las técnicas analíticas y de computo, han permitido hacer la evaluación del riesgo y confiabilidad de manera más eficiente, lo cual es benéfico dada la importancia que las presas tienen dentro de la infraestructura de un país.

En este subcapítulo, se presentan algunos métodos para el análisis de riesgo y confiabilidad en estructuras, con la intención de adaptarlos al caso de las presas de tierra.

Cabe mencionar que gran parte de la exposición toma como punto de partida las ideas propuestas por Altarejos (2009) y Marengo (1993).

II.4.1 Conceptos básicos

- **Definición de Riesgo**

El riesgo puede ser definido dependiendo de la aplicación específica, en el campo de la ingeniería, la definición de riesgo combina la probabilidad de ocurrencia, así como la consecuencia de un evento específico no deseado y esto es a menudo simplemente se expresa como el producto de la probabilidad de ocurrencia del evento por la consecuencia de este (Kerner, 2003).

Daños o pérdidas probables en términos monetarios sobre un agente afectable, resultado de la interacción entre su vulnerabilidad y la presencia de un agente perturbador de acuerdo con la norma NMX-AA.175-SCFI-2015 (2015).

El riesgo es la combinación de tres conceptos: qué puede pasar, cuál es la probabilidad de que pase y cuáles son sus consecuencias **Fuente especificada no válida.**

El cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers), determina otras definiciones de interés (Charles Yoe et al., 2000) como la siguiente:

“La evaluación de riesgos es un proceso sistemático para cuantificar y describir la naturaleza, probabilidad y magnitud del riesgo asociado a alguna sustancia, situación, evento o actividad, incluida la consideración de las incertidumbres pertinentes”

- **Relación Capacidad-Demanda (X-Y)**

Cuando se habla de capacidad de carga o de respuesta, la geometría, y materiales de construcción de la estructura son fundamentales para estimar su resistencia. En la práctica, la determinación de la capacidad resistente, así como de las solicitaciones o fuerzas actuantes, son problemas desafiantes. Esto se debe a que, para la toma de decisiones en la ingeniería, la información es generalmente incompleta, además de que la resistencia de una estructura y sus solicitaciones pueden cambiar en el tiempo. Para tomar en cuenta estas variaciones, tanto la resistencia como la demanda a que estará sujeta una estructura, se modelan a través de variables que, lejos de tomar valores puntuales, oscilan en un cierto rango. Estos valores son útiles para cuantificar la confiabilidad de los sistemas, que puede medirse en términos de una probabilidad. Para ello, se tienen que definir dos conceptos, que a partir de ahora se asocian a las estructuras de interés:

X = Capacidad (Resistencia)

Y = Demanda (Solicitaciones)

Mientras que la primera se refiere a la cortina de la presa, que es la encargada de resistir las fuerzas externas, la segunda está relacionada con los distintos fenómenos que actúan sobre ella (ej: sismo, precipitación, empuje del embalse, empuje de azolves, oleaje, etc).

Esto es, la capacidad está dada por la resistencia que tiene la estructura, mientras que la demanda se refiere a las fuerzas que actuarán sobre ella durante su vida útil. Así, ahora se discuten algunas cuestiones referentes al análisis de confiabilidad.

- **Análisis de confiabilidad**

La confiabilidad de un sistema de ingeniería “es más realista cuando se mide en términos de la probabilidad” (Tang, 1984). El objetivo de un análisis de confiabilidad (Marengo H. , 1993), es asegurar durante la vida útil de un proyecto o en el periodo de tiempo en el que es evaluado que X sea mayor que Y ($X > Y$), donde X es la capacidad de resistencia del sistema y Y es la capacidad de demanda (o carga); colocados tanto la demanda como la resistencia en un entorno natural, ambos están sujetos a variabilidad por diversas condiciones de carga externas; es obvio que también la resistencia puede cambiar en el tiempo. Este objetivo puede expresarse en términos probabilísticos como: $P(X > Y)$. De acuerdo con Marengo (1993), dicha probabilidad representa una medida de la confiabilidad del sistema. En términos cualitativos, con base en las definiciones propuestas por Marengo (1993), el término falla se entenderá como: “un movimiento o mal funcionamiento de alguna parte de la presa, de manera que está ya no cumple con su objetivo principal de diseño, la retención del embalse”. A su vez, el término confiabilidad se referirá a: “la probabilidad de que una estructura no falle cuando es sometida a sollicitaciones externas (sismo, lluvias intensas, desbordamientos, deslizamientos, tubificación y brechas en el cuerpo de la cortina)”. Cuantitativamente, el mismo autor afirma que la probabilidad de falla en una presa se puede calcular con la siguiente igualdad, misma que se expresa en términos de la unión de las funciones de densidad de probabilidad:

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^y f_{x,y}(x,y) dx \right] dy \quad (11.7)$$

Donde P_f es la probabilidad de falla, y $f_{x,y}(x,y)$ es la unión (convolución) de las funciones de densidad de probabilidad para las variables X (capacidad) y Y (demanda). Este concepto se expone gráficamente en la Figura 11.3, donde se puede apreciar que el área de traslape muestra la intersección de las curvas $f_x(X)$ y $f_y(Y)$. Dicha área representa una medida de la probabilidad de falla.

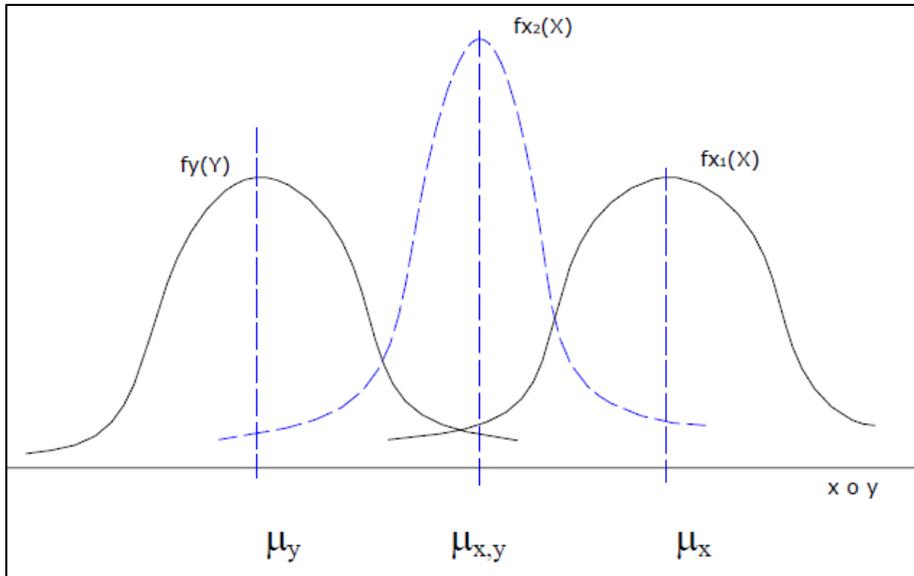


Figura II.3 Probabilidad de falla vista como la convolución de las densidades de probabilidad de X-capacidad y Y-demanda (Marengo H. , 1993).

La región de traslape depende de la posición relativa de $f_x(X)$ y $f_y(Y)$. Como se observa en la figura anterior, si las curvas se apartan P_f decrece y viceversa. La posición de $f_x(X)$ y $f_y(Y)$, puede medirse en función de una relación, que se definirá con detalle más adelante, conocida como "factor de seguridad" (X/Y), o en función de la diferencia entre las medias $\mu_x - \mu_y$, que se conoce como "margen de seguridad", y que también se aborda con detenimiento en la siguiente sección. Asimismo, la confiabilidad se puede expresar cuantitativamente en términos de la unión de las funciones de densidad de probabilidad, como se muestra en la ecuación (II.8):

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^x f_{x,y}(x,y) dy \right] dx \quad (II.8)$$

Donde P_s es la confiabilidad, que mide la probabilidad de que la estructura no falle. La confiabilidad es el complemento de la probabilidad de falla, por lo que $P_f = 1 - P_s$. La Figura II.4 muestra el complemento de la probabilidad de falla de forma esquemática.

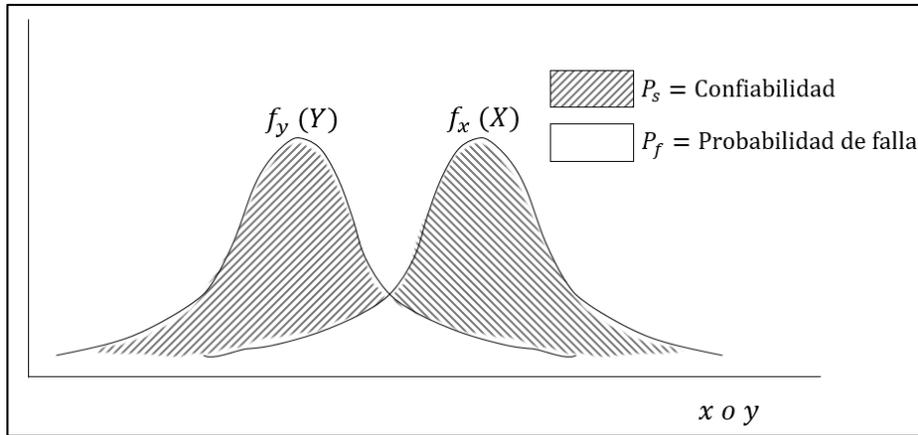


Figura II.4 Confiabilidad vista como el complemento de la probabilidad de falla.

- **Factor de seguridad**

En ingeniería, el factor de seguridad (FS), también conocido como coeficiente de seguridad, se emplea para el diseño tanto de estructuras en general, como de diferentes elementos estructurales. En esencia, el coeficiente indica el grado de resistencia que tiene una estructura, es decir, responde a la pregunta: ¿resistirá o no el elemento más de lo que actuará sobre él. Se calcula como el cociente entre X y Y , por lo que valores menores a la unidad denotarían la existencia de una estructura insegura. De nuevo, el FS se aplica en todos los campos de la ingeniería, desde la eléctrica y mecánica hasta la civil, además de otras áreas del conocimiento que requieren contar con la certidumbre de que los sistemas diseñados no fallarán. En este caso, la probabilidad de falla se expresa como se muestra en la ecuación (II.9):

$$P_f = \int_0^1 f_{\theta}(\theta) d\theta = F_{\theta}(1,0) \quad (II.9)$$

Gráficamente, la ecuación anterior se representa por medio de la Figura II.5, donde el área debajo de la curva define la probabilidad de falla.

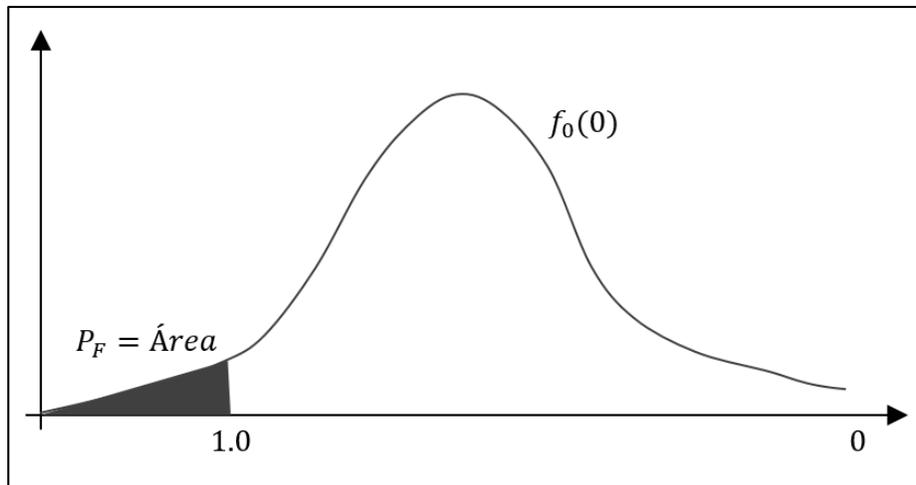


Figura II.5 Función de distribución para el Factor de Seguridad (Marengo H. , 1993).

En dicha figura, se aprecia que los valores menores a la unidad implican una falla probable, lo que se representa con el área sombreada. En contraste, los valores que la superan indican que la estructura es segura desde el punto de vista teórico, y que por lo menos resistirá las solicitaciones que sobre ella actúen. En este sentido, cabe mencionar que las presas de tierra normalmente deben diseñarse con factores de seguridad superiores a 1.5 (Juárez & Rico, 1996).

Teniendo claros ya los conceptos relacionados con: riesgo, capacidad, demanda, análisis de confiabilidad, probabilidad de falla y factor de seguridad, se procederá ahora a presentar algunos métodos para el análisis de riesgos en obras de infraestructura. Cabe mencionar que, en general, la literatura reporta una gran variedad de técnicas para evaluar riesgos, sin embargo, aquí solo se reportan los que se consideran son más aplicables al caso de las presas de tierra.

Ante las fallas registradas en presas a lo largo de la historia, con su impacto socioeconómico aguas abajo, la respuesta de las principales agencias relacionadas al tema (ICOLD, FEMA, USBR, USACE) ha sido abordar estudios sobre el Análisis de riesgo. Uno de los componentes de estos estudios es el establecimiento de la probabilidad de falla, lo cual conduce a indicadores cuantitativos y cualitativos de la seguridad de presas.

En general, existen diversos métodos para estimar las probabilidades condicionales de rotura en una presa, a saber (Fell et al (2000), DEFRA (2002), ANCOLD (2003), USBR (2003) y Kottogoda & Rosso (1997)):

- Deterministas (o clásicos)
- Estadísticos
- Adaptativos
- Probabilísticas

II.4.2 Métodos deterministas

Están basados en leyes físicas y principios generales de la mecánica (resistencia de materiales, mecánica de suelos y rocas) y de la hidráulica, hidrología e hidrogeología. Utilizan modelos matemáticos y para su resolución se emplean técnicas numéricas como los elementos finitos y las diferencias finitas, entre otras. Se pueden aplicar al análisis de presas nuevas y existentes.

II.4.3 Métodos estadísticos

Se basan en el proceso de los datos disponibles de comportamiento de la presa mediante modelos matemáticos estadísticos. Su uso está restringido a presas existentes en las que se disponga de un número suficiente de registros procedentes de la auscultación de la presa de un mínimo de 5 años (Altarejos, 2009). Mediante el tratamiento estadístico de los datos, se obtienen correlaciones entre una serie de parámetros de respuesta (desplazamientos, filtraciones, presiones, etc.) y una serie de acciones externas (nivel en el embalse, temperaturas del agua, del aire, del cuerpo de presa, edad de la presa, etc.). Estas correlaciones se obtienen mediante técnicas del tipo de mínimos cuadrados, y consisten en expresiones analíticas con una serie de componentes multiplicadas por unos coeficientes a determinar. Cuantos más grados de libertad, mejor se ajustan los resultados de la función a los datos reales. Por contra, cuantos más grados de libertad, se precisa un mayor número de datos para obtener los coeficientes de ajuste.

La utilidad de estos modelos es diagnosticar si durante un periodo dado, la presa se ha comportado de un modo esperable, o si, por el contrario, algún nuevo factor que es necesario identificar ha influenciado este comportamiento. Para ello se comparan los valores medidos durante el periodo sometido a examen con los valores resultantes de las correlaciones deducidas, y comprobando si las diferencias entre ambos son estadísticamente significativas. La aplicación de estos modelos busca encontrar relaciones causa-efecto.

Los modelos estadísticos se clasifican en dos grupos:

- Probabilísticos
- Regresivos (o de series temporales)

Los modelos probabilísticos asumen que el efecto evaluado es una variable aleatoria con una función de densidad de probabilidad que depende de la causa. Los modelos regresivos trabajan sobre series temporales, analizando los parámetros estadísticos que caracterizan la serie, y buscando relaciones entre los valores de la serie (descriptores de la respuesta del sistema) y los parámetros de acciones externas, introduciendo un componente aleatorio que recoge los errores y la influencia de otros fenómenos considerados poco relevantes. Estos modelos permiten identificar y aislar la influencia individual de distintas acciones

externas. Un ejemplo es la modelación de los desplazamientos de una presa, considerando como acciones externas el nivel en el embalse, la temperatura y la edad de la presa. Los modelos estadísticos con filtros son utilizados con frecuencia en análisis de señales, pero su aplicación a las presas es muy escasa. Las series estacionarias se pueden construir a partir de dos procesos estacionarios, de media móvil (MA) y auto-regresivos (AR). Los procesos de media móvil tienen una media independiente del tiempo, mientras que su varianza y covarianza dependen solamente del intervalo de tiempo. En los procesos autoregresivos existe una dependencia de los valores previos. A partir de estos dos se pueden construir los modelos de procesos auto-regresivos de media móvil estacionario (ARMA) y no estacionarios (ARIMA). Estos modelos aportan alguna información sobre el fenómeno analizado por medio de los coeficientes y de los parámetros estadísticos (desviaciones típicas, autocorrelaciones, etc.). Los parámetros de los modelos AR señalan el carácter auto regresivo del fenómeno y su "memoria". Los parámetros de los modelos MA indican la influencia de cada factor en distintos periodos. Los modelos auto-regresivos (AR) se utilizan en el campo de las presas en la modelación de fenómenos hidrológicos (series de aportaciones, niveles piezométricos. Los modelos de media móvil (MA) se emplean en la modelación de temperaturas en la presa. Los modelos auto-regresivos de media móvil (ARMA) se utilizan en la modelación de fenómenos relacionados con las filtraciones, los desplazamientos de la presa y la respuesta dinámica de la presa.

II.4.4 Métodos híbridos

Un modelo híbrido combina características de los modelos deterministas y de los modelos estadísticos. La expresión analítica de los descriptores del comportamiento se obtiene mediante una aproximación determinista, pero cada término de la función se multiplica por un coeficiente de valor desconocido. Estos coeficientes se obtienen con técnicas estadísticas como las descritas en el punto anterior.

II.4.5 Métodos adaptativos

Se basan en técnicas relacionadas con la inteligencia artificial, y, concretamente, con las redes neuronales. Las dos familias de modelos principales son los sistemas expertos y las redes neuronales. La investigación en inteligencia artificial ha avanzado en dos direcciones: las técnicas de lógica simbólica y las técnicas de conectividad. Las técnicas de lógica simbólica desarrollan mecanismos para la representación simbólica del conocimiento, y utilizan modelos lógicos para deducir u obtener más conocimiento a partir de los hechos memorizados en el conocimiento base del sistema. De este modo se obtienen los denominados "Sistemas Expertos". La conectividad introduce un nuevo concepto, la computación neuronal, que se ha plasmado en el desarrollo de las denominadas "redes neuronales". Un concepto clave en una red neuronal es que la información no se almacena

en una zona concreta del sistema, sino que está almacenada de forma difusa en toda la red. Este almacenamiento se realiza ponderando adecuadamente las conexiones entre las neuronas que componen la red. Una característica de una red neuronal es que puede aprender de los ejemplos. La red se alimenta de una serie de ejemplos de problemas similares al que queremos resolver. Al plantear éste, la red utilizará la información adquirida a partir de dichos ejemplos. Dentro de una red, una neurona puede encontrarse en una capa de entrada de datos a la red, en una capa oculta, o en una capa de salida de datos de la red. Se han desarrollado diferentes tipos de redes. Uno de los más relevantes es el denominado "feedforward". En este tipo de red las neuronas en un nivel sólo pueden conectarse con neuronas situadas en el nivel previo. Es una red sin memoria y los resultados sólo dependen de los datos y de los coeficientes de ponderación de las conexiones. En función de cómo se propaga la información, este tipo de redes pueden ser de un sólo nivel o de múltiples niveles. En este caso, la red debe disponer al menos de una capa oculta. Estas redes pueden analizar problemas complejos (no lineales). Otro tipo de redes son las denominadas "recursivas", utilizadas en problemas de naturaleza no estacionaria. Estos modelos apenas se han utilizado hasta la fecha en el campo de la ingeniería de presas.

Los modelos estadísticos son más simples que los modelos deterministas basados en técnicas de elementos o de diferencias finitas. En cambio, sólo se pueden utilizar cuando se dispone de un periodo relativamente largo de registros de observación de la presa en servicio, en los que ésta haya estado sometida a diferentes condiciones de explotación. Por ello, durante los primeros años de vida de la presa, sólo pueden utilizarse modelos deterministas. Por otro lado, los modelos estadísticos permiten identificar anomalías en el comportamiento de la presa, pero no ofrecen información sobre las causas que desencadenan las mismas, mientras que los modelos deterministas permiten investigar las causas de los comportamientos anormales. La gran utilidad de los modelos estadísticos es que permiten calibrar periódicamente los modelos deterministas, recogiendo los efectos del envejecimiento. Los modelos deterministas deben estar siempre disponibles para aplicarse en caso de que cualquier suceso imprevisto que tenga lugar durante la vida útil de la presa.

II.4.6 Métodos probabilísticos

El objeto es determinar la probabilidad de falla, formulada mediante la ecuación (II.2) que se reproduce a continuación:

$$P_f[g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \quad (II.10)$$

Los métodos para estimar la probabilidad de falla de un sistema pueden ser agrupados en distintos niveles (Mínguez, 2003):

- *NIVEL 1: Método de los coeficientes de seguridad parciales.* No proporciona la probabilidad de falla. La incertidumbre se mide mediante factores arbitrarios. Es el método clásico.
- *NIVEL 2: Método de los momentos de segundo orden.* Puede proporcionar la probabilidad de falla. Aproxima la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ mediante sus dos primeros momentos (media y desviación típica). En algunos casos, se utiliza también una aproximación para la región de falla $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$.
- *NIVEL3: Métodos exactos. Proporciona la probabilidad de falla.* Utiliza la función de densidad conjunta global y métodos específicos para poder realizar la integración. Estos métodos requieren fórmulas especiales de integración y metodologías específicas.

Tabla II.5 Niveles de medidas de fiabilidad (Mínguez, 2003).

| Nivel | Métodos de cálculo | Distribuciones estadísticas | Ecuaciones de estado límite | Incertidumbres asociadas | Resultados |
|---|---|--------------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------------------------|
| Nivel 1: Métodos de los coeficientes de seguridad parciales | Calibración de códigos con métodos de nivel 2 ó 3 | No se utilizan | Ecuaciones lineales usualmente | Factores arbitrarios | Coefficientes parciales |
| Nivel 2: Métodos de los momentos de segundo orden | Álgebra de segundo orden | Sólo distribuciones normales | Lineales o aproximaciones lineales | Puede incluirse como distribuciones normales | Probabilidad de falla |
| Nivel 3: Métodos exactos | Transformaciones | Distribuciones normales equivalentes | Lineales o aproximadamente lineales | Puede incluirse | Probabilidad de falla |
| | Integración numérica y simulación | cualesquiera | cualesquiera | Variables aleatorias | |
| Nivel 4: Métodos de decisión | - | - | - | - | Mínimo coste o máximo beneficio (RBO) |

En el apartado II.3 se han expuesto los fundamentos de los métodos de Nivel 1. En este apartado se desarrollan algunos de los principales métodos de Nivel 2 y de Nivel 3.

➤ MÉTODOS DE NIVEL 2

Los métodos de Nivel 2 o de momentos de segundo orden utilizan aproximaciones de la función $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ de tipo lineal (es decir, de primer orden, o First Order). Además, en lugar de trabajar con la función de densidad de probabilidad conjunta, utilizan únicamente los dos primeros momentos de la misma (Second Moment). Por ello, estos métodos se denominan como métodos FOSM (First Order Second Moment). El resultado directo típico que se obtiene con estos métodos es el índice de fiabilidad, β , que se define como el número de desviaciones típicas que separan el valor esperado de la $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, del valor correspondiente al estado límite $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$. Este valor proporciona una medida relativa de la fiabilidad (distancia del valor más probable a la región de falla), de forma que cuanto mayor sea β , más segura es la estructura, pero no proporciona el valor buscado de la probabilidad de falla.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{falla}}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \quad (II.11)$$

Puesto que X_1, X_2, \dots, X_n son variables aleatorias, $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ es una variable aleatoria, que tendrá una función de distribución de probabilidad determinada, que normalmente es desconocida. Para poder determinar la probabilidad de falla es preciso realizar una hipótesis sobre cómo es la función de distribución de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Realizada esta hipótesis y con los dos primeros momentos de la distribución obtenidos a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n , se puede obtener el índice de fiabilidad y la probabilidad de falla.

A continuación, se presentan diversas técnicas:

- Desarrollo en serie de Taylor alrededor del valor medio.
- Método de estimación puntual (Point Estimate Method)
- Método de Hasofer-Lind

- **Desarrollo en serie de Taylor alrededor del valor medio**

Para poder obtener los dos primeros momentos de la distribución de probabilidad de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de

probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n es preciso que $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ sea una función lineal:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n \quad (\text{II.12})$$

Si g^* no es lineal, es preciso realizar una aproximación, linealizando. El primer momento de g^* , suponiendo que las variables aleatorias no son independientes, se obtiene mediante:

$$E[g^*] = g^*[E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_n)] + \frac{1}{2} \sum \left(\frac{\partial^2 g^*}{\partial X_i \partial X_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \right) \quad (\text{II.13})$$

donde σ_{X_i} es la desviación típica de variable aleatoria X_i y $\rho_{X_i X_j}$ es el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias X_i y X_j .

Por tratarse de una aproximación de primer orden, las derivadas de segundo orden se desprecian, por lo que la expresión resultante es la misma tanto si las variables aleatorias son dependientes como si son independientes (sin correlaciones):

$$E[g^*] = g^*[E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_n)] \quad (\text{II.14})$$

Es decir, el valor esperado de g^* se obtiene evaluando la función en el punto del espacio n-dimensional correspondiente a los valores esperados de las distintas variables aleatorias. La varianza de g^* , suponiendo variables dependientes, se obtiene mediante:

$$Var[g^*] = \sum_i \left[\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right] + 2 \sum_{i \neq j} \left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \frac{\partial g^*}{\partial X_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \right) \quad (\text{II.15})$$

donde $\sigma_{X_i}^2$ es la varianza de la variable aleatoria X_i .

En el caso de independencia entre las variables aleatorias, la expresión (II.15) se reduce a:

$$Var[g^*] = \sum_i \left[\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right] \quad (\text{II.16})$$

Si la función g^* es lineal, es posible obtener de forma inmediata las derivadas de primer orden. En el caso de que sea no lineal, las derivadas de primer orden se aproximan utilizando el desarrollo en serie de Taylor de primer orden para g^* alrededor del valor medio. Para ello, aunque lo normal es evaluar la función g^* en dos puntos próximos al valor medio, uno a cada lado, se utilizan dos puntos más lejanos del valor medio, que son los puntos situados a una distancia de una desviación típica del valor medio, uno a cada lado.

La justificación de esta forma de proceder es que, de este modo, en el caso de ser g^* no lineal, se captura parte del comportamiento no lineal, de forma aproximada. Así pues:

$$\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \approx \frac{g^*[E(X_i) + \sigma_{X_i}] - g^*[E(X_i) - \sigma_{X_i}]}{(X_i + \sigma_{X_i}) - (X_i - \sigma_{X_i})} = \frac{g^*[E(X_i) + \sigma_{X_i}] - g^*[E(X_i) - \sigma_{X_i}]}{2\sigma_{X_i}} \quad (II.17)$$

y el cuadrado de la derivada de primer orden se puede aproximar por:

$$\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i}\right)^2 \approx \frac{1}{\sigma_{X_i}^2} \left\{ \frac{g^*[E(X_i) + \sigma_{X_i}] - g^*[E(X_i) - \sigma_{X_i}]}{2} \right\}^2 \quad (II.18)$$

sustituyendo (II.18) en (II.16) se obtiene:

$$Var[g^*] = \sum_i \left\{ \left(\frac{g^*[E(X_i) + \sigma_{X_i}] - g^*[E(X_i) - \sigma_{X_i}]}{2} \right)^2 \right\} \quad (II.19)$$

Nótese que con este método, es preciso realizar $2n + 1$ evaluaciones de la función g^* , siendo n el número de variables aleatorias consideradas.

- **Método de Estimación Puntual (Point Estimate Method)**

El método de estimación puntual aproxima los dos primeros momentos de g^* mediante la discretización de las funciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n . Esta discretización se realiza mediante unos pocos puntos para cada una de ellas (dos, a lo sumo tres 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 (Harr, 1987). La formulación general del método aproxima hasta el tercer momento de las distribuciones, lo que permite el análisis con variables aleatorias asimétricas. También admite el tratamiento de variables aleatorias correlacionadas. A diferencia del método de las series de Taylor, no es preciso evaluar las derivadas parciales de la función g^* . Un inconveniente del método es que precisa evaluar la función $g^* 2^n$ 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 g^* no es inmediata. El método discretiza la función de densidad de probabilidad continua de la variable aleatoria X_i en dos puntos, x_{i+} y x_{i-} , donde se concentra la masa de probabilidad, P_{i+} y P_{i-} . Los puntos se sitúan a cada lado de la media, μ_{x_i} , a una distancia de la misma de d_{i+} y d_{i-} veces la desviación típica, σ_{x_i} , respectivamente.

$$\begin{aligned}
 P_{i+} + P_{i-} &= 1 \\
 x_{i+} &= \mu_{X_i} + d_{i+} \cdot \sigma_{X_i} \\
 x_{i-} &= \mu_{X_i} + d_{i-} \cdot \sigma_{X_i}
 \end{aligned}
 \tag{II.20}$$

Los coeficientes d_{i+} y d_{i-} se obtienen a partir del coeficiente de asimetría o sesgo, γ_i , de la variable aleatoria X_i :

$$\begin{aligned}
 d_{i+} &= \frac{\gamma_i}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_i}{2}\right)^2} \\
 d_{i-} &= d_{i+} - \gamma_i
 \end{aligned}
 \tag{II.21}$$

Las probabilidades asignadas a cada punto se obtienen mediante:

$$\begin{aligned}
 P_{i+} &= \frac{d_{i-}}{d_{i+} + d_{i-}} \\
 P_{i-} &= 1 - P_{i+}
 \end{aligned}
 \tag{II.22}$$

La discretización de una variable aleatoria se ilustra en la Figura II.6 y Figura II.7. Se ha de obtener 2^n valores de probabilidades, obtenidas por combinación de cada una de las probabilidades puntuales de cada variable con las de las restantes. Estas probabilidades se designan como $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$, donde δ_i es el indicador del signo (+ ó -).

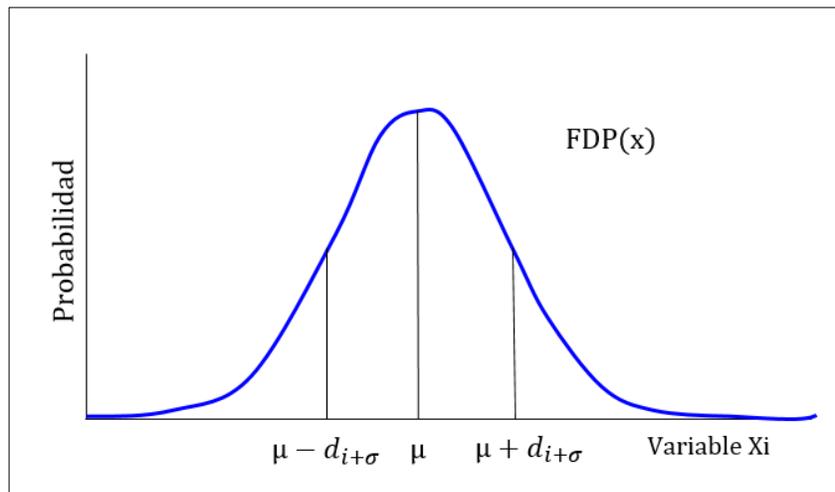


Figura II.6 Función de densidad de probabilidad de la variable X_i (Altarejos, 2009).

Los valores de las probabilidades se obtienen como:

$$P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{j=i+1}^n \delta_i \delta_j a_{ij} \right) \quad (II.23)$$

donde los coeficientes a_{ij} se obtienen mediante:

$$a_{ij} = \frac{\frac{\rho_{ij}}{2^n}}{\sqrt{\prod_{i=1}^n \left[1 + \left(\frac{Y_i}{2} \right)^2 \right]}} \quad (II.24)$$

siendo ρ_{ij} el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias X_i y X_j .

Es preciso evaluar la función g^* un total de 2^n veces, correspondientes a las 2^n combinaciones de puntos donde se ha calculado la probabilidad $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$, obteniendo $g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$. Una vez realizado esto, el momento de orden m de la distribución de probabilidad de g^* se estima mediante:

$$E[g^{*m}] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^{*m}_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (II.25)$$

De modo que para el momento de primer orden se obtiene:

$$E[g^*] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (II.26)$$

y para el momento de segundo orden:

$$E[g^{*2}] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^{*2}_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (II.27)$$

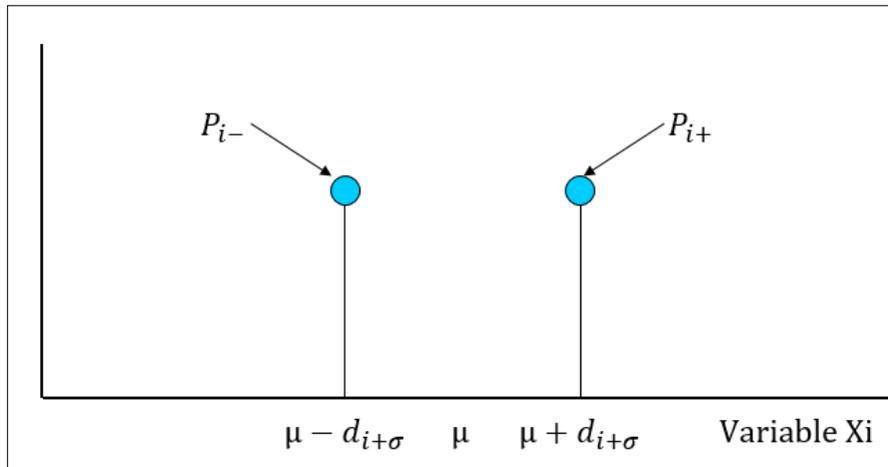


Figura II.7 Discretización de la probabilidad con el método de estimación puntual (Altarejos, 2009).

La varianza de g^* se obtiene mediante:

$$Var[g^*] = E[(g^* - \mu_{g^*})^2] = E[g^{*2}] - \mu_{g^*}^2 \quad (II.28)$$

De este modo se puede estimar la media y la varianza de la distribución de probabilidad de g^* , pero, al igual que con el método anterior, la forma de la distribución es desconocida. Para poder obtener una medida de la probabilidad de falla es preciso realizar de nuevo una hipótesis sobre el tipo de función de probabilidad de g^* . A partir de aquí, el procedimiento es análogo al descrito en el apartado anterior.

El método pierde exactitud con no linealidades crecientes de la función g^* , y para la estimación de momentos de orden superior al segundo. No proporciona un criterio sobre la aportación a la varianza de g^* de cada una de las variables aleatorias X_i , por lo que no es adecuado para identificar las variables más significativas en el análisis.

- **Método de Hasofer-Lind**

Uno de los problemas que se plantea al utilizar las metodologías del desarrollo en serie de Taylor y del Point Estimate Method es que los índices de fiabilidad que se obtienen no son invariantes, sino que dependen de cómo se haya definido la función g^* (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1999). Para evitar este problema, (Hasofer & Lind, 1974) propusieron una definición invariante del índice de fiabilidad.

Sea X el vector de las variables aleatorias que intervienen (X_1, X_2, \dots, X_n), que se suponen normales, μ_x el vector de las medias, σ_x la matriz de varianzas covarianzas y g_x^* la función de estado, que se supone lineal por ahora. El índice de fiabilidad de Hasofer y Lind es el obtenido al resolver el problema:

$$\beta = \text{Mínimo} \sqrt{(x - \mu_x)^T \sigma_x^{-1} (x - \mu_x)} \quad (II.29)$$

Sujeto a:

$$g_x^*(x) = 0 \quad (II.30)$$

El punto del espacio n -dimensional que verifica la condición se denomina punto de diseño. El punto de diseño se encuentra sobre el límite de la región de falla (sobre la superficie n -dimensional de frontera entre la región segura y la región de falla), y es, de todos los puntos de dicha superficie, el más probable. Es decir, aquel para el que la función de densidad conjunta de todas las variables aleatorias que intervienen f_{X_1, X_2, \dots, X_n} es máxima, de entre todos los que se encuentran en dicha superficie.

En el caso de que las variables aleatorias sean independientes, la matriz de varianzas covarianzas es una matriz diagonal, donde los términos de la diagonal son las varianzas de las funciones aleatorias, $\sigma_{X_i}^2$, por lo que el problema definido en (II.29) y (II.30) se puede formular como:

$$\beta = \underset{x_i}{\text{Mínimo}} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \right)^2} \quad (\text{II.31})$$

Sujeto a:

$$g_X^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (\text{II.32})$$

Para aplicar el método de Hasofer y Lind es habitual transformar las variables aleatorias normales correlacionadas (X_1, X_2, \dots, X_n) en variables aleatorias normales independientes estandarizadas, de media nula y varianza la unidad (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) . Para conservar las distancias en ambos espacios la transformación debe ser ortogonal. En un primer paso es preciso transformar las variables iniciales en variables aleatorias normales independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) . Para ello se utiliza una matriz de transformación, B , tal que:

$$U = BX \quad (\text{II.33})$$

Por ser la matriz de varianzas-covarianzas simétrica y definida positiva, mediante la descomposición de Cholesky resulta:

$$\sigma_X = LL^T \quad (\text{II.34})$$

donde L es una matriz triangular inferior que es sencillo obtener a partir de σ_X . La matriz de la transformación se obtiene como:

$$B = L^{-1} \quad (\text{II.35})$$

Se puede comprobar que $\sigma_U = I$ (Mínguez, 2003). La estandarización de las variables se realiza mediante:

$$Z = U - \mu_U = B(X - \mu_X) \quad (\text{II.36})$$

En el espacio transformado, la formulación del problema para obtener el índice de fiabilidad queda:

$$\beta = \text{Mínimo} \sqrt{z^T z} \quad (II.37)$$

Sujeto a:

$$g_z^*(z) = 0 \quad (II.38)$$

En el espacio transformado β es la mínima distancia entre el origen de coordenadas y la región de falla. El vector a lo largo del cual se define la distancia β en el espacio transformado viene dado por los cosenos directores, que se obtienen mediante:

$$\alpha = \frac{\frac{\partial g_z^*}{\partial z}}{\sqrt{\frac{\partial g_z^*}{\partial z}^T \frac{\partial g_z^*}{\partial z}}} \quad (II.39)$$

Estos cosenos directores representan la sensibilidad de la función de estado g_z^* a cambios en la variable z_i . Si la función g^* no es lineal, es preciso realizar una aproximación, linealizándola mediante desarrollo en serie de Taylor, alrededor del punto de diseño. El hecho de que g^* se aproxime en el punto de diseño (situado sobre la superficie de rotura) y no alrededor del valor medio, como en los métodos anteriores, supone una mejor aproximación al valor del índice de fiabilidad.

Para resolver el problema se pueden utilizar diversos algoritmos (Newton, gradiente conjugado, etc.). Hasofer y Lind propusieron el algoritmo que se desarrolla a continuación (Hasofer & Lind, 1974).

Se parte de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) , con distribuciones normales multivariadas y de la función de estado $g_x^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ que define la región de falla como $g^* \leq 0$.

Paso 1: Transformación de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables aleatorias (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) con distribuciones normales estándar independientes.

Paso 2: Formulación de la función de estado $g_x^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ correspondiente a las variables transformadas: $g_z^*(z_1, z_2, \dots, z_n)$.

Paso 3: Selección del punto de inicio de la búsqueda del punto de diseño, $x(i)$ y su correspondiente transformado, $z(i)$.

Paso 4: Cálculo de la distancia del punto $z(i)$ al origen del espacio transformado. Esta distancia es la aproximación i -ésima al valor del índice de fiabilidad:

$$\beta^{(i)} = \sqrt{z^{(i)T}z^{(i)}} \quad (II.40)$$

Paso 5: Cálculo de las componentes del vector de derivadas parciales de la función $g_z^*(z_1, z_2, \dots, z_n)$ respecto de las variables (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) , evaluada en el punto $z(i)$.

$$\nabla g_z^*(z^{(i)}) = \left(\frac{\partial g_z^*(z)}{\partial z} \right)^{(i)} \quad (II.41)$$

y cálculo de los cosenos directores, $\alpha(i)$, del vector normal a la región de falla:

$$\alpha^{(i)} = \frac{\nabla g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \quad (II.42)$$

Paso 6: Evaluación de la función de estado en el punto de trabajo, $g_z^*(z(i))$.

Paso 7: Cálculo del nuevo punto de diseño $z(i + 1)$ y del nuevo índice de fiabilidad $\beta(i + 1)$ mediante:

$$z^{(i+1)} = -\alpha^{(i)} \left(\beta^{(i)} + \frac{\nabla g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \right) \quad (II.43)$$

Paso 8: Comprobación de la estabilidad. Si los valores de β o de $g_z^*(z)$ se estabilizan, se da por buena la aproximación. En caso contrario, con el valor obtenido de $z(i + 1)$ se vuelve al Paso 5 y se continúa el proceso.

Como en los casos anteriores, la probabilidad se obtiene a partir del índice de fiabilidad, haciendo una hipótesis sobre la función de probabilidad de g^* . Si las variables aleatorias son normalmente distribuidas y g^* es una función lineal, entonces g^* se distribuye normalmente.

➤ **MÉTODOS DE NIVEL 3**

Los métodos de nivel 3 permiten una evaluación más exacta de la probabilidad de falla, puesto que trabajan con las funciones de densidad de probabilidad completas de las variables aleatorias y no solamente con los dos primeros momentos de las mismas. Para calcular el valor de una integral se adoptan dos tipos de métodos. Por un lado, están los métodos que utilizan transformaciones especiales de las variables aleatorias y siguen una metodología similar a los métodos FOSM, basada en obtener el índice de fiabilidad β . Entre ellos están los métodos denominados FORM (First Order Reliability Methods) y SORM (Second Order Reliability Methods). El otro gran grupo de métodos de nivel 3 lo forman aquellos mediante los cuales se intenta evaluar directamente el valor de la integral (II.10). Entre ellos se encuentran los métodos de integración numérica (regla trapezoidal, regla de Simpson, Gauss-Laguerre, Gauss-Hermite, etc.) y los métodos de simulación (métodos de Monte Carlo).

- **Métodos de fiabilidad de primer orden (FORM)**

Estos métodos utilizan las funciones de densidad de probabilidad completas de las variables aleatorias, y realizan una aproximación lineal de la función de estado g^* . Permiten trabajar con un conjunto inicial de variables aleatorias dependientes y con funciones de probabilidad distintas. La transformación se realiza en dos etapas. En la primera, el conjunto inicial de variables (X_1, X_2, \dots, X_n) , se transforma en un conjunto de variables uniformes (media cero y varianza unidad) e independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) . Para ello se utiliza la denominada transformación de Rosenblatt [107]. En una segunda etapa, se realiza la transformación para obtener un conjunto de variables normales estándar independientes (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) . El método se desarrolla mediante un proceso iterativo (Hohenbichler & Rackwitz, 1981). La transformación de Rosenblatt del conjunto inicial de variables (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables uniformes independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) se realiza del siguiente modo:

$$\begin{aligned} u_1 &= F_1(x_1) \\ u_2 &= F_2(x_2|x_1) \\ &\dots \dots \\ u_n &= F_n(x_n|x_1, x_2, \dots, x_{n-1}) \end{aligned} \tag{II.44}$$

Donde $F_1(x_1)$ es la distribución marginal de la variable aleatoria X_1 , y el resto de funciones definidas $F_2(x_2|x_1), \dots, F_n(x_n|x_1, x_2, \dots, x_{n-1})$ son las funciones de distribución marginales condicionales de las restantes variables aleatorias.

La transformación normal de una variable aleatoria $U(0,1)$ con una función de distribución determinada $F(u)$ de media cero y varianza unidad en una variable aleatoria $Z(0,1)$ con una función de distribución normal estándar se define como:

$$F_U(u) = \Phi(z) \quad (II.45)$$

De donde:

$$z = \Phi^{-1}(F_U(u)) \quad (II.46)$$

Por tanto, el segundo paso en la transformación de las variables tras realizar la transformación de Rosenblatt supone definir:

$$\begin{aligned} z_1 &= \Phi^{-1}(F_1(x_1)) \\ z_2 &= \Phi^{-1}(F_2(x_2|x_1)) \\ &\dots \\ z_n &= \Phi^{-1}(F_n(x_n|x_1, x_2, \dots, x_{n-1})) \end{aligned} \quad (II.47)$$

Además es preciso transformar la función de estado límite $g_x^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ al espacio definido por las variables transformadas $g_z^*(z_1, z_2, \dots, z_n)$, y obtener el jacobiano de la transformación, J , cuyos términos se definen como:

$$j_{ij} = \frac{1}{\Phi(z_j)} \frac{\partial F_j(x_j|x_1, x_2, \dots, x_{j-1})}{\partial x_i} \quad (II.48)$$

Puesto que para $i > j$, $\partial F_j/\partial x_i = 0$, el jacobiano es una matriz triangular superior. El vector de derivadas parciales de la función transformada, $\partial g_z(z)/\partial z$, se puede obtener a partir de la función original:

$$\frac{\partial g_z(z)}{\partial z} = J^{-1} \frac{\partial g_x(x)}{\partial x} \quad (II.49)$$

La resolución se aborda de manera totalmente análoga a la descrita para el método de Hasofer y Lind, mediante un proceso iterativo de búsqueda del punto de diseño en el espacio transformado. Se parte de las variables aleatorias correlacionadas (X_1, X_2, \dots, X_n) , con distribuciones cualesquiera, y de la función de estado $g_x^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ que define la región de falla como $g^* \leq 0$.

Paso 1: Transformación de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables aleatorias (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) con distribuciones normales estándar independientes.

Paso 2: Formulación de la función de estado $g_x^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ correspondiente a las variables transformadas: $g_z^*(z_1, z_2, \dots, z_n)$ y cálculo del jacobiano, J .

Paso 3: Selección del punto de inicio de la búsqueda del punto de diseño, $x(i)$ y su correspondiente transformado, $z(i)$.

Paso 4: Cálculo de la distancia del punto $z(i)$ al origen del espacio transformado. Esta distancia es la aproximación i -ésima al valor del índice de fiabilidad:

$$\beta^{(i)} = \sqrt{z^{(i)T} z^{(i)}} \quad (11.50)$$

Paso 5: Cálculo de las componentes del vector de derivadas parciales de la función $g_z^*(Z_1, Z_2, \dots, Z_n)$ respecto de las variables (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) , evaluada en el punto $z(i)$.

$$\nabla g_z^*(z^{(i)}) = J^{-1} \nabla g_x^*(x^{(i)}) \quad (11.51)$$

y cálculo de los cosenos directores, $\alpha(i)$, del vector normal a la región de falla:

$$\alpha^{(i)} = \frac{\nabla g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \quad (11.52)$$

Paso 6: Evaluación de la función de estado en el punto de trabajo, $g_z^*(z(i))$.

Paso 7: Cálculo del nuevo punto de diseño $z(i + 1)$ y del nuevo índice de fiabilidad $\beta(i + 1)$ mediante:

$$z^{(i+1)} = -\alpha^{(i)} \left(\beta^{(i)} + \frac{\nabla g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \right) \quad (11.53)$$

Paso 8: Comprobación de la estabilidad. Si los valores de β o de $g_z^*(z)$ se estabilizan, se da por buena la aproximación. En caso contrario, con el valor obtenido de $z(i + 1)$ se vuelve al Paso 5 y se continúa el proceso. Como en el método de Hasofer-Lind, la probabilidad se obtiene a partir del índice de fiabilidad.

- **Métodos de fiabilidad de segundo orden (SORM)**

Estos métodos surgen para poder afinar la solución al problema cuando las funciones de estado presentar curvaturas pronunciadas en las proximidades del estado límite. Realizan una aproximación de la superficie n -dimensional que define la región de falla mediante aproximaciones parabólicas o esféricas en el entorno del punto de diseño (Madsen, Krenk, & Lind, 1986). Estos métodos introducen una cierta complejidad formal y operativa adicional que ha limitado en parte la generalización de su empleo.

- **Métodos de integración**

Un grupo de técnicas de Nivel 3 lo constituyen los métodos que tratan de evaluar el valor de la integral definida en (II.10). La integración directa por métodos analíticos no suele ser posible en la práctica, por lo que se hace necesario recurrir a métodos de integración numérica. Para poder realizar la integración es necesario conocer la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables aleatorias, $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$, y conocer con precisión el dominio de integración definido por $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0$. Se pueden utilizar algoritmos basados en las fórmulas de Newton-Cotes (como la regla del trapecio y la regla Simpson) y algoritmos más eficientes, como los basados en las fórmulas de cuadratura gaussiana, la integración de Romberg y la cuadratura adaptativa (Burden & Faires, 1985).

Otras metodologías desarrolladas recientemente realizan la evaluación de la integral mediante polítopos (Mínguez, 2003). En el caso de variables independientes, la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ se puede expresar como:

$$f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_{x_1}(x_1) \cdot f_{x_2}(x_2) \cdot \dots \cdot f_{x_n}(x_n) \quad (\text{II.54})$$

donde $f_{x_1}, f_{x_2}, \dots, f_{x_n}$ son las funciones de densidad de probabilidad marginales de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n . A partir de la función de densidad conjunta es posible determinar las funciones de densidad marginales. Si se conocen éstas últimas, y se conoce el dominio de integración, es decir, la región para la que $g^* \leq 0$, es posible determinar de una forma aproximada y sencilla el valor de una integral (II.10).

Supóngase un caso bidimensional (la generalización al espacio n -dimensional es inmediata), con dos variables aleatorias independientes, X_1 y X_2 , con funciones de densidad de probabilidad conocidas f_{X_1} y f_{X_2} , y con la región de falla definida por $g^*(x_1, x_2) \leq 0$. Suponemos que el campo de variación de la variable X_1 (los valores posibles que puede

tomar la misma) está definido por el intervalo continuo y cerrado $[x_{1min}, x_{1max}]$. De igual modo suponemos para la variable X_2 un campo de variación definido por el intervalo continuo y cerrado $[x_{2min}, x_{2max}]$.

Dado un valor cualquiera x_1^* ($x_1^* \in [x_{1min}, x_{1max}]$), se puede conocer el valor de x_2^* que verifica $g^*(x_1, x_2) = 0$. Este valor x_2^* puede pertenecer o no al dominio de variación de X_2 . Si no pertenece al dominio, se hace necesario evaluar $g^*(x_1^*, x_{2min})$ y $g^*(x_1^*, x_{2max})$ para determinar si los puntos situados sobre la recta $x_1 = x_1^*$ pertenecen o no a la región de falla. En principio, se pueden dar los siguientes casos:

$$\begin{aligned}
 g^*(x_1^*, x_{2,min}) > 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2,max}) > 0: \text{ Caso A} \\
 g^*(x_1^*, x_{2,min}) < 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2,max}) < 0: \text{ Caso B} \\
 g^*(x_1^*, x_{2,min}) < 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2,max}) > 0: \text{ Caso C} \\
 g^*(x_1^*, x_{2,min}) > 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2,max}) < 0: \text{ Caso D}
 \end{aligned}
 \tag{II.55}$$

En el caso A ningún valor posible de x_2 pertenece al dominio de integración; en el caso B, todos los valores posibles de x_2 están incluidos en el dominio de integración, por lo que éste se define como $[x_{2inf}, x_{2sup}] = [x_{2min}, x_{2max}]$; en el caso C el dominio de integración es $[x_{2inf}, x_{2sup}] = [x_{2min}, x_2^*]$ y, finalmente, en el caso D, se tiene $[x_{2inf}, x_{2sup}] = [x_2^*, x_{2max}]$.

Por la propia definición de función de distribución marginal de probabilidad, F_{X_2} , la probabilidad asociada a cada caso, Pr_2 , queda:

$$\begin{aligned}
 Pr_2 &= 0 : \text{ Caso A} \\
 Pr_2 &= 1 : \text{ Caso B} \\
 Pr_2 &= F_{X_2}(x_2^*) : \text{ Caso C} \\
 Pr_2 &= 1 - F_{X_2}(x_2^*) : \text{ Caso D}
 \end{aligned}
 \tag{II.56}$$

y la ecuación (II.10) se puede escribir como:

$$\begin{aligned}
 P_f[g^*(x_1, x_2) \leq 0] &= \int_{g^*(x_1, x_2) \leq 0} f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) \cdot dx_1 dx_2 = \\
 &= \int_{x_{1min}}^{x_{1max}} \left(\int_{x_{2inf}}^{x_{2sup}} f_{X_2}(x_2) \cdot dx_2 \right) f_{X_1}(x_1) \cdot dx_1 = \int_{x_{1min}}^{x_{1max}} Pr_2 \cdot f_{X_1}(x_1) \cdot dx_1
 \end{aligned}
 \tag{II.57}$$

Esta integral representa una convolución. Para cada punto barrido en el intervalo de variación de X_1 , el valor $f_{X_1}(x)$ representa la probabilidad de que la variable aleatoria X_1 adopte ese valor concreto. El término Pr_2 representa la probabilidad de que la variable aleatoria X_2 presente un valor más desfavorable que aquél para el que se verifica la condición de falla, dado el valor de x_1 (puesto que x_2^* depende del x_1 evaluado, y varía con cada x_1 barrido).

Discretizando adecuadamente los dominios de variación de las variables aleatorias se puede evaluar de forma aproximada la integral y obtener así la probabilidad de falla. Para poder aplicar este método con el suficiente grado de precisión es necesario realizar numerosas evaluaciones de la función de estado g^* para distintas combinaciones de las variables. Más aún, ha de ser posible deducir el valor de x_2 correspondiente a la región de falla, dado un valor de x_1 determinado. Por ello se hace muy conveniente disponer de la expresión analítica de g^* o poder evaluarla numéricamente con un tiempo de cálculo aceptable. Para el caso de n variables aleatorias independientes, resulta:

$$\begin{aligned}
 P_f[g^*(x_1, x_2) \leq 0] &= \int_{g^*(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \cdot dx_1 dx_2 \dots dx_n = \\
 &= \int_{x_{1, \min}}^{x_{1, \max}} \dots \dots \dots \left[\int_{x_{n-2, \min}}^{x_{n-2, \max}} \left(\int_{x_{n-1, \inf}}^{x_{n-1, \sup}} Pr_n \cdot f_{X_{n-1}}(x_{n-1}) \cdot dx_{n-1} \right) f_{X_{n-2}} \cdot dx_{n-2} \right] \dots \dots f_{X_1} \cdot dx_1
 \end{aligned} \tag{II.58}$$

Para el caso de variables dependientes es posible utilizar la misma metodología, pero realizando previamente una transformación del conjunto de variables iniciales a un conjunto de variables independientes. Para ello se puede emplear la transformación de Rosenblatt.

Uno de los problemas que presentan los métodos de integración numérica es que conforme crece el número de variables aleatorias a considerar y la complejidad que represente la evaluación de la función de estado g^* , tanto el tiempo de cálculo como la imprecisión de los resultados aumentan de forma considerable. Para evitar estos problemas, se han desarrollado métodos alternativos que son los denominados métodos de simulación.

- **Métodos de simulación**

En el apartado anterior se han revisado los métodos de integración, que tratan de evaluar la integral del problema definido mediante (II.10). Otro grupo de métodos que persiguen el mismo objetivo son los denominados métodos de simulación

Puesto que se trata de evaluar una integral cuyo significado es la probabilidad de falla, con los métodos de simulación lo que se hace es generar N realizaciones de las variables aleatorias (experimentos) mediante técnicas estadísticas, de forma que los valores generados son consistentes con las distribuciones supuestas o conocidas de los mismos y con las posibles correlaciones existentes entre las variables:

$$\hat{x}(i) = (\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n)_{(i)}; i = 1, \dots, N \quad (II.59)$$

La generación de estas realizaciones de las variables aleatorias se acomete mediante técnicas estadísticas como el método de la transformación inversa, el método de la composición, el método de aceptación-rechazo, y otros (Rubinstein, 1981). Se evalúa la función de estado para cada una de estas realizaciones, obteniendo el número de ocasiones, m , en que se verifica la situación de falla $g^* \leq 0$. La probabilidad buscada se puede aproximar por:

$$P_{fallo} \approx \frac{m[g^*(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n) \leq 0]}{N} = \hat{P}_f \quad (II.60)$$

El método de simulación expuesto constituye el denominado método de Monte Carlo normal ("Hit or Miss Monte Carlo Method"). Estos métodos se denominan exactos porque proporcionan el valor exacto de la probabilidad cuando $N \rightarrow \infty$. Para valores menores de N , lo que proporciona es una estimación del valor de la integral (II.10). El estimador de la probabilidad de falla presenta una media y varianza dadas por:

$$\begin{aligned} E[\hat{P}_f] &= P_f \\ \sigma_{\hat{P}_f}^2 &= \frac{1}{N} P_f (1 - P_f) \end{aligned} \quad (II.61)$$

La precisión en la estimación realizada viene dada por desviación típica del estimador, que es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del número de realizaciones o experimentos. Esto significa que doblar la precisión supone multiplicar por cuatro el número de realizaciones (USASE, 1999).

Por otro lado, las probabilidades de falla en ingeniería civil y en ingeniería de presas en particular suelen ser pequeñas, del orden de 1 entre 10,000 y menores. Por ello, es preciso realizar un gran número de simulaciones para poder registrar situaciones de falla (cada realización o experimento es un proceso de Bernoulli, cuya probabilidad de falla es,

precisamente, la P_f que se quiere averiguar). En la Figura II.8 se recoge un ejemplo del muestreo por Monte Carlo para 1 variable aleatoria.

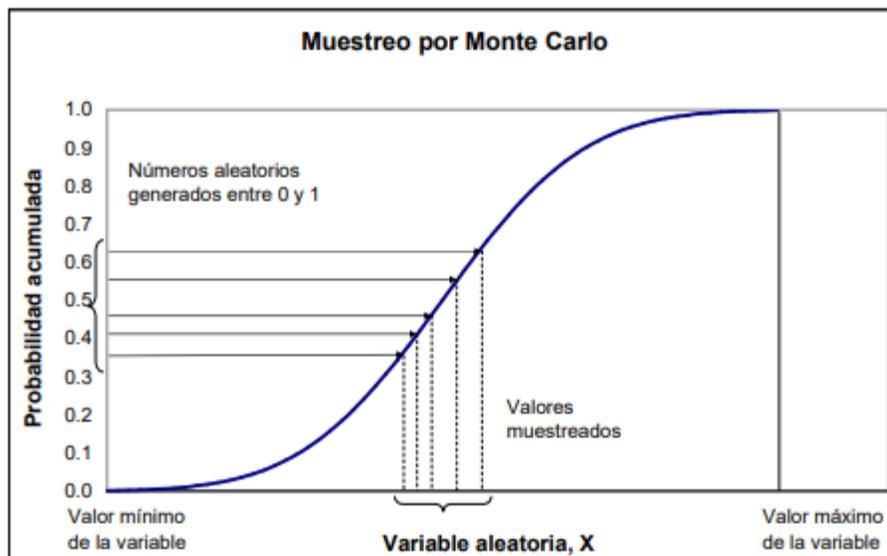


Figura II.8 Muestreo por técnicas de Monte Carlo para 1 variable aleatoria (Altarejos, 2009).

Desde los orígenes del método de Monte Carlo, los investigadores han explorado técnicas con el objetivo de mejorar la eficiencia (reducir el número de simulaciones necesarias para alcanzar un determinado nivel de precisión) y reducir la varianza (obtener mejores aproximaciones). Entre estas técnicas para la reducción de la varianza se pueden citar las de muestreo concentrado (“importance sampling”), muestreo con correlación (“correlated sampling”), y muestreo estratificado (“stratified sampling”, una de cuyas variantes más conocidas es la denominada “Latin Hypercube Sampling” o muestreo por Hiper cubo Latino (Cochran, 1996). La técnica del muestreo por Hiper cubo Latino divide la función de distribución de probabilidad en intervalos iguales en el eje Y , correspondiente a la probabilidad acumulada. De modo que el espacio $[0,1]$ queda fraccionado en una serie de intervalos de igual magnitud. Durante el proceso de muestreo, se obliga a que se generen igual número de realizaciones aleatorias en cada uno de los intervalos. Con esto se consigue muestrear toda la región de la función de distribución, incluso las zonas de menor probabilidad, donde, en otro caso, solamente se hubiera muestreado en caso de generar un elevado número de realizaciones, como se ilustra en la Figura II.9. Resulta útil poder estimar de algún modo aproximado el orden de magnitud de la probabilidad de falla de forma previa a la organización de una simulación por Monte Carlo. Es habitual utilizar las técnicas de simulación para realizar inferencias acerca de la función de estado g^* . En efecto, las N evaluaciones realizadas de g^* constituyen una muestra de dicha variable aleatoria, siendo posible por tanto realizar estimaciones acerca de parámetros importantes que permitan conocer cómo se distribuye g^* en términos probabilísticos (media, varianza,

sesgo, etc.). Una vez ajustada o deducida una función de distribución para la función de estado, F_{g^*} , la probabilidad de falla se obtiene de forma inmediata mediante:

$$P_f = P[g^* \leq 0] = F_{g^*}(0) \quad (II.62)$$

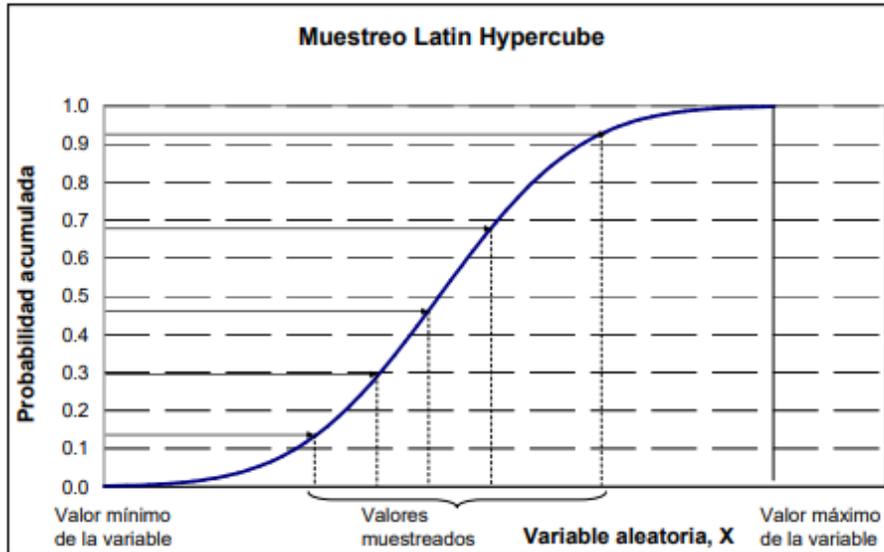


Figura II.9 Muestreo por técnicas de Hipercono Latino para 1 variable aleatoria (Altarejos, 2009).

Una aparente ventaja de esta forma de proceder es que, una vez deducida F_{g^*} , para lo que puede bastar con un valor de N moderado, se conoce completamente el dominio de probabilidad, y se pueden estimar probabilidades muy bajas, situadas en las colas de la distribución. Frente a esta comodidad, la desventaja principal es que la función deducida puede no ser adecuada en la región menos conocida pero más importante a efectos de estimar la probabilidad de falla, que es precisamente la cola de la distribución, por lo que las estimaciones pueden arrojar resultados con errores importantes.

II.4.7 Comportamiento histórico

Deduce la probabilidad de falla a partir de los datos de fallas registrados respecto de la población mundial de presas. Incluye la realización de ajustes en función de la edad de la presa y constituye una herramienta muy valiosa en estudios preliminares para establecer órdenes de magnitud.

Durante un análisis de riesgo, se estiman y usan varios números de registros históricos para describir la probabilidad de eventos y caracterizar los riesgos asociados con esos eventos. La teoría matemática de la probabilidad no se refiere al origen de estos números de una manera creíble y consiente. El grupo de especialistas en ingeniería de presas son los responsables de definir lo que se está estimando y asegurar que los números representen lo que se pretende que signifiquen.

II.4.8 Juicio de experto

Es la opinión sobre la verosimilitud de un evento emitida por un individuo entrenado para ello y en condiciones controladas y específicas. Siempre satisface los axiomas de la probabilidad y habitualmente incluye los descriptores verbales de la probabilidad. Es inevitable tener que recurrir a juicios subjetivos durante la realización de análisis de riesgos a presas, pero se deben seguir procesos estructurados y una serie de reglas básicas para tener unas condiciones de validez y pueda ser verificado **Fuente especificada no válida..**

Tabla II.6 Descriptores verbales. Traducido de USBR Fuente especificada no válida..

| Descriptor verbal | Orden de magnitud de probabilidad asignada |
|------------------------|--|
| Virtualmente seguro | 0.999 |
| Muy probable | 0.99 |
| Probable | 0.9 |
| Neutro | 0.5 |
| Improbable | 0.1 |
| Muy improbable | 0.01 |
| Virtualmente imposible | 0.001 |

El juicio de experto permite llegar a un consenso racional con base en el método científico, a través de la evaluación y validación de juicios emitidos por diferentes expertos. Esto, partiendo de la premisa de que los especialistas cuentan con los conocimientos teóricos y prácticos, sobre un tema específico, y que dominan las teorías y valores de ciertos parámetros de interés, mismos que no pueden ser experimentalmente medidos. La incapacidad para cuantificar dichos parámetros responde a la presencia de restricciones de diferente índole, como la inaccesibilidad a datos. La motivación de aplicar el juicio de experto, es la insuficiencia o inexistencia de información en determinado campo de la ciencia. Por ello es necesario que el investigador obtenga datos directamente con los expertos en un tema, mediante una metodología sistemática, capaz de procesar las

opiniones de los individuos, de manera que la información obtenida sea válida. Al realizar el ejercicio, los resultados deberán reflejar la incertidumbre de cada experto, y la información proporcionada por ellos debe ser obtenible a través de un experimento real, que no se efectúa debido a las implicaciones o consecuencias que tendría (como el ejemplo de la contaminación y la salud humano previamente descrito). Esta técnica no es nueva y tiene variantes.

II.4.9 Árboles de eventos

Los árboles de eventos son una herramienta matemática usada para estimar el riesgo en ingeniería de presas y en otros ámbitos, la cual es una representación de un modelo lógico y analítico que incluye todas las posibles combinaciones de probabilidades condicionales para los diferentes modos de falla producidos para un escenario (hidrológico, sísmico o normal). La Figura II.10 muestra un ejemplo de árbol junto con la nomenclatura empleada para referirse a sus partes.

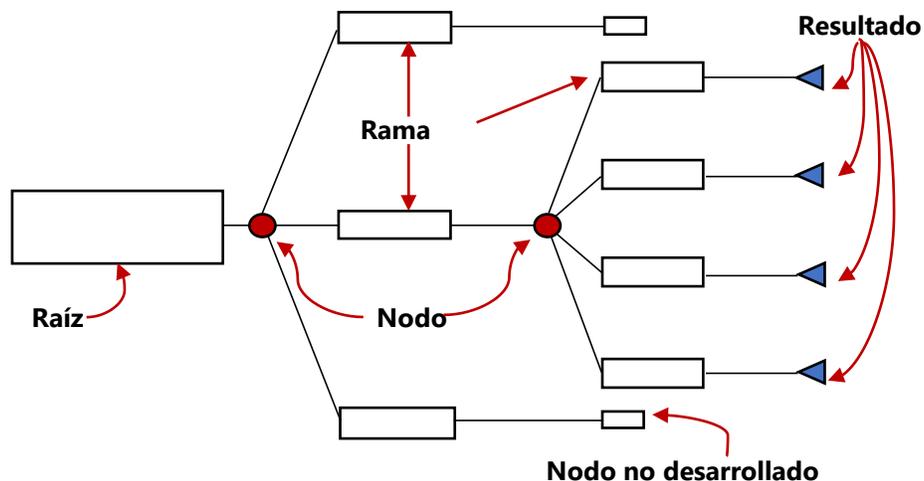


Figura II.10 Árbol de eventos.

Cada nodo del árbol representa un evento. El nodo raíz recibe el nombre de evento inicial. Las ramas que parten de un evento representan los posibles resultados del evento correspondiente. En general, estas ramas deben representar eventos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos. Por lo tanto, el resultado de un evento siempre se verá reflejado en una y sólo una rama. Así, si a cada rama se le asigna una probabilidad, la suma de las probabilidades de todas las ramas que parten de un nodo cualquiera será 1.

Cuando se estiman las probabilidades mediante juicio de experto, los modelos numéricos también pueden tener un papel relevante. Aunque un modelo numérico no ofrezca directamente una probabilidad de falla, puede colaborar al entendimiento del problema por parte de los integrantes del proceso. También puede acotar los términos del debate, demostrando que un modo de falla es más o menos viable, cuantificando el efecto de alguna característica sobre la que se tenga incertidumbre (SPANCOLD, 2012).

Cuando se analiza una falla de una presa con un árbol de eventos, el nodo inicial suele usarse para introducir la probabilidad de ocurrencia de las cargas que podrían producir una falla en la obra. En los otros nodos se introducen las probabilidades condicionales de los diferentes mecanismos de falla en los que se descompone el modo de falla (SPANCOLD, 2012).

La evaluación del riesgo no puede reemplazar los métodos de ingeniería tradicional, estos métodos deben ser complementarios a la evaluación del riesgo, ya que frecuentemente estos resaltan la importancia o irrelevancia de los mecanismos de falla. Uno de los principales beneficios del proceso de la evaluación del riesgo es que ayuda a decidir que análisis requiere mayor esfuerzo o qué mecanismos afectan en gran medida la seguridad de la presa (Altarejos & Escuder, 2012).

Para realizar esta evaluación, se requiere tener claros los conceptos relativos al riesgo y confiabilidad, así como los métodos que permitan alcanzar el objetivo propuesto. De este modo, en el presente capítulo se han descrito algunos métodos para realizar el ejercicio de evaluación de riesgos. Como resultado de esta revisión, se concluye que cada método tiene sus propias hipótesis y limitaciones, ventajas y desventajas. La mayoría de los métodos pueden aplicarse y es posible obtener estimaciones confiables cuando los métodos se aproximan a comportamientos lineales, pero cuando no existe una linealidad de las variables o bien cuando las incertidumbres se incrementan, la precisión de algunos métodos se deteriora rápidamente. Para métodos con muestras de gran tamaño en sus variables, el método de Monte Carlo es el de mayor aplicación, pero su confiabilidad converge cuando se tiene un gran número de simulaciones; otra limitante importante es que el número de variables puede hacer que el problema no tenga una solución práctica. El método del primer orden del segundo momento estadístico es aplicable sólo en casos muy sencillos, en los que la función de comportamiento está claramente definida y existe una linealidad en las variables; sin embargo, en problemas complejos pierde su precisión. El método del primer orden del segundo momento estadístico es muy aplicable y puede tomar en cuenta incertidumbres en el caso de que se decida hacer correlaciones de las variables que intervienen en el problema y que la mayor parte de las veces se asocia con incertidumbres; ésta parece ser una gran ventaja sobre los demás métodos, ya que es posible involucrar variables que en muchas ocasiones se ignoran o desprecian por no poder analizarlas.

II.5 Norma NMX-175-SCFI-2015 parte I, II y III

La seguridad de presas se puede entender como la coordinación de distintas disciplinas las cuales intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, la correcta operación y el comportamiento de una presa a través de los años, cuyo objetivo es alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad factible.

Las presas y la práctica de la Ingeniería asociada a ellas tienen un papel fundamental en el desarrollo de una población a partir de sus múltiples propósitos, como la retención de agua para riego, regulación de crecidas, generación de energía, espacios para la recreación, entre otros beneficios.

Al mismo tiempo, de la mano del avance del conocimiento, mayor disponibilidad de datos, tecnología avanzada para su construcción, estructuras de retención cada vez más altas, envejecimiento de estas; dichas situaciones generan, sin lugar a duda, factores de riesgo para vidas y bienes de quienes habitan aguas abajo.

Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los responsables encargados de su diseño, explotación y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención.

El desarrollo de la Ingeniería produjo un importante avance tecnológico en torno al monitoreo y observación de estas obras hidráulicas, recomendando criterios para su diseño, construcción y explotación. Sin embargo, se han presentado fallas y roturas de trágicas consecuencias, ocurridos en Europa y Estados Unidos entre tres y cuatro décadas atrás (Malpasset, Francia, 1959; Vaiont, Italia, 1963; Baldwin Hills y Teton, EEUU, 1951 y 1976), y en América Latina (Brumadinho, Brasil, 2018; Embalse Manuelote, Venezuela, 2010) por lo que cada vez más países se ven en la necesidad de crear una legislación que posibilitaría hoy un riguroso control del comportamiento de las mismas.

A partir de la aparición de la legislación correspondiente, un país dispone de la herramienta para brindar la mayor protección a las comunidades que se encuentran aguas abajo de las presas. La norma legal establece obligaciones para los operadores de las presas, principales responsables de brindar un "servicio de seguridad de presas", y también los mecanismos para que el Estado regule sus actividades (ORSEP, 2020)

En cuanto a la legislación perteneciente a nuestro país en gestión de la seguridad de presas, existen diversas leyes, normas, reglamentos, decretos y algunos acuerdos que son base fundamental para la uniformidad entre las diversas instituciones, organismos y otros propietarios, los cuales tienen la responsabilidad de asegurar que las presas se mantengan en adecuadas condiciones. Contar con una legislación bien estructurada agiliza el proceso que constituye la conservación de la seguridad de una presa.

En México se cuenta con la Ley de Aguas Nacionales, donde se habla de forma general sobre cuestiones del agua en nuestro país, pero no específicamente del tema de infraestructura. Además, se cuenta con las diversas normas: las normas oficiales mexicanas (NOM) y las normas mexicanas (NMX).

En México en la ley de aguas nacionales en su artículo 100, se establece que “la Comisión Nacional del Agua debe elaborar Normas o realizar las acciones necesarias para evitar que la construcción u operación de una obra altere desfavorablemente las condiciones hidráulicas de una corriente o ponga en peligro la vida de las personas y la seguridad de sus bienes o de los ecosistemas vitales”.

De acuerdo con el Sistema de Seguridad de Presas (SISP, 2019) en México existen aproximadamente 6,000 presas las cuales son reguladas y administradas por diferentes dependencias y particulares, entre otros la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA); la Comisión Federal de Electricidad (CFE); la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA), Sección México; Asociaciones de Usuarios y Propietarios Particulares; representantes de Gobiernos Estatales y Municipales.

La CONAGUA, como autoridad responsable de la administración en materia de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, ve la necesidad de conservar y, en su caso, mejorar la seguridad de las presas por medio de instrumentos regulatorios tendientes a mitigar los posibles efectos negativos o daños a terceros debidos a una descarga de sus obras de desfogue o a su falla parcial o total que puedan provocar pérdida de vidas humanas o daño a zonas urbanas, infraestructura, y medio ambiente (NMX,2015).

Por lo anterior, la CONAGUA promueve la norma mexicana NMX-2015 “operación segura de presas”, actualmente dividida en tres partes, en el marco de lo establecido por la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento y la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento.

Donde se establecen los requisitos generales que deben cumplir las presas aplicables a aquellas que están en proceso de construcción y en operación en el territorio nacional.

Las normas de seguridad de presas constituyen un elemento esencial en la conservación de la presa y protección de los bienes ubicados aguas debajo de la misma, en dichas normas se reflejan los criterios que han de seguirse para mantener la presa funcionando de forma segura.

Las normas de seguridad deben ser actualizadas en función de la experiencia adquirida a lo largo del tiempo por los sucesos presentados en las presas y embalses y que debe permitir la transmisión de esa experiencia a posibles escenarios catastróficos que pudieran llevar a la falla de la presa.

A continuación, se presenta la síntesis de las 3 partes de la norma de OPERACIÓN SEGURA DE PRESAS.

II.5.1 Parte 1. NMX-AA-175-SCFI-2015 Análisis de riesgo y clasificación de presas.

Esta norma mexicana establece los requisitos que deben cumplir las presas en operación en el territorio nacional para determinar su grado de riesgo o potencial de daños en la zona de posible inundación aguas abajo debido a la operación, falta de mantenimiento o de cuidado de las presas, por una descarga, o por falla parcial o total de la presa.

Se presenta una clasificación preliminar aplicable a todas las presas con cortina mayor de 5 m de altura máxima

Tabla II.7 Clasificación preliminar de riesgo

| Clasificación preliminar de riesgo | Descripción |
|------------------------------------|--|
| Alto | La falla de la obra es muy probable y en caso de suscitarse las afectaciones incluyen la pérdida de vidas humanas o daños ambientales graves |
| Medio | La falla de la obra es probable y en caso de suscitarse, las afectaciones serían principalmente materiales y ambientales limitadas. |
| Bajo | La falla de la obra es poco probable y en caso de suscitarse, las afectaciones materiales serían escasas y limitadas a la obra |

Estudio formal el cual debe estimarse el riesgo con la siguiente formula

$$R_{N,\$} \approx \rho_C \times \rho_R \times C_{N,\$} \quad (II.63)$$

$R_{N,\$}$ Riesgo anualizado expresado en términos de pérdida de vidas (H) o en términos monetarios del daño (\$).

ρ_C Probabilidad anual de ocurrencia de una amenaza o acción que pueda causar la falla de la presa: carga hidráulica del embalse, carga sísmica, desbordamiento, entre otros.

ρ_R Probabilidad anual de ocurrencia de un mecanismo de falla o de la respuesta de la presa dada la ocurrencia ρ_C .

$C_{N,\$}$ Consecuencia de la falla de una presa expresada en términos de pérdida de vidas (H) o en términos monetarios del daño (\$), dada la ocurrencia ρ_R

Finalmente se evalúan los 3 aspectos anteriores en la siguiente gráfica

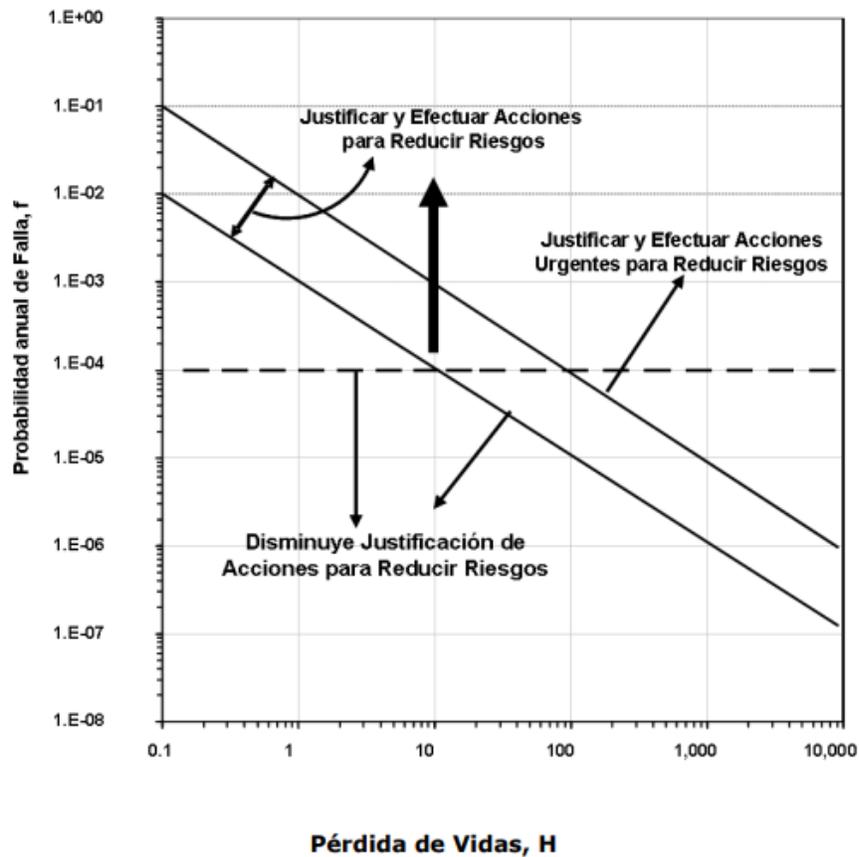


Figura II.11 Criterios de aceptación de riesgo

Una de las utilidades de la parte 1 de la norma NMX-AA-175-SCFI-2015 es la clasificación de presas en una fase previa, como ayuda para la organización, planificación y asignación de recursos a programas de seguridad mediante la identificación de aquellas presas con niveles de riesgo más elevados, además es una ayuda importante en la comprensión de los múltiples aspectos que hacen a la seguridad, exponen con más claridad las incertidumbres existentes y permite detectar aspectos débiles del sistema no siempre visibles en la práctica tradicional.

II.5.2 Parte 2. NMX-AA-175/2-SCFI-2016. Inspecciones de seguridad

Esta norma mexicana establece las especificaciones técnicas que deben cumplir las presas en operación en el territorio nacional para determinar el plan de inspección de presas.

Tabla II.8 Clasificación de inspecciones de seguridad de presas

| | |
|-------------------------------|--|
| Inicial | En presas nuevas durante el primer llenado o en caso de no existir inspección inicial en presas con una antigüedad mayor a 10 años. Se identificarán: Problemas potenciales para la seguridad de la presa que no se detecten mediante la inspección periódica Componentes políticas de operación y mantenimiento de la presa a las que se debe dar atención particular durante la inspección de campo |
| Periódica o intermedia | Se efectúa una inspección de campo, aunque no necesariamente se verifica la operación de todos los equipos electromecánicos y mecánicos, ni se prueban durante una misma inspección. Será de al menos cada 5 años |
| Rutinaria | Son inspecciones enfocadas a evaluar las condiciones de los componentes de la presa por parte del personal de campo, de operación o de vigilancia. |
| Especial | Se efectúa cuando se requiere verificar un componente específico de la presa, lo cual, por lo general, coincide con la oportunidad o necesidad de revisar tal parte de la presa. |
| De emergencia | Se realiza cuando hay algún daño o amenaza a la seguridad de la presa en caso de eventos inusuales o potencialmente adversos. |

El grado de la revisión y evaluación de datos depende del tipo de inspección de seguridad por realizarse. En la siguiente tabla se describe el nivel de adquisición y evaluación de datos requeridos para cada tipo de inspección de seguridad.

Tabla II.9 Nivel de adquisición y evaluación de datos

| Tipo de inspección | Nivel de revisión |
|-------------------------------|--|
| Inicial | Se requiere una revisión a fondo de todos los datos disponibles sobre la presa. Los datos de diseño y construcción se evalúan en relación con los criterios actuales o vigentes. |
| Periódica o intermedia | Se requiere una revisión a fondo de todos los datos disponibles sobre la presa para que el inspector pueda familiarizarse con la presa y sus componentes. Sin embargo, los datos de diseño y construcción no se comparan con la tecnología actual. |

| Tipo de inspección | Nivel de revisión |
|----------------------|---|
| Rutinaria | Debido a que las inspecciones rutinarias se realizan generalmente por el personal de operación de la presa, los datos de diseño y construcción pueden revisarse o no antes de la inspección. |
| Especial | La revisión de datos se limita al área o a los componentes de la presa sobre las cuales se enfocará la inspección especial. La revisión de datos debe incluir informes de inspecciones previas con respecto al área o componentes particulares por inspeccionar |
| De emergencia | Los requisitos varían dependiendo de la naturaleza de la emergencia. Puede llevarse a cabo una revisión de los datos disponibles fácilmente con el fin de proporcionar una visión global de las obras bajo condiciones adversas |

La integración de un equipo básico de inspección depende de:

- Requisitos y recursos de la organización que realiza la inspección
- Tipo de inspección que se realizará
- Resultados de la revisión de datos
- Requisitos especiales de la inspección

El tipo de inspección por realizarse determinará el número y la experiencia requerida de los miembros que participan en una inspección de seguridad de presas, en la siguiente tabla se enlistan diferentes tipos de inspecciones y los miembros del equipo de inspección.

Tabla II.10 Miembros del equipo básico de inspección

| Tipo de inspección | Nivel de revisión |
|-------------------------------|--|
| Inicial | <p>Por lo general la llevan a cabo las siguientes personas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ingeniero civil, electromecánico y geólogo. <p>Con base en las características de la presa y de la revisión de datos, se pueden incluir uno o más especialistas de las siguientes disciplinas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Geotecnia, hidráulica, hidrología, estructural, instrumentación y construcción. |
| Periódica o intermedia | <p>Por lo general la llevan a cabo un ingeniero civil, quien en ocasiones puede hacerse acompañar de un:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ingeniero electromecánico o geólogo. <p>Con base en la revisión de datos de la inspección periódica, se pueden seleccionar una o más personas de las siguientes disciplinas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Geotecnia, hidráulica, hidrología, estructural, instrumentación y construcción. |
| Rutinaria | Se puede realizar por una o más de las siguientes personas: Ingeniero civil e ingeniero o técnico electromecánico (se incluye a personal de operación y mantenimiento) |
| Especial | Con base en los objetivos de la inspección, se pueden seleccionar una o más de las siguientes personas: |

| Tipo de inspección | Nivel de revisión |
|----------------------|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="581 228 1321 325">Ingeniero civil, electromecánico, geólogo, geotécnico, estructurista, hidráulico y especialista en instrumentación y construcción. |
| De emergencia | Dependiendo de la urgencia y la razón de la inspección, pueden participar una o más de las siguientes personas: Ingeniero civil, electromecánico, geólogo, geotécnico, estructurista, hidráulico y especialista en instrumentación y construcción. |

II.5.3 Parte 3. NMX-AA-175/3-SCFI-2017. Plan De Acción ante Emergencias (PAE).

Este Proyecto de Norma Mexicana establece los requisitos que se deben cumplir en la elaboración e implantación de un PAE para una presa, para su aplicación en caso de una descarga extraordinaria, la inadecuada operación de las obras accesorias, la eventual falla de alguno de los componentes de la presa o la invasión de los cauces, de conformidad con lo establecido en la Ley General de Protección Civil.

- Plan de Acción ante Emergencias (PAE) en presas**

Instrumento principal de operaciones para dar una respuesta oportuna, adecuada y coordinada ante una emergencia en una presa a través de la organización de personas, instituciones y autoridades para implementar las acciones necesarias, utilizando los servicios y recursos disponibles.

El Plan de Emergencia de una presa es un documento que aglutina un elenco de medidas encaminadas a reducir la pérdida de vidas en caso de rotura, si bien, no modifica las probabilidades de rotura ni el riesgo económico.

Los componentes de un (PAE) son:

- Identificación, evaluación y clasificación de emergencias
- Responsabilidades
- Diagrama de flujo de aviso a las autoridades y a la población en riesgo
- Procedimientos de aviso
- Mapas de peligro de inundación
- Análisis de riesgo
- Fases de alertamiento y plan de evacuación
- Acción preventiva

Desde que su prestación compromete vidas y bienes de ciudadanos, el "servicio de seguridad de presas" es público, es decir que obliga a quien lo presta a cumplirlo y genera al Estado el compromiso de controlar el cumplimiento de tales obligaciones para evitar

que eventualmente se inicien emergencias en las presas, o que iniciadas puedan mitigarse al máximo sus efectos sobre la población.

Por ello estas Normas Mexicanas son aplicables a los propietarios, concesionarios, asignatarios, administradores y usuarios formales e informales de las presas en operación dentro del territorio nacional, como responsables de su mantenimiento, operación segura, inspección y vigilancia de su seguridad estructural y funcional; por lo que corresponde a éstos observar su cumplimiento.

III. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA POR DESLIZAMIENTO

En este capítulo se presenta de manera general algunas de las clasificaciones de presas que existen. Así mismo, se describen las solicitaciones hidrológicas y sísmicas y las etapas que se llevan a cabo en cada una, se describen algunos métodos para el análisis de estabilidad de taludes discutiendo sus principales beneficios y desventajas, el método FSOM para las curvas de fragilidad y la evaluación de la probabilidad de falla por deslizamiento.

III.1.1 Componentes de una presa

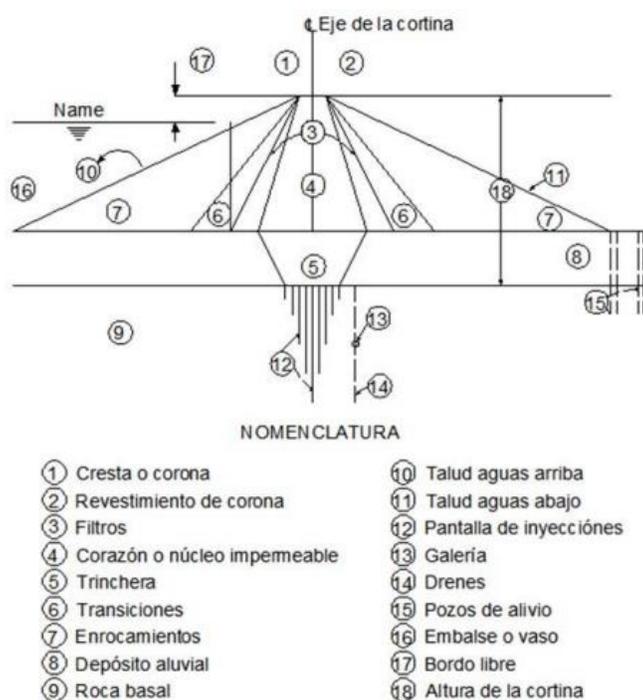


Figura III.1 Componentes típicos de una presa (Marsal y Reséndiz, 1979).

De los componentes de una presa (Figura III.1) pueden generalizarse los siguientes.

- **Cortina o presa:** Es una estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río.
- **Boquilla o sitio:** Lugar escogido para construir la cortina.
- **Corona o cresta:** Es la superficie superior de la cortina, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.
- **Talud:** Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical.

- **Corazón impermeable:** También llamado núcleo de tierra, es el elemento que cierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.
- **Respaldos permeables:** Son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable, la sección de la cortina. Pueden estar formados como el caso de la Figura III.1, por filtros, transiciones y enrocamientos.
- **NAME:** Abreviación del nivel de aguas máximo extraordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. Hay otros niveles usuales en presas, como son el de nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), el nivel medio de operación, el mínimo de operación y el máximo de azolves.
- **Bordo libre:** La diferencia entre la elevación de la corona y el NAME.

III.1.2 Clasificación de acuerdo a su propósito principal

Entre los propósitos más importantes de las presas, se encuentran:

- Abastecimiento de agua
- Aprovechamiento para riego
- Generación de energía eléctrica
- Control de avenidas
- Modificación del régimen de escurrimiento
- Fines recreativos.

III.1.3 Clasificación de acuerdo al material de la cortina de la presa

De nuevo, la elección del tipo de presa en un determinado proyecto, responde a las características que impone el medio físico en el cual se construirá, y la necesidad que el agua cubrirá. Así, algunas de las condiciones que deben considerarse durante la etapa de diseño son: el empuje del agua, el empuje de los azolves, la evaporación en el vaso, la filtración, y los demás aspectos que aseguren un diseño eficiente y viable.

En cuanto a las presas construidas durante el siglo pasado internacionalmente, (Marengo H. , 2002) reportó la existencia de presas de concreto, materiales sueltos y otras que combinaban ambos materiales. Asimismo, mencionó que de las 15800 presas construidas a nivel mundial hasta 1975, el 62,6% eran de Tierra. En México, se construyeron en el periodo de 1550 a 1998, un total de 1017 presas, de las cuales casi el 70% fueron de materiales sueltos y el restante 30% lo constituyen conjuntamente las presas de gravedad, arco y de contrafuertes.

Así, se puede afirmar que existen diferentes tipos de presas, como las de:

- Gravedad

- Arco
- Contrafuertes
- De Tierra

En seguida se describen estos tipos con más detalle, resaltando sus principales ventajas y limitaciones. Se reitera que esta sección no pretende ser exhaustiva, por lo que los lectores interesados en conocer más acerca de las presas aquí descritas pueden consultar otras fuentes como (CONAGUA, 1999), en las cuales podrán profundizar en el tema.

Tabla III.1 Clasificación de cortinas (Murillo R. , 2012).

| Comportamiento | Sección | Material |
|-----------------------|--|---|
| Rígidas | Gravedad | Concreto |
| | | Colcreto |
| | | CCR |
| | | Mampostería (4 tipos) |
| | Arco | concreto |
| | | Mampostería (4 tipos) |
| | Arco bóveda | concreto |
| | Arco gravedad | concreto |
| | | CCR |
| | | Mampostería (4 tipos) |
| | Contrafuertes o machones (5 tipos) | Concreto |
| Mampostería (4 tipos) | | |
| Muros y losas | Concreto reforzado | |
| otro | otro | |
| Intermedia | Muro/terraplén | Muro con respaldo de tierra |
| | | Muro con respaldo de roca |
| Flexibles | De Tierra y/o enrocamiento (terraplén) | Homogénea de tierra (4 tipos) |
| | | Homogénea de tierra con cara de concreto |
| | | Materiales graduados |
| | | Materiales graduados con cara de concreto |
| | | Enrocamiento |
| | | Enrocamiento con cara de concreto |
| | | Indio |
| | | Jales |
| | De Gaviones | Fragmentos de roca y alambre |
| No determinado | No determinado | No determinado |

- **Presas de gravedad**

Se trata de todas aquellas en las que el peso propio de la estructura se encarga no sólo de mantener a la presa estable, sino también de resistir las diversas solicitaciones a las que se ve sometida, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio. En ellas, el empuje

del embalse es transmitido hacia el suelo mediante la cimentación, la cual debe ser capaz de soportar el peso de la presa, y las fuerzas externas, para así asegurar la persistencia de la obra. Entre las ventajas de las presas de gravedad se pueden mencionar dos relevantes: durabilidad, y requerimientos mínimos de mantenimiento, esto se debe al material con el que son construidas (concreto reforzado). Una de las características importantes de éste tipo de presas es que son las de mayor altura, y permiten alojar la obra de excedencias (vertedor) sobre la cortina de la estructura, aprovechando la geometría de la cortina. En general, la geometría de la cortina se define como un triángulo isósceles, ya que su base es ancha y se va estrechando a medida que se asciende hacia la parte superior, aunque en muchos casos el lado que da al embalse es prácticamente vertical. La razón por la que existe una diferencia notable en el grosor del muro, es que la presión en el fondo del embalse es mayor que en la superficie, por lo que el muro se ve sometido a más esfuerzos en el lecho del cauce que en la superficie. Pese a sus ventajas, las presas de gravedad tienden a ser costosas por ser construidas a base de concreto.

- **Presas de Arco**

En este tipo de estructuras, el arco es el encargado de resistir el empuje del agua. Debido a que la presión ejercida por el líquido se transfiere en forma concentrada de la cortina hacia las laderas de la boquilla, se requiere que el arco se encuentre apoyado en roca dura y resistente, para así asegurar la estabilidad de la estructura. Las presas de arco forman parte de una variedad innovadora en cuanto al diseño, ya que en contraste con las de gravedad, requieren menos concreto para su construcción, y su mantenimiento es mínimo. Cuando la presa tiene curvatura tanto en el plano vertical como en el horizontal, también se denomina de bóveda. Para lograr sus complejas formas, estas obras se construyen con materiales procesados, y demandan gran habilidad y experiencia por parte del constructor, quien debe recurrir a sistemas poco comunes. Entonces, cuentan con la ventaja de ser resistentes debido a su forma, pero complejas al momento de construirse.

- **Presa de Contrafuertes**

Las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, como una oposición al “desperdicio” de la resistencia del material de construcción que se hace en éstas últimas. En efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto de una presa de gravedad son generalmente muy inferiores a los que podría soportar; esto se debe al efecto estabilizante necesario que proporciona el peso del concreto, para no tener la presencia de tensiones (tracciones) inadmisibles.

Una presa de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a mayores esfuerzos reduciendo su volumen y su área de apoyo (disponiendo huecos convenientemente elegidos). De esta forma se aminora en gran parte la subpresión. Por otra parte, al inclinar su paramento aguas arriba, se aprovecha el peso del agua sobre él para darle estabilidad a la cortina.

En esta categoría, se pueden enunciar dos ventajas primordiales. Por un lado, el material empleado es de menor costo que en el caso de las presas de gravedad o de arco, y la resistencia es alta por su geometría. En contraste, la colocación del material en sitio representa un reto, sobre todo cuando no se tiene disponible en las cercanías de la obra.

- **Presas de materiales graduados**

Este tipo de presas consta de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad en los vaciados rápidos y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones y como respaldo estabilizante. Este tipo de presas son de las que más se han construido en México.

A continuación, se presentan más detalles de las presas de tierra, el objeto central de esta tesis.

- **Presas de Tierra**

Para que una presa se considere de tierra, es necesario que más del 50% de su volumen sea de suelos compactados. En esencia, son estructuras comunes en países en vías de desarrollo, debido a la relativa facilidad que representa la obtención del material de construcción. No obstante, su edificación no se limita a esos países, sino que están presentes en todo el mundo. De hecho, las presas de tierra son las estructuras más comunes construidas alrededor del planeta. La principal característica de sus componentes de construcción es que son muy permeables, por lo que es necesario añadirles elementos con características impermeables en la zona de la cortina y cimentación, para disminuir la pérdida de agua y de éste modo asegurar la firmeza de la estructura. Los materiales empleados para evitar la condición anterior pueden variar desde arcillas (en cuyo caso siempre se ubican en el corazón del relleno), hasta pantallas de concreto armado, las cuales se pueden construir ya sea en el centro del relleno, o bien aguas arriba. El mecanismo de resistencia de este tipo de estructuras es por gravedad, donde las fuerzas externas que son ejercidas sobre el cuerpo de la cortina, aunado a la débil cohesión de sus materiales no les permiten transmitir los empujes del agua al terreno. Por este motivo, normalmente son obras con dimensiones gigantescas, con taludes muy extendidos, y que por ende requieren grandes volúmenes de material para su construcción.

Es importante resaltar en este momento que, en general, todas las presas tienen una relación beneficio-costos positiva, pero en particular las presas de tierra son bondadosas en este renglón. Esto se debe principalmente a que sus costos de construcción son relativamente bajos con respecto a sus contrapartes de concreto.

III.1.4 Clasificación de acuerdo con la altura de la presa

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés) define a las presas grandes y pequeñas como:

a) Las presas pequeñas usualmente son las que miden menos de 15 metros de altura en su cortina, o que no exceden los 5.4 millones de m³ de volumen almacenado de agua. Esta categoría incluye presas rompepicos, estanques de explotaciones agrícolas y piscícolas, presas locales de retención de suelos y cisternas de almacenamiento de agua de terraplén bajo.

b) Las presas grandes son las que rebasan una altura de 15 metros. Las que miden entre 10 y 15 metros se consideran grandes cuando su diseño presenta aspectos complejos especiales (por ejemplo, la necesidad de contener inundaciones).

III.1.5 Clasificación de respecto al riesgo potencial

Las presas se clasificarán respecto al riesgo potencial en tres categorías, definidas textualmente del siguiente modo:

- **Categoría A:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- **Categoría B:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B. **Fuente especificada no válida.**

Tabla III.2 Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el programa nacional de inspección de presas de los EUA.

| Categoría | Almacenamiento (m ³) | Altura de la presa (m) |
|----------------------------|--|--|
| Tamaño de la presa | | |
| Pequeña | 61600 a 233500 | |
| Intermedia | 1233500 a 61600000 | |
| Grande | Más de 61600000 | |
| Categoría | Pérdida de vidas | Perdidas económicas |
| Riesgo potencial | | |
| Bajo | No esperadas (no hay estructuras permanentes para habitación humana) | Mínimas (sin desarrollo alguno o estructuras para agricultura) |
| Significativo (intermedio) | Pocas (no hay desarrollo urbano y no hay más que unas | Apreciables (industria agrícola importante o estructuras) |

| Categoría | Almacenamiento (m^3) | Altura de la presa (m) |
|-----------|--|---|
| | cuantas pequeñas estructuras habitables) | |
| Alto | Más que algunas | Excesivas (comunidad excesiva, industria o agricultura) |

Fuente: (Marengo H. , Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia, 1996)

III.2 Identificación de solicitudes

El riesgo al que se encuentra expuesta una presa parte de un evento inicial que provoca las cargas a las que se encuentra sometida, para la obtención del riesgo, es habitual separar el cálculo en varios eventos, según el modo de falla de la presa. Una presa puede fallar por ejemplo cuando se enfrenta a una avenida máxima o cuando se enfrenta a un sismo de gran magnitud y es conveniente realizar dichos cálculos por separado en lo que se conoce como solicitud, los más habituales son:

- Solicitud hidrológica
- Solicitud sísmica

En los escenarios de eventos extremos (hidrológico y sísmico) la solicitud se modela mediante el uso de distribuciones de máximos. Como se desea obtener la probabilidad anual de rotura, se emplean distribuciones de máximos anuales para la obtención de la probabilidad de presentación de las cargas.

III.2.1 Solicitud hidrológica

En la solicitud hidrológica, el fenómeno a estudiar son las avenidas. Estas se pueden caracterizar mediante distintas variables, aunque lo más común es hacerlo a través del valor de su caudal pico Q_p . Además, llevan asociada una cierta frecuencia de ocurrencia, explicitada mediante su probabilidad anual de excedencia PAE (probabilidad de que el caudal pico de la mayor avenida en un año cualquiera supere un determinado caudal Q) o su periodo de retorno T (inverso de la PAE)

El propósito del estudio hidrológico en el análisis de riesgo es la obtención de una serie de hidrogramas de avenida completos con un cierto periodo de retorno asociado. Esto significa que deben obtenerse tanto la forma de los hidrogramas como su magnitud (caracterizada normalmente por el valor de su gasto máximo o de su volumen total).

Objetivo del estudio hidrológico:

Calcular los caudales para cada uno de los cauces y tramos considerados en el área de estudio, a partir de datos de precipitaciones existentes. Los caudales calculados están

asociados a los eventos de lluvia utilizados para su cálculo y pueden, por lo tanto, clasificarse en función de su probabilidad de ocurrencia

Para conseguir este objetivo, es válido en principio cualquier método que proporcione una colección de hidrogramas de entrada al embalse y sus correspondientes periodos de retorno, como por ejemplo los llamados métodos hidrometeorológicos.

En general, para la estimación de crecientes se pueden agrupar en dos tipos: cuencas aforadas y cuencas no aforadas.

Estimación de crecientes en cuencas aforadas

La estimación de crecientes en cuencas aforadas es aplicable en cuencas en las que se tengan registros de escurrimientos (información hidrométrica); entre los métodos que se pueden emplear están los siguientes:

- a. Análisis de frecuencias de crecientes y "mayoración" del hidrograma representativo;
- b. Método del gasto medio diario asociado con duraciones
- c. Análisis bivariado de gasto pico y volumen del hidrograma; y
- d. Proceso condicional $h_p - VOL - Q_p$.

Los métodos que se explican en forma más amplia por su relativa facilidad de realización son el de la mayoración y el de gasto medio asociado a duraciones (a y b).

- **Análisis de frecuencias de crecientes y mayoración del hidrograma representativo**

Este método considera los registros máximos instantáneos anuales y la aplicación de diversas funciones de distribución de probabilidad; se selecciona la que tenga el mejor ajuste y con ella se estiman los gastos para diferentes periodos de retorno. Para la forma del hidrograma se sigue el procedimiento denominado de "Mayoración" el cual consiste en seleccionar la avenida representativa de la cuenca y "mayorarla" conforme a los gastos extrapolados para diferentes periodos de retorno.

Se requieren los registros instantáneos máximos anuales provenientes de una estación hidrométrica. Esta información puede ser consultada a través del sistema denominado Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS) o en su caso la información disponible en los Organismos de Cuenca o Direcciones Locales.

El método de mayoración es uno de los más populares y de mayor arraigo en México, debido a la rapidez y facilidad en su aplicación (Domínguez et al., 1980). A partir del análisis de los gastos se determina la más adversa registrada.

El criterio para seleccionar dicha avenida puede tomar en cuenta el valor registrado más grande de Q_p , Vt o una combinación de ambos. Una vez seleccionada, se deberá obtener

un hidrograma adimensional, donde cada ordenada será Q_0/Q_p para $Q_0 = 1$ hasta la duración d (horas o días). Con el objetivo de estimar los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno (QT), se deberá realizar un análisis de frecuencias a los gastos máximos anuales y , mediante un criterio de bondad de ajuste, seleccionar aquella distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la muestra analizada. Finalmente, para obtener la avenida de diseño solo se requiere multiplicar las ordenadas Q_0/Q_p del hidrograma adimensional por el valor estimado de QT , obteniendo así una avenida con las mismas características de la más adversa registrada (en lo que refiere a los tiempos pico y base), sólo que más grande (mayorada).

Para la obtención de los gastos asociados a diferentes periodos de retorno se puede hacer uso de programas disponibles como es el AX (elaborado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres), el AFA (desarrollado por el IMTA) o cualquier otro que incluya entre las funciones de distribuciones de probabilidad (FDP): Normal, Logaritmo Normal, Gumbel, Doble Gumbel, General de Valores Extremos, Pearson, y Exponencial, entre otras.

Tabla III.3 Funciones de distribución de probabilidad.

| FDP | Formula |
|-----------------------------|--|
| Gamma de 2 parámetros | $F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx \quad (III.1)$ |
| Pearson tipo III | $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} dx \quad (III.2)$ |
| LogPearson tipo III | $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{\text{Ln}x - y_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\text{Ln}x - y_0}{\alpha}\right)} dx \quad (III.3)$ |
| Gumbel | $F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad (III.4)$ |
| Gumbel de dos poblaciones | $F(x) = p e^{-e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)}} + (1-p) e^{-e^{-\left(\frac{x-u_2}{\alpha_2}\right)}} \quad (III.5)$ |
| General de Valores Extremos | $F(x) = e^{-\left\{ -\left[1 - \left(\frac{x-u}{\alpha}\right) \beta \right]^{\frac{1}{\beta}} \right\}} \quad (III.6)$ |

- **Método del gasto medio diario asociado a duraciones**

El gasto máximo de descarga en una presa de almacenamiento está determinado por el volumen de la avenida de ingreso asociado a una duración crítica a priori no conocida.

Es posible caracterizar las avenidas máximas anuales mediante parejas: gasto medio-duración y ajustar FDP univariadas a los $Q_{med\ max}$ anuales asociados a cada duración.

Procedimiento:

- a) Definir la duración *a priori* de las crecientes máximas por analizar.
- b) Determinar para cada duración (*k*) y para cada año (*j*) el gasto medio máximo.
- c) Ajustar las FDP a las series de gastos Q_{Med} para cada duración (*k*) analizada.
- d) Seleccionar la mejor distribución y extrapolar para determinar los gastos de diseño Q_{Med} asociados a períodos de retorno y para cada duración (*k*) considerada
- e) Desagregar los gastos medios asociados a duraciones a gastos medios diarios:
- f) Construir el hidrograma de diseño

Estimación de crecientes en cuencas no aforadas

Para este caso es necesario inferir a partir de las lluvias registradas el escurrimiento (proceso lluvia-escurrimiento), o bien métodos regionales (Estaciones año, Avenida índice).

Para lo anterior es requerido obtener:

- a) Área de la cuenca (*A*) [km^2]
- b) Longitud del cauce principal (*L*) [km]
- c) Desnivel del cauce principal (*D*) [m]
- d) Pendiente promedio del cauce, *S* (Taylor-Schwarz) [*adimensional*]
- e) *N* y *C* (Número y Coeficiente de escurrimiento)

Para la estimación del número de escurrimiento es necesario considerar la información del uso, cobertura, tipo de suelo, estructura, textura y condición de humedad. Esta información proviene de las cartas editadas por el INEGI.

- **Lluvia media de diseño (Hpd)**

Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración de la cuenca (*T_c*).

$$Hpd = K * Tc^{(1-e)} 1 - e \quad (III.7)$$

Donde:

$$K = Hp(1 - e) 24^{(1 - e)} \quad (III.8)$$

Para agregar la distribución de la tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad el método sugiere emplear un factor (*e*), el cual depende del *T_c* y cuyo valor se encuentra entre 0.45 y 0.80, tabla siguiente se muestran los valores hasta un tiempo de concentración de 10 horas.

Tabla III.4 Coeficiente de Kuischiling

| <i>Tc (h)</i> | <i>e</i> | <i>Tc (h)</i> | <i>e</i> |
|---------------|----------|---------------|----------|
| 0.20 | 0.800 | 3.6 | 0.648 |
| 0.40 | 0.775 | 3.8 | 0.644 |
| 0.60 | 0.750 | 4.0 | 0.640 |
| 0.80 | 0.725 | 4.2 | 0.636 |
| 1.00 | 0.700 | 4.4 | 0.632 |
| 1.20 | 0.696 | 4.6 | 0.628 |
| 1.40 | 0.692 | 4.8 | 0.624 |
| 1.60 | 0.688 | 5.0 | 0.620 |
| 1.80 | 0.684 | 5.2 | 0.616 |
| 2.00 | 0.680 | 5.4 | 0.612 |
| 2.20 | 0.676 | 5.6 | 0.608 |
| 2.40 | 0.672 | 5.8 | 0.604 |
| 2.60 | 0.668 | 6.0 | 0.600 |
| 2.80 | 0.664 | 7.0 | 0.597 |
| 3.00 | 0.660 | 8.0 | 0.594 |
| 3.20 | 0.656 | 9.0 | 0.592 |
| 3.40 | 0.652 | 10.00 | 0.589 |

• **Modelos lluvia-escurrimiento**

Existen varios modelos de lluvia escurrimiento que pudieran aplicarse para la obtención de las crecientes de diseño. Entre los recomendados se tienen: Racional, Hidrograma Unitario Triangular (HUT) y Ven Te Chow.

Tabla III.5 Modelos lluvia-escurrimiento.

| Método | Gasto de diseño | Parámetros |
|--------------------|---|--|
| Racional | $Qd = 0.278 * C * I * A$ $He = \frac{10 \left[\frac{Hp}{10} - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{\left[\frac{Hp}{10} + \frac{2032}{N} - 20.32 \right]}$ $C = \frac{He}{Hp}; \quad I = \frac{K}{(1 - 6) * Tc^\epsilon}$ | <i>Qd</i> : Gasto de diseño <i>m</i>³/<i>s</i> <i>C</i> : Coeficiente de escurrimiento <i>adim.</i> <i>I</i> : intensidad de la lluvia <i>mm/h</i> <i>A</i> : Área de la cuenca <i>km</i>² <i>N</i> : Número de escurrimiento <i>adim.</i> |
| HUT | $Qd = \frac{0.556HeA}{n * Tp}$ $Tp = 0.6 * Tc + \frac{Tc}{2}; \quad Tb = nTp$ $n = 2 + \frac{A - 250}{1583.33}$ | <i>He</i> : Lluvia efectiva <i>mm</i> <i>Hp</i> : Lluvia total <i>mm</i> <i>He_b</i> : Lluvia efec. en la est base <i>mm</i> <i>Tc</i> : Tiempo de concentración <i>h</i> <i>Tp</i> : Tiempo pico <i>h</i> <i>Tb</i> : Tiempo base <i>h</i> |
| Ven Te Chow | $Qd = A * X * Y * Z$ $X = \frac{He_b}{D_{diseño}} \text{ factor de escurrimiento}$ | <i>D_{diseño}</i> : Duración de diseño de la lluvia <i>h</i> <i>He</i> : Lluvia efectiva <i>mm</i> |

| Método | Gasto de diseño | Parámetros |
|--------|--|---|
| | $Y = 0.278 \frac{He}{He_b} \text{ factor climático}$ $Z = \frac{Qp}{Qe} \text{ factor de reducción}$ | He_b : Lluvia efectiva en la est base <i>mm</i> Qp : Gasto pico <i>m³/s</i> Qe : Gasto de equilibrio <i>m³/s</i> |

En el contexto del análisis de riesgo es habitual trabajar con probabilidades anuales de excedencia del orden de 0.1%, 0.01% e incluso menos lo cual equivale al periodo de retorno de 1,000 y 10,000 años respectivamente. La primera limitación en la extrapolación de la probabilidad de avenidas tiene como base las características de los datos y la longitud de los registros usados en el análisis. Cada análisis de riesgo puede requerir de un rango de PAEs distinto, y por lo tanto los procedimientos de análisis y las fuentes de datos consultadas se deben seleccionar en función de los requerimientos del proyecto.

III.2.2 Solicitación sísmica

El propósito del estudio es determinar los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010). Basado en información geológica y sismológica regional, se evalúa el peligro sísmico específico del sitio de emplazamiento.

Para ello se especifica:

- 1) El temblor probabilista correspondiente a 10% de probabilidad de excedencia en 50 o 100 años de vida útil de la obra (475 y 950 años de periodo de retorno).
- 2) El temblor determinista correspondiente al sismo máximo creíble.

En la Figura III.2 se muestra la distribución del peligro sísmico en el país, en términos de la aceleración máxima en roca para un periodo de retorno de 950 años característico de estructuras importantes. Con ayuda del programa Peligro Sísmico en México (PSM, 2004) se obtiene dicho mapa que reemplaza la regionalización sísmica de México.

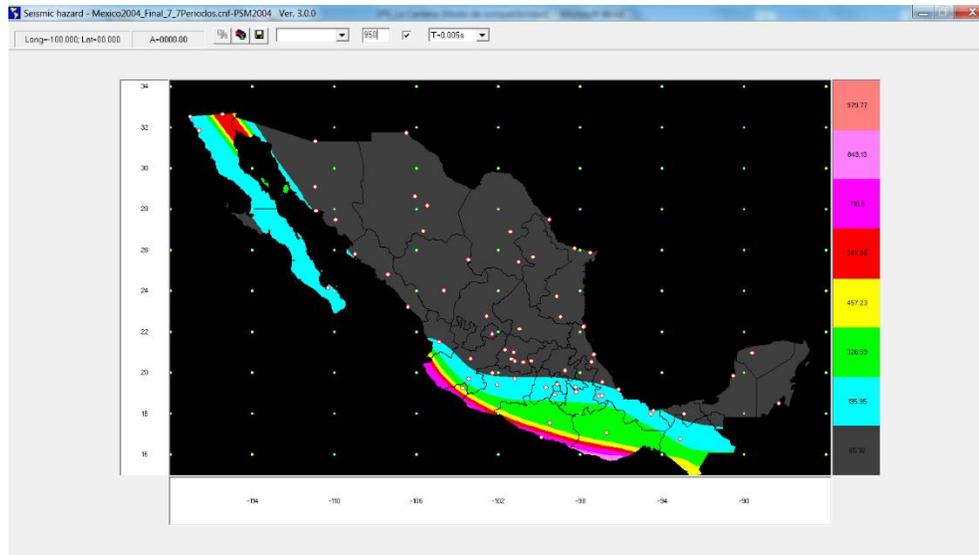


Figura III.2 Distribución de la aceleración máxima del terreno (gales) en el territorio nacional, para 950 años de periodo de retorno (PSM, 2004).

La aceleración máxima del terreno no es suficiente para la revisión de la seguridad estructural de presas. A fin de hacer una estimación completa del peligro sísmico en el sitio, primero se establecen las condiciones tectónicas regionales y geológicas locales. Para las primeras se requiere conocer la ubicación y características de las fuentes sísmicas potenciales más peligrosas. Las segundas son responsables de los efectos de sitio, asociados con la capacidad de amplificación o atenuación del subsuelo. Para evaluar estos efectos, es necesaria información geotécnica y geofísica del lugar.

Los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de presas son: espectros específicos de sitio y acelerogramas sintéticos compatibles con dichos espectros.

TIPOS DE TEMBLORES

En la Figura III.3 se muestran los temblores fuertes con magnitud $M \geq 6.5$, que han ocurrido en el país durante más de un siglo. Dichos eventos han sido recopilados en un catálogo elaborado por el Sistema Sismológico Nacional (Kostoglodov & Pacheco, 1999). Es importante señalar que en las brechas de Jalisco y Michoacán se han presentado dos temblores con magnitud 8.2 y 8.1, respectivamente, que son los sismos de subducción más grandes registrados hasta la fecha.

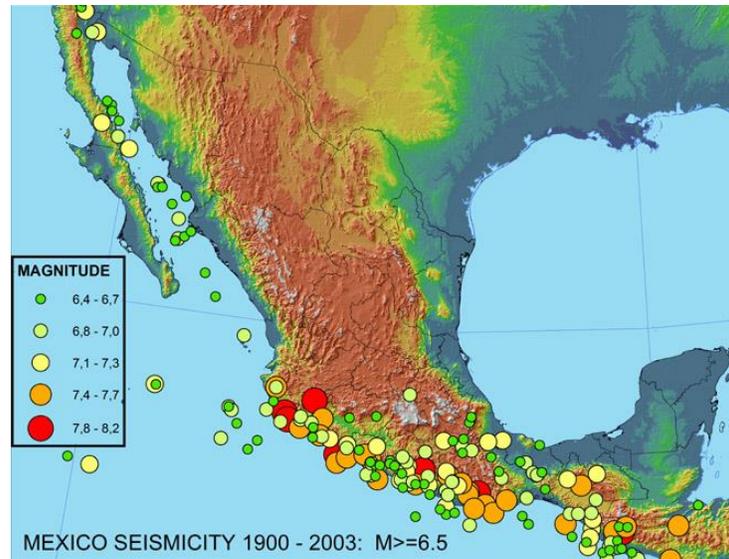


Figura III.3 Actividad sísmica en México durante más de un siglo.

Como se aprecia en la Figura III.4, la mayor actividad sísmica en el país se origina a lo largo de las costas del Pacífico, debido a la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana, así como en el interior de la corteza continental por el desprendimiento de las placas oceánicas subducidas. La mayoría de los sismos superficiales (puntos rojos, profundidad menor de 40 *km*) tienden a alinearse con las fronteras entre las placas tectónicas. Los sismos profundos (puntos azules, profundidad mayor de 40 *km*) en su mayoría se producen en las placas oceánicas subducidas.

- **Subducción (sismos superficiales)**

La sismicidad observada a lo largo de las costas del Pacífico, desde Puerto Vallarta hasta Tapachula, es una de las más altas del mundo. En la Figura III.5 se indican las áreas de ruptura de los sismos interplaca más importantes del siglo pasado. Entre más grandes sean estas áreas, mayores son los tamaños de los sismos. Como la mayor área de contacto entre placas se encuentra en la zona de subducción, es ahí donde ocurren los sismos someros más grandes, concentrados entre 5 y 35 *km* de profundidad. El proceso de ocurrencia de los temblores de subducción está constituido por periodos de acumulación de energía que culminan con la generación de un sismo cuando se sobrepasa la resistencia entre placas. El catálogo de sismos históricos indica que los temblores de subducción tienen los periodos de recurrencia más cortos, menores de 100 años.

- **Fallamiento normal (sismos profundos)**

Con menor frecuencia ocurren bajo el continente sismos profundos por un mecanismo de fallamiento normal de la litosfera oceánica subducida. Estos sismos, indicados en la fig. 6 con estrellas rojas, son de menor magnitud que los de subducción, aunque igual o mayormente peligrosos por ocurrir bajo la zona más poblada del país. Los registros recabados hasta ahora han mostrado que la magnitud de los temblores profundos se reduce con la distancia a la costa.

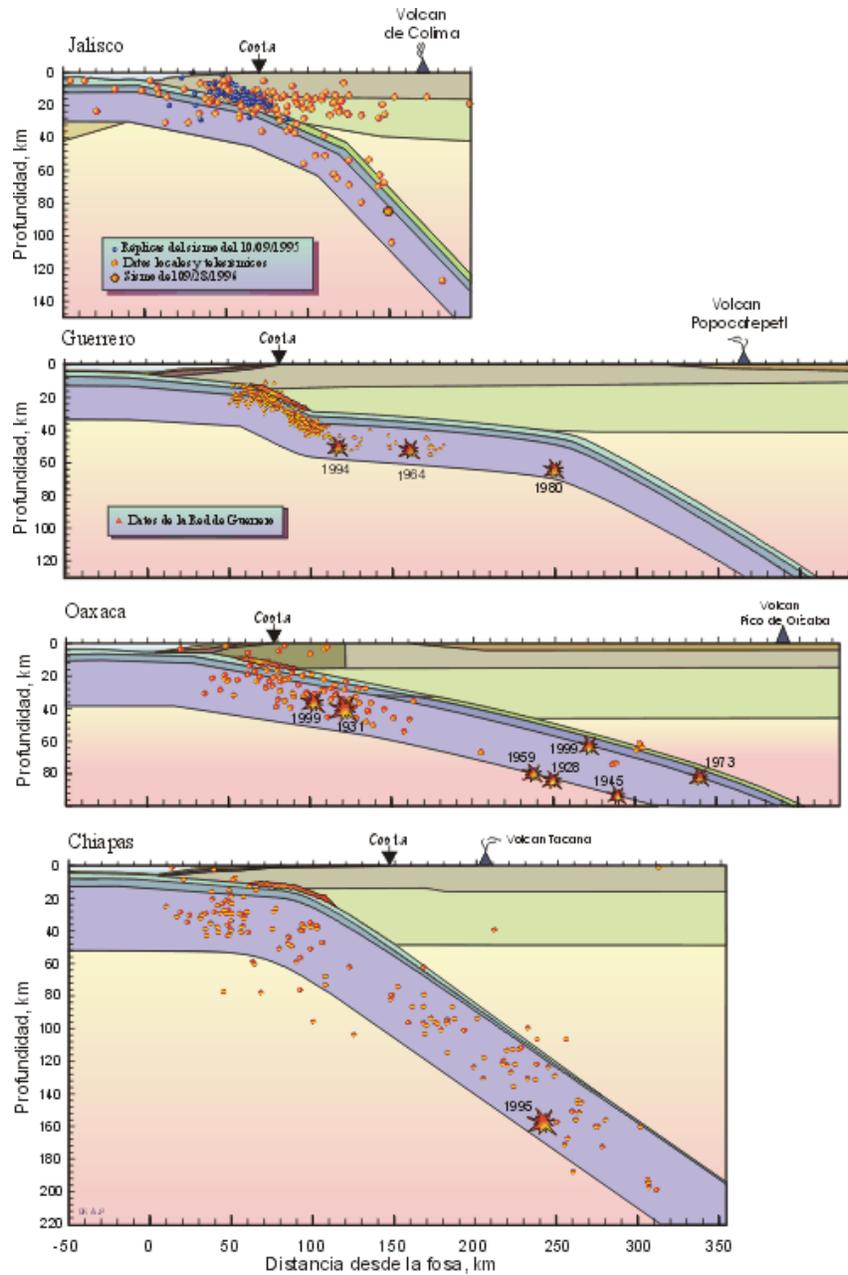


Figura III.6 Localización de sismos profundos.

La Figura III.6 muestra que las placas oceánicas bajo el manto terrestre presentan diversas formas en diferentes regiones del país. Las observaciones indican una subducción con un ángulo de $\approx 45^\circ$ en Jalisco, casi horizontal en Guerrero, de $\approx 12^\circ$ en Oaxaca y de $\approx 45^\circ$ en Chiapas. El contorno de los 80 a 120 km de profundidad de la zona de Benioff aproximadamente coincide con la línea de los volcanes.

Corticales

Los sismos intraplaca indicados en la Figura III.5 con estrellas azules ocurren a profundidades menores de 35 km y se relacionan con la ruptura a lo largo de fallas continentales de varios kilómetros. Existe un alineamiento descrito por tres temblores intensos que causaron destrucción de poblaciones y rupturas visibles del terreno. El primero ocurrió el 11 de febrero de 1875 y fue devastador en Zapopan, Jalisco; se ha estimado una magnitud entre 7 y 7.2. El segundo ocurrió el 19 de noviembre de 1912, con $M=6.9$, destruyendo las poblaciones de Acambay y Tixmadejé, Estado de México. El tercero ocurrió el 4 de enero de 1920, con $M=6.5$, a lo largo de un tramo de la Falla Oxochoacán. Las primeras letras de los epicentros de estos tres eventos sirvieron para dar el nombre de Falla Zacamboxo a este alineamiento que se indica en la Figura III.7, junto con la traza de la falla de subducción y los límites volcánicos. El sistema de fallas Acambay-Tixmadejé corre a lo largo del Eje Volcánico Mexicano y produce temblores de magnitud considerablemente menor a los sismos superficiales, incluso a los sismos profundos, con periodos de recurrencia significativamente mayores.

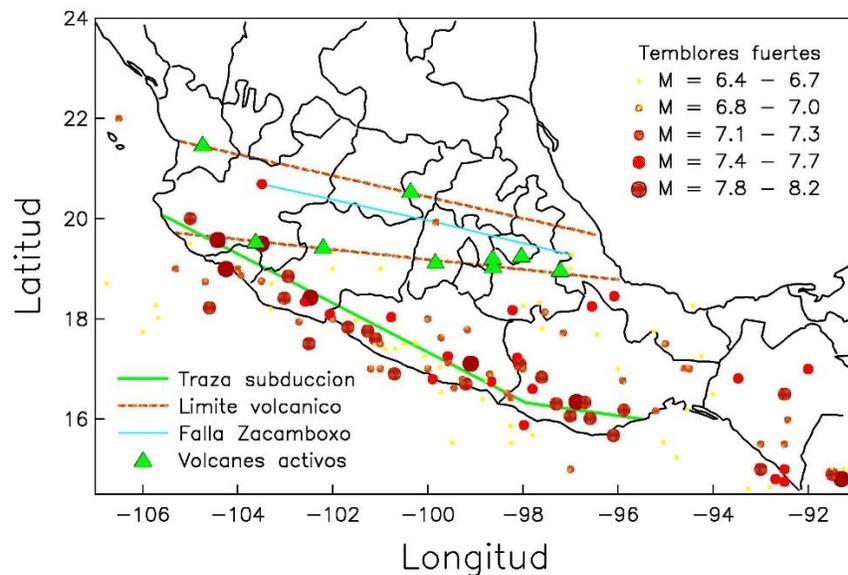


Figura III.7 Localización de sismos fuertes y trazas de fallas principales.

En 2017, el 19 de septiembre, se generó un sismo de magnitud 7.1 en la frontera entre Morelos y Puebla, a 8 km al noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla, que generó daños considerables sobre todo en el estado de Morelos.

Otros sismos de este tipo son debidos a la actividad de fallas locales, el llenado de presas y la sobreexplotación de agua subterránea, entre otras causas. Sus efectos devastadores son poco frecuentes, pero significativos para distancias focales pequeñas. Para fines de diseño, usualmente se ha considerado una magnitud entre 5 y 6 para este tipo de temblores.

SISMICIDAD LOCAL

Para análisis de peligro sísmico, primero es necesario definir las zonas fuente como grandes áreas de litósfera (oceánica y continental) donde pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar, y después determinar la sismicidad de las fuentes especificando la tasa de excedencia de magnitudes y la máxima magnitud que puede generarse en cada una de ellas.

Fuentes sísmicas

Para fines prácticos, el territorio nacional se ha dividido en 37 fuentes generadoras de sismos (Zúñiga & Guzmán, 1994) ; (Zuñiga, Suárez, Ordaz, & García-Acosta, 1997). Estas fuentes están definidas por áreas poligonales y su delimitación está dictada por la tectónica del país y la historia instrumental de sismos registrados. En cada una de las fuentes la actividad sísmica es diferente.

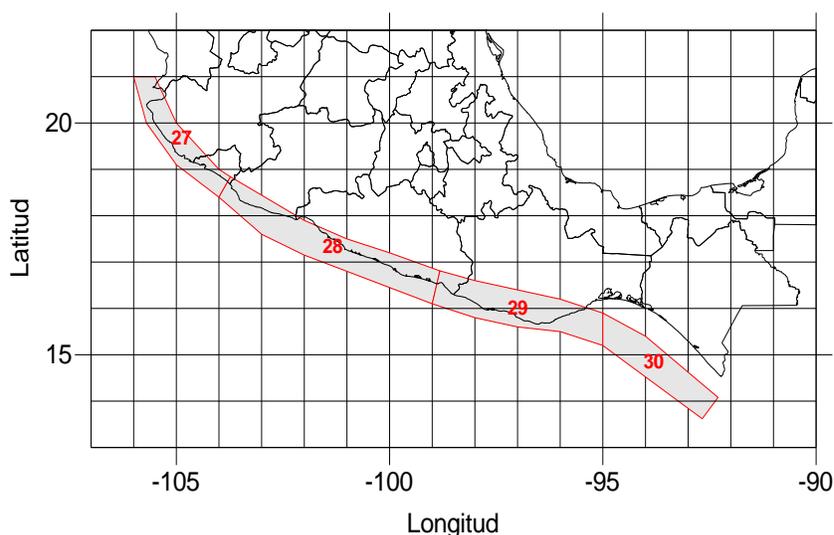


Figura III.8 Zonas fuente de temblores de subducción con $M < 7$.

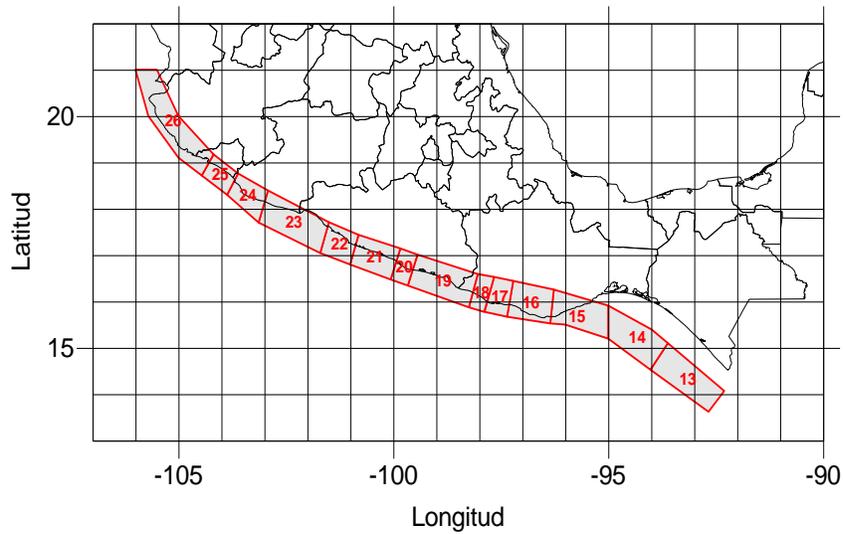


Figura III.9 Zonas fuente de temblores de subducción con $M > 7$.

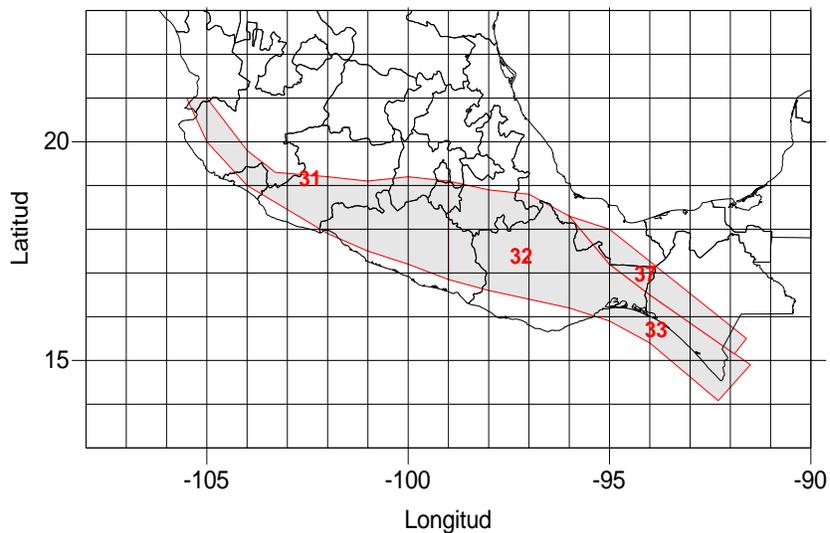


Figura III.10 Zonas fuente de temblores de fallamiento normal.

En la Figura III.8 y la Figura III.9 se muestran las zonas fuente generadoras de temblores de subducción con magnitud $M < 7$ y $M > 7$, respectivamente. Asimismo, en la Figura III.10 y la Figura III.11 se muestran las zonas fuente generadoras de temblores de fallamiento normal y de corteza, respectivamente.

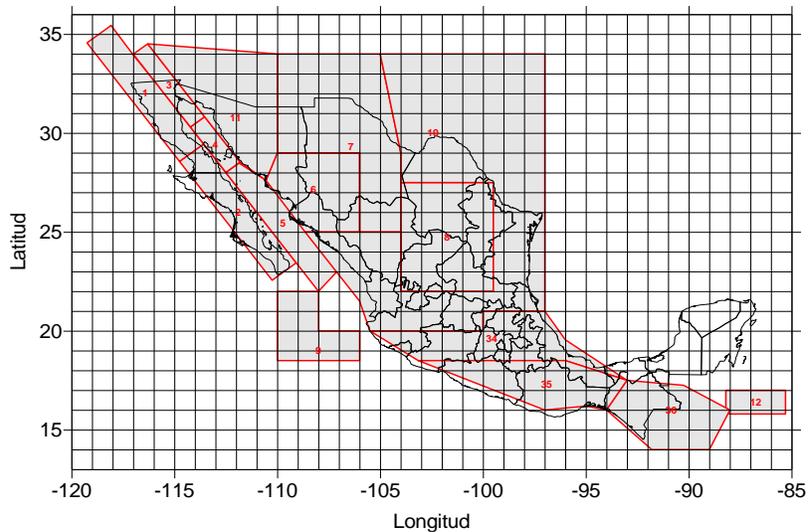


Figura III.11 Zonas fuente de temblores corticales.

A las zonas fuente de la Figura III.11 suele asignarse la llamada sismicidad de fondo, debida a temblores con magnitud $M < 5.5$ cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica en particular. Asimismo, en la frontera entre las placas del Caribe y Norteamérica se ha identificado el sistema de fallas Polochic-Motagua. El mayor sismo instrumentalmente registrado en estas fallas de rumbo ocurrió el 4 de febrero de 1976 ($M=7.5$).

ESPECTRO DE RESPUESTA

La forma más completa de representar una excitación sísmica es mediante el concepto de espectro de respuesta. Para cada periodo de vibrar de la cortina, la aplicación de este espectro suministra la respuesta modal máxima. La respuesta total puede calcularse aplicando diferentes reglas de combinación de las respuestas modales máximas.

Espectros de aceleración

En un análisis determinista se considera la activación independiente de las fuentes sísmicas más peligrosas para el sitio, en términos de las magnitudes máximas creíbles y distancias focales críticas. Aplicando las leyes de atenuación presentadas, se pueden determinar los espectros de respuesta para cada fuente sísmica y el correspondiente espectro envolvente.

En un análisis probabilista se considera la contribución de todas las fuentes sísmicas y el peligro sísmico se expresa en términos de tasas de excedencia de ordenadas espectrales. La probabilidad de que la ordenada espectral y exceda un valor especificado Sa en un periodo de tiempo t está dada por

$$p(y > Sa) = 1 - e^{-v(Sa)t} \quad (III.9)$$

donde $v(Sa)$ es la probabilidad anual de excedencia de Sa . El peligro total se obtiene sumando la contribución de todas las fuentes, esto es:

$$v(Sa) = \sum_i v_i(Sa) \quad (\text{III.10})$$

donde $v_i(Sa)$ es el número anual medio de temblores en la fuente i para los que se excede Sa en el sitio. El cálculo de este parámetro se hace subdividiendo las fuentes originales en sub-fuentes y aplicando el siguiente criterio (Coronell, 1968):

$$v_i(Sa) = \sum_j -W_{ij} \int_{M_o}^{M_u} \frac{d\lambda(M)}{dM} \Pr(y > Sa|M, R) dM \quad (\text{III.11})$$

donde $\Pr(y > Sa|M, R)$ es la probabilidad condicional de que y exceda Sa dada la ocurrencia en la sub-fuente j de un temblor de magnitud M a una distancia R ; W_{ij} es un peso que se asigna a cada sub-fuente proporcional a su tamaño. Esta expresión indica que tan frecuentemente se exceden las aceleraciones espectrales de cierto valor. La integral se realiza teniendo en cuenta la contribución de todas las magnitudes generadas.

Dentro de cada fuente se asume que la sismicidad está distribuida uniformemente por unidad de área. Esto lleva a realizar una integración espacial subdividiendo las fuentes originales en áreas triangulares, en cuyos centros de gravedad se considera concentrada la sismicidad proporcional a dichas áreas. De esta forma, la integración espacial se reduce a una suma de contribuciones de fuentes puntuales. Los cálculos se efectúan con ayuda del programa de cómputo Sismos Máximos Probabilistas y Deterministas (SMPD, 2012).

Por definición, el periodo de retorno Tr es el inverso de $v(Sa)$. Para una probabilidad de excedencia p en un tiempo de exposición t , se tiene que

$$Tr = \frac{t}{e^p - 1} \quad (\text{III.12})$$

Luego los periodos de retorno para los temblores de diseño considerados resultan ser:

$$Tr(50) = \frac{50}{e^{0.1} - 1} = 475 \text{ años}; \quad (10\% \text{ de excedencia en } 50 \text{ años}) \quad (\text{III.13})$$

$$Tr(100) = \frac{100}{e^{0.1} - 1} = 950 \text{ años}; \quad (10\% \text{ de excedencia en } 100 \text{ años}) \quad (\text{III.14})$$

A diferencia de los espectros deterministas, los espectros probabilistas no corresponden a magnitudes máximas y distancias focales críticas, sino que resultan de combinar todas las magnitudes y distancias con la tasa de actividad sísmica de cada fuente y de sumar la contribución de la totalidad de las fuentes en un radio de influencia de 500 km.

El espectro de diseño se construye como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta determinista y probabilista. Las aceleraciones espectrales, como fracción de la gravedad, tienen la siguiente forma funcional:

$$\frac{Sa}{g} = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (\text{III.15})$$

$$\frac{Sa}{g} = \beta c; \quad \text{si } T_a \leq T_e \leq T_b \quad (\text{III.16})$$

$$\frac{Sa}{g} = \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right); \quad \text{si } T_e > T_b \quad (\text{III.17})$$

donde a_0 es la aceleración máxima del terreno, c la aceleración espectral máxima, T_a el periodo al inicio de la meseta del espectro, T_b el periodo al final de la misma y r el coeficiente que controla la caída del espectro.

En la especificación del espectro de diseño está implícito un 5% de amortiguamiento estructural. Para considerar otros valores de amortiguamiento, se aplica el factor de modificación

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda \quad (\text{III.18})$$

donde ζ_e es el amortiguamiento de interés y $\lambda = 0.45$.

III.3 Análisis de estabilidad de taludes

A una superficie de suelo expuesto que se sitúa en un ángulo con la horizontal se le llama *talud* sin restricciones. La pendiente puede ser natural o construida. Si la superficie del suelo no es horizontal, un componente de la gravedad hará que el suelo se mueva hacia abajo, como se muestra en la Figura III.12 Falla de talud .

. Si la pendiente es lo suficientemente grande, puede ocurrir falla de la pendiente, es decir, la masa de suelo en la zona *abcdea* puede deslizarse hacia abajo. La fuerza motriz supera la resistencia del suelo al corte a lo largo de la superficie de ruptura. En muchos casos se espera que los ingenieros civiles realicen cálculos para comprobarla seguridad de los taludes naturales, taludes de excavaciones y terraplenes compactados. Este proceso, llamado análisis de estabilidad del talud, implica la determinación y la comparación del corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable con la resistencia del suelo al corte.

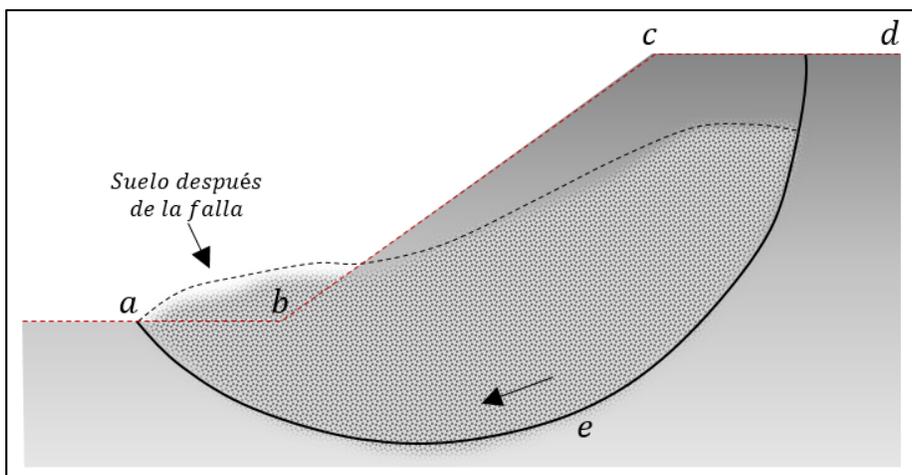


Figura III.12 Falla de talud (Barajas, 2014).

Una superficie inclinada respecto a la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, los taludes pueden ser naturales (laderas) o diseñados por el ingeniero civil (cortes o terraplenes). La mayoría de las fallas registradas en taludes térreos son movimientos masivos siguiendo una superficie de falla más o menos definida. Quien diseña una obra le resulta siempre imprescindible conocer cuál es el estado de falla último y bajo qué circunstancias se presenta. Por ello, se ha acumulado vasta experiencia en la determinación de los parámetros del suelo, definición de mecanismos de falla, realización de métodos de análisis y selección de factores de seguridad. Los taludes son masas de tierra (suelo o roca) que tienen una inclinación respecto a la horizontal o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Suarez, 1998).

III.3.1 Factor de seguridad

La estabilidad del talud se evalúa mediante el cálculo de factores de seguridad. El factor de seguridad se define como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante (Figura III.13). Bishop (1955) quizá fue quien introdujo por primera vez una alternativa para definir el factor de seguridad. Dicho factor se define en un punto a lo largo de una superficie de falla potencial, que es el cociente entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante requerido para mantener el punto en equilibrio:

$$FS = \frac{S_U}{\tau} \quad (III.19)$$

Dónde: FS= factor de seguridad con respecto a la resistencia; S_U = Resistencia cortante promedio del suelo y τ = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla. La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$S_U = c + \sigma' \tan \phi \quad (III.20)$$

Dónde: c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna drenado y σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (III.21)$$

Dónde: c' y ϕ' son, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción respectivamente, que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones (III.20) y (III.21) en la ecuación (III.19), se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c + \sigma' \tan \phi} \quad (III.22)$$

Cuando FS es igual a 1, el talud se encuentra en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable. En la Figura III.13; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se presentan las diferentes formas de calcular el factor de seguridad, esto es dependiendo del tipo de falla que se pretenda analizar.

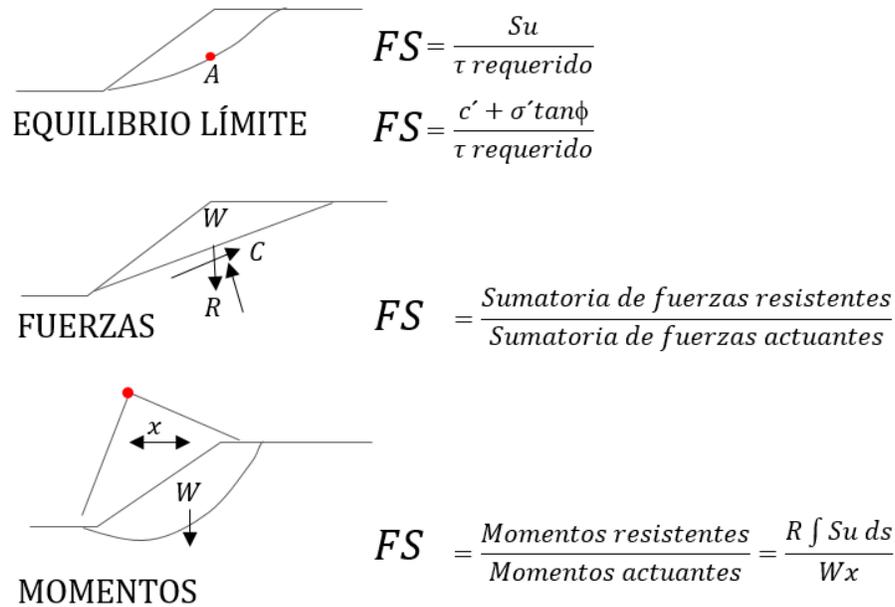


Figura III.13 Variaciones del factor de seguridad FS (Sharma, 2002).

Se aplican mayores factores de seguridad en estructuras que presentan mayores incertidumbres sobre los parámetros de suelo. La incertidumbre puede provenir de una mala calidad de exploración geotécnica en cuanto al número de sondeos y muestreos. En la Tabla III.6 se presentan los valores típicos del factor de seguridad bajo diferentes condiciones de cargas que comúnmente se consideran en problemas de bordos y presas.

Tabla III.6 Factores de seguridad mínimos aceptables para los análisis de estabilidad (Modificado de la Norma EM 1110-2-1913, USACE 2000)

| Condición | Análisis | Prueba | FS |
|---|--|---------------|-------------|
| Final de la construcción, aguas arriba y aguas abajo | Esfuerzo total | UU | 1.25 |
| Flujo establecido con llenado parcial, aguas arriba | Esfuerzo efectivo | CD | 1.5 |
| Flujo establecido, aguas abajo, vaciado, aguas arriba | Esfuerzo efectivo Esfuerzo efectivo/total | CD CD o UU | 1.5 1.25 |

III.3.2 Análisis estático por el método de equilibrio límite (mel)

Los métodos precursores del equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global. Esta teoría de cuerpo libre ha sido implementada en el método del talud infinito (Taylor, 1948), método de cuña (Sherard y Col, 1963) y método ordinario (Fellenius, 1922), entre otros. Actualmente, la mayoría de métodos de equilibrio límite dividen la masa potencial de falla en un número finito de

dovelas. Generalmente, se emplean dovelas verticales para dividir la masa de suelo; sin embargo, se han utilizado dovelas horizontales o inclinadas en algunas aplicaciones (Shahgholi y Col, 2001; Sarma y Tan, 2006). El MEL considera tres ecuaciones de equilibrio: a) equilibrio de fuerzas horizontales, b) equilibrio de fuerzas verticales y c) equilibrio de momentos. Algunas de las técnicas de dovelas usan una o dos ecuaciones de equilibrio haciendo la solución "no rigurosa". Sin importar el procedimiento empleado para resolver el sistema de ecuaciones en los métodos de equilibrio límite, existen más incógnitas que número de ecuaciones de equilibrio, convirtiendo la resolución de la estabilidad en un problema estáticamente indeterminado. Los métodos "rigurosos", que satisfacen las tres ecuaciones de equilibrio, como el método de Spencer (1967) y de Morgenstern-Price (1965), entre otros, determinan valores de factores de seguridad (FS) muy similares entre ellos (Duncan y Wright, 1980; Duncan, 1996). Para el caso de la superficie de falla circular, el método Simplificado de Bishop (1955), emplea únicamente dos ecuaciones de equilibrio (fuerzas verticales y horizontales), siendo el que produce valores de factores de seguridad que están en correspondencia con los métodos rigurosos, con diferencias máximas alrededor del 6% para una variedad de casos (Duncan, 1996). Cuando no se conoce el tipo de falla, como en la mayoría de los casos prácticos, los métodos rigurosos propuestos por Morgenstern-Price (1965) y Spencer (1967) deben usarse, pues se obtienen valores consistentes y no presentan mayores dificultades numéricas.

Consideraciones generales del método de equilibrio límite:

- La masa potencial de falla se divide en un número finito de dovelas
- La masa de falla actúa como un cuerpo rígido
- Las fuerzas normales actúan en el centro de la base de las dovelas
- La resistencia a lo largo de la superficie de falla se distribuye con el mismo factor de seguridad
- Supuestos con relación a las fuerzas entre dovelas son empleados para hacer el problema estáticamente determinado
- El factor de seguridad se determina a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos
- Se emplean métodos iterativos tipo prueba-error, para la solución del factor de seguridad.

Los análisis de equilibrio límite tienen algunas limitaciones las cuales están relacionadas principalmente porque no tienen en cuenta las deformaciones debido a que se basa solamente en la estática.

III.3.3 Método de las Dovelas

El análisis de estabilidad utilizando el método de las dovelas se explica con referencia a la Figura III.14, en donde AC es un arco de un círculo que representa la superficie de falla de

prueba. El suelo arriba de la superficie de falla de prueba se divide en varias dovelas verticales. El ancho de cada dovela no tiene que ser el mismo. Considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica (n-ésima dovela) se muestra en la Figura III.15, W_n es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas N_r y T_r son las componentes normal y tangencial de la reacción R , respectivamente. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Similarmente, las fuerzas cortantes que actúan sobre los lados de la dovela son T_n y T_{n+1} . Por simplicidad, la presión de poro del agua se supone igual a 0. Las fuerzas P_n, P_{n+1}, T_n y T_{n+1} son difíciles de determinar. Sin embargo, hacemos una suposición aproximada de que las resultantes de P_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de P_{n+1} y T_{n+1} y también que sus líneas de acción coinciden.

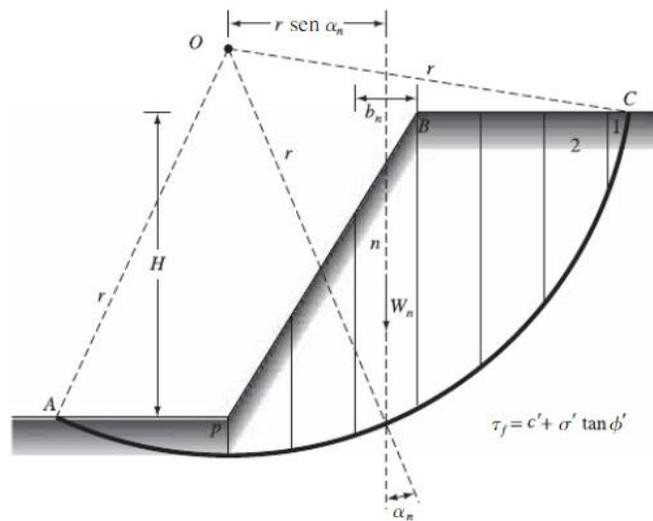


Figura III.14 Superficie de falla de prueba (Barajas, 2014).

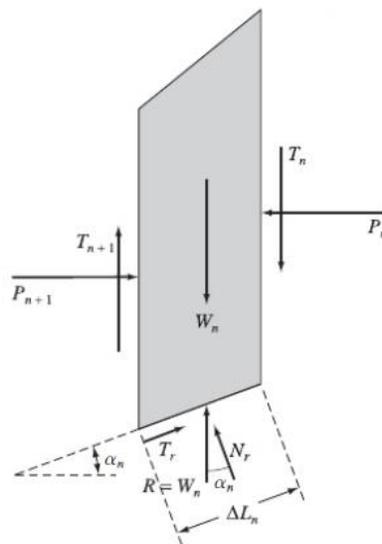


Figura III.15 Fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela (Barajas, 2014).

Por consideraciones de equilibrio, se tiene:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (\text{III.23})$$

La fuerza cortante resistente se expresa como:

$$T_r = \tau(\Delta L_n) = \frac{S_U(\Delta L_n)}{FS} = \frac{1}{FS} [c + \sigma' \tan \varphi] \Delta L_n \quad (\text{III.24})$$

El esfuerzo normal efectivo σ' en es igual a:

$$\frac{N_R}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (\text{III.25})$$

Por equilibrio de la cuña de prueba ABC, el momento de la fuerza actuante respecto a 0 es igual al momento de la fuerza resistente respecto a 0, o bien:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} \left(c + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \varphi \right) (\Delta L_n) (r) \quad (\text{III.26})$$

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen} \alpha_n} \quad (\text{III.27})$$

Para encontrar el factor de seguridad mínimo, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, se hacen varias pruebas cambiando el centro del círculo de prueba.

III.3.4 Métodos de equilibrio límite

A continuación, se presenta un resumen de los métodos de equilibrio límite:

Método de Bishop Simplificado. Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop supone que las fuerzas entre dovelas son horizontales o sea que no tienen en cuenta las fuerzas cortantes. La solución rigurosa de Bishop es compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método.

Método de Janbú. Se basa en la suposición en que las fuerzas entre las dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas cortantes. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f_0 depende de la curvatura de la superficie de falla.

Método del cuerpo de ingenieros (Sueco modificado). La inclinación de las fuerzas entre dovelas es seleccionada por el analista y tiene el mismo valor para todas las dovelas. El cuerpo de ingenieros recomienda que la inclinación debe ser igual al promedio de la pendiente del talud. Este método satisface equilibrio de fuerzas, pero no satisface equilibrio de momentos.

Método de Lowe y Karafiath (1960). Es prácticamente idéntico al del cuerpo de ingenieros excepto que las direcciones de las fuerzas entre partículas varían de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del cuerpo de ingenieros es muy sensitivo a la inclinación supuesta de las fuerzas entre dovelas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas se varía substancialmente el factor de seguridad.

Método de Spencer (1967). Es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como esfuerzos. El procedimiento de Spencer se basa en la suposición que las fuerzas entre dovelas son paralelas, unas con otras o sea que tienen el mismo ángulo de inclinación.

Método de Morgenstern-Price (1965). Supone que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante como en el caso del método de Spencer o puede considerarse otro tipo de función. Esta posibilidad de suponer una función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Método de Chen Y Morgenstern (1983). Es una refinación del método de Morgenstern Price e intenta mejorar los estados de esfuerzos en las puntas de superficie de falla. Chen y Morgenstern recomiendan que en los extremos de la superficie de falla las fuerzas entre partículas deben ser paralelas al talud.

Método de Sarma (1973). Es muy diferente a los métodos descritos anteriormente por que este considera que el coeficiente sísmico es el factor de seguridad desconocido. Se acepta un factor de seguridad y se encuentra cual es el coeficiente sísmico requerido para producir este factor de seguridad. La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracterizan los análisis de estabilidad.

III.4 Curvas de fragilidad

El campo de la fiabilidad estructural (seguridad de funcionamiento) proporciona un marco ideal para evaluar la importancia que, sobre su seguridad, funcionamiento y durabilidad, tienen las incertidumbres de amenaza, las cargas estructurales, la resistencia y la rigidez de la estructura. En este contexto el diseño, para determinados niveles de desempeño, requiere la conexión entre los estados límite estructurales y su probabilidad de ocurrencia. Una de las formas más utilizadas para representar el funcionamiento de una estructura son las curvas de fragilidad. Éstas representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. En otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas. La construcción de estas curvas, requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Generalmente para estos últimos, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado, por lo tanto, se recomienda utilizar un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos en la zona, tanto desde el punto de vista de aceleraciones pico o efectivas como de duración y contenido frecuencial y, evaluar la respuesta de la estructura cuando se somete a estas aceleraciones, mediante un análisis dinámico no lineal.

Las curvas de fragilidad son de gran utilidad para los ingenieros de diseño, investigadores, expertos en fiabilidad, expertos de compañías de seguros y administradores de sistemas críticos, tales como hospitales y autopistas, entre otros, debido a que son un ingrediente esencial para los siguientes tipos de estudio

- Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación
- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seriedad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.

III.4.1 Método del FOSM para curvas de fragilidad

Las ideas presentadas en este subcapítulo se basan en Membrillera et al. (2005).

Este método utiliza aproximaciones de la función $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ de tipo lineal (es decir, de primer orden, o First Order). Además, en lugar de trabajar con la función de densidad

de probabilidad conjunta, utilizan únicamente los dos primeros momentos de esta (Second Moment). Por ello, estos métodos se denominan métodos FOSM (First Order Second Moment). El resultado directo típico que se obtiene con estos métodos es el índice de fiabilidad, β , que se define como el número de desviaciones típicas que separan el valor esperado de la función $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$, del valor correspondiente al estado límite $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$. Este valor proporciona una medida relativa de la fiabilidad (distancia del valor más probable a la región de falla), de forma que cuanto mayor sea β , más segura es la estructura, pero no proporciona el valor buscado de la probabilidad de falla.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{falla}}{s_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{s_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{s_{g^*}} \quad (III.28)$$

Puesto que X_1, X_2, \dots, X_n son variables aleatorias, $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ es una variable aleatoria, que tendrá una función de distribución de probabilidad determinada, que normalmente es desconocida. Para poder determinar la probabilidad de falla es preciso realizar una hipótesis sobre cómo es la función de distribución de $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$. Realizada esta hipótesis y con los dos primeros momentos de la distribución obtenidos a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n , se puede obtener el índice de fiabilidad y la probabilidad de falla. Para poder obtener los dos primeros momentos de la distribución de probabilidad de $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n es preciso que $g^*(X_1, X_2, \dots, X_n)$ sea una función lineal:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n \quad (III.29)$$

Por tratarse de una aproximación de primer orden, las derivadas de segundo orden se desprecian, por lo que la expresión resultante es la misma tanto si las variables aleatorias son dependientes como si son independientes (sin correlaciones):

$$E[g^*] = g^*(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) \quad (III.30)$$

Es decir, el valor esperado de g^* se obtiene evaluando la función en el punto del espacio n dimensional correspondiente a los valores esperados de las distintas variables aleatorias. La varianza de g^* , suponiendo variables dependientes, se obtiene mediante:

$$Var[g^*] = \sum_i \left[\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 s_{X_i}^2 \right] + 2 \sum_{i \neq j} \left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \frac{\partial g^*}{\partial X_j} \rho_{X_i X_j} s_{X_i} s_{X_j} \right) \quad (III.31)$$

donde $\sigma_{X_i}^2$ es la varianza de la variable aleatoria X_i . En el caso de independendencia entre las variables aleatorias, la ecuación (III.31) se reduce a:

$$Var[g^*] = \sum_i \left[\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 s_{X_i}^2 \right] \quad (III.32)$$

Si la función g^* es lineal, es posible obtener de forma inmediata las derivadas de primer orden. En el caso de que sea no lineal, las derivadas de primer orden se aproximan utilizando el desarrollo en serie de Taylor de primer orden para g^* alrededor del valor medio. Para ello, aunque lo normal es evaluar la función g^* en dos puntos próximos al valor medio, uno a cada lado, se utilizan dos puntos más lejanos del valor medio, que son los puntos situados a una distancia de una desviación típica del valor medio, uno a cada lado. La justificación de esta forma de proceder es que, de este modo, en el caso de ser g^* no lineal, se captura parte del comportamiento no lineal, de forma aproximada. Así pues:

$$\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \approx \frac{g^*(E[X_i] + s_{X_i}) - g^*(E[X_i] - s_{X_i})}{(E[X_i] + s_{X_i}) - (E[X_i] - s_{X_i})} = \frac{g^*(E[X_i] + s_{X_i}) - g^*(E[X_i] - s_{X_i})}{2s_{X_i}} \quad (III.33)$$

y el cuadrado de la derivada de primer orden se puede aproximar por:

$$\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \approx \frac{1}{s_{X_i}^2} \left[\frac{g^*(E[X_i] + s_{X_i}) - g^*(E[X_i] - s_{X_i})}{2} \right]^2 \quad (III.34)$$

sustituyendo (16) en (14) se obtiene:

$$Var[g^*] = \sum_i \left\{ \left[\frac{g^*(E[X_i] + s_{X_i}) - g^*(E[X_i] - s_{X_i})}{2} \right]^2 \right\} \quad (III.35)$$

Nótese que, con este método, es preciso realizar $2n + 1$ evaluaciones de la función g^* , siendo n el número de variables aleatorias consideradas.

III.5 Evaluación de la probabilidad de falla por deslizamiento

La seguridad de las estructuras en general puede evaluarse desde diversos enfoques si bien pueden agruparse en dos grandes familias: los métodos deterministas y los métodos probabilistas.

El enfoque determinista tiene como principal característica que no hay lugar a la indeterminación de ninguna de las variables que intervienen o, dicho de otro modo, las solicitaciones y resistencias que intervienen son valores perfectamente conocidos, de ahí que den nombre al procedimiento. La incertidumbre de la información, en estos casos, no interviene en la metodología, si bien ésta se considere por los técnicos de manera independiente, en una fase previa, mediante el filtrando de la información de partida de manera que las variables se aproximan del lado de la seguridad, por ejemplo, desechando los valores más altos de la resistencia y los más bajos de las solicitaciones. Por ello el juicio ingenieril juega un papel importante en la aplicación de esta metodología.

El enfoque probabilista, mucho más reciente que el determinista, se ha desarrollado y aplicado, sobre todo, en las últimas cuatro décadas en numerosos campos de la ingeniería como la aeronáutica, naval y civil. Su principal característica es que introduce la incertidumbre en la formulación de los problemas y como resultado obtiene la probabilidad de que un sistema no cumpla determinados requisitos. De ahí que este enfoque esté ligado al análisis de riesgos y que, además de ser un contrastado procedimiento de evaluación de la seguridad, sea también una potente herramienta de ayuda. En efecto, la metodología probabilista ha probado ser eficiente para la toma de decisiones sobre aspectos relacionados con el diseño, explotación, mantenimiento y puesta fuera de servicio de estructuras, lo que ha justificado su auge y puesta en valor en la aplicación de estos aspectos concretos (JCSS, Interpretation of Uncertainties and Probabilities in Civil Engineering and Decision Analysis 2008).

Continuando con la estimación de la probabilidad de falla, existe múltiple y compleja bibliografía al respecto y, a menudo, se confunde entre sí métodos, conceptos y herramientas. No obstante, los pasos seguidos en la presente tesis para definir la probabilidad de falla mediante análisis han sido:

- I. Definir un modelo que represente la respuesta del sistema; puede ser determinista o numérico.
- II. En caso de ser determinista, lo habitual es utilizar una función de estado, como el clásico coeficiente de seguridad.
- III. Describir los parámetros de entrada al modelo, tanto los fijados completamente como las consideradas variables aleatorias. Para estas últimas, se ha utilizado la

esperanza matemática y la desviación típica (momentos de primer y segundo orden), aunque siempre es deseable disponer una función de distribución.

- IV. Delimitar de forma concreta cuál es el criterio de falla o rotura considerado; puede tratarse de una deformación o tensión máxima o un valor límite para el coeficiente de seguridad clásico.
- V. Escoger un método para describir estadísticamente los resultados obtenidos al utilizar el modelo de respuesta, con los parámetros de entrada estimados y el criterio de falla escogido. Aquí es donde la conclusión se materializa a través de:
 - La función de distribución de la probabilidad de rotura.
 - Un coeficiente de fiabilidad.

Se trata de una serie de experimentos numéricos efectuados con un modelo que puede ser de cualquier tipo, bien numérico, una fórmula matemática, un árbol de eventos, o una combinación de estos. Sólo precisa que las variables aleatorias de entrada sean definidas mediante su función de distribución o densidad (USBR).

En este trabajo se obtuvo de forma aproximada la integral de la función de densidad conjunta para todas las variables aleatorias involucradas. Para ello se empleó el coeficiente de fiabilidad, índice que proporciona una medida de la seguridad del sistema y refleja tanto la mecánica del problema como la incertidumbre en las variables aleatorias que lo condicionan (Harry Kottogoda y Rosso). Se desarrolló en la ingeniería estructural para tener una medida de la fiabilidad relativa entre sistemas sin necesidad de conocer la forma exacta la función de distribución precisa para estimar la probabilidad de rotura.

Este índice es el número de desviaciones típicas que separan la esperanza matemática de la función de estado (el coeficiente de seguridad, por ejemplo) y su estado límite (Figura III.16). Proporciona una medida relativa de la seguridad que obvia completamente la distribución de probabilidad que realmente tiene la función de estado.

En el presente caso, al querer obtener una probabilidad de falla en lugar de esa medida relativa, hizo necesario conocer la distribución de probabilidad que posee la función de estado. Aplicando el juicio ingenieril, se escogió una distribución lognormal y se obtuvo la probabilidad de rotura a partir de esta función de distribución y el coeficiente de fiabilidad calculado.

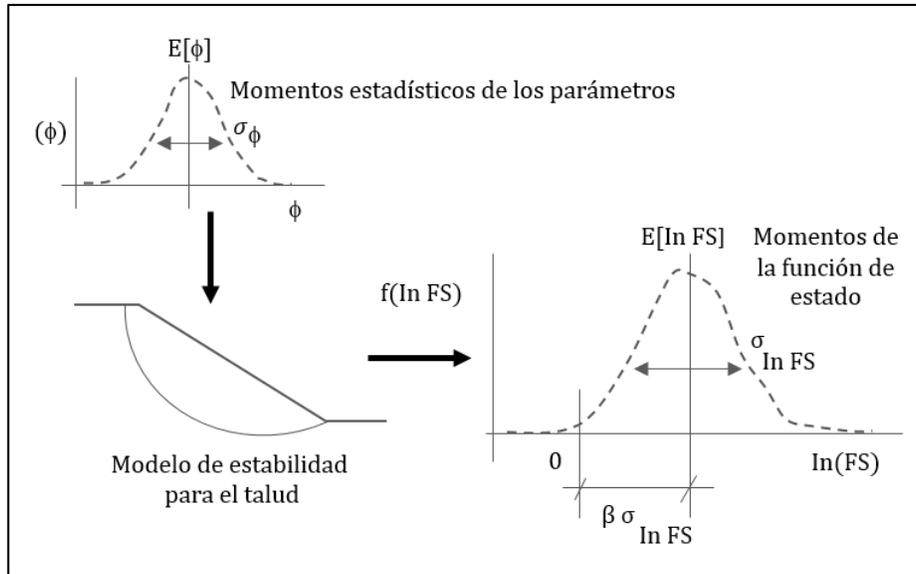


Figura III.16 Índice de fiabilidad en la estabilidad de taludes. (Wolff, 1996).

Los métodos habitualmente empleados para obtener el coeficiente de fiabilidad son los basados en la teoría lineal de segundo orden (FOSM) o los de primer orden (FORM).

En definitiva, permiten obtener distribuciones de probabilidad derivadas, es decir, asociadas a una función (la de estado) de diferentes variables aleatorias. La distribución de probabilidad asociada a esta función de estado depende de la distribución de probabilidad de las variables aleatorias que la forman, así como de las relaciones funcionales del modelo de estado (que es un jacobiano). Al resultar la solución analítica para esa función de distribución derivada inabordable, se utiliza aproximaciones como las de los métodos mencionados (Mínguez, 2003).

En el presente documento se aplicó la teoría lineal de segundo orden (FOSM) mediante el método de las Series de Taylor. Para calcular el coeficiente de fiabilidad (β) se obtuvieron los momentos de primer orden de la función de estado (el coeficiente de seguridad "FS") y, al haber asumido una distribución lognormal para la función de estado, el coeficiente de fiabilidad se obtuvo según la expresión:

$$\beta = \frac{E[\ln(FS)] - \ln(FS_{crit})}{\sigma_{\ln(FS)}} \quad (III.36)$$

Donde (FS_{crit}) es el valor crítico escogido para la función de estado, es decir, aquel que delimita el estado límite que precede a la rotura o el funcionamiento incorrecto del sistema.

Para ello se efectuó un desarrollo en serie de Taylor de la función de estado alrededor de los valores medios. De esta manera, se puede demostrar que la esperanza matemática de la función de estado se obtiene evaluándola, a su vez, con la esperanza matemática de las variables aleatorias involucradas según:

$$E[\ln(FS)] = FS(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) \quad (III.37)$$

Donde las (X_i) representan a las variables aleatorias (cohesión, ángulo de fricción, permeabilidad, módulo de elasticidad, etc.).

También es demostrable que la varianza de la función de estado se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$Var[FS] = \sum \left(\frac{\partial FS}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 + 2 \sum \left(\frac{\partial FS}{\partial X_i} \frac{\partial FS}{\partial X_j} \right) \rho_{X_i, X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \quad (III.38)$$

Donde (ρ) es el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias (X_i) y (X_j) y (σ) es la desviación típica de las variables aleatorias. En nuestro caso, al considerar estas últimas independientes entre sí, el segundo sumando de la ecuación se hace igual a cero.

Las derivadas parciales de la ecuación III.38 son calculadas en el valor medio de cada una de las variables aleatorias y, en el presente trabajo, han sido estimadas numéricamente utilizando diferencias finitas.

Con lo anteriormente indicado, la probabilidad de rotura o funcionamiento incorrecto del sistema se ha aproximado a partir de la expresión:

$$Pr_r = 1 - \Phi(\beta) \quad (III.39)$$

Donde $\Phi(\beta)$ (implica evaluar una distribución normal estándar para el coeficiente de fiabilidad definido en la ecuación III.39).

Por último, se hace mención a los *árboles de eventos*, también utilizados en el presente documento para evaluar probabilidades en el caso de los modos de rotura asociados al deslizamiento. Con estas representaciones gráficas se refleja la secuencia lógica de ocurrencia para una serie de eventos o estados concretos del sistema. El árbol representa un modelo determinista de los estados funcionales binarios de la presa y aplica un análisis de tipo inductivo (Hartford y Baecher).

Cada uno de los nodos representa una situación en la que dos o más eventos, excluyentes entre sí, pueden acaecer habida cuenta de que los eventos existentes en un camino precedente al nodo ya han ocurrido. Por tanto, para cada una de las ramas que surgen del nodo se asigna una probabilidad condicional de ocurrencia de tal forma que todas sumarán la unidad. Aplicando la teoría matemática de la probabilidad (Harry) puede corregirse multiplicando los valores a lo largo de uno de los caminos que atraviesan el árbol se obtiene la probabilidad de ocurrencia para el evento recogido en el último nodo.

Los árboles de eventos, realmente, no están vinculados directamente a ningún método probabilístico. De hecho, los valores de probabilidad en los nodos se estimaron mediante las diferentes formas ya mencionadas. En particular:

- Cálculo de la probabilidad de insatisfacción de algún criterio a partir de una función que tiene en cuenta la variabilidad de los parámetros involucrados y los modelos analíticos (aquí se enmarca los métodos FOSM).
- Cálculo de la probabilidad de ocurrencia empleando distribuciones de probabilidad generadas a partir de datos históricos sobre eventos similares y una vez ajustada una función a los registros disponibles.
- Estimación de la probabilidad de ocurrencia mediante un proceso que tenga en cuenta la opinión de expertos en la materia.

III.6 Cuantificación de consecuencias de vidas humanas.

Para la delimitación de las zonas potenciales de daño por inundación se deben elaborar mapas de inundación conforme al documento Lineamientos para la Elaboración de Mapas de Peligro por Inundación, 2014, asumiendo la rotura súbita de la cortina, con profundidades y velocidades de flujo, resistencia al vuelco de personas y superficie de afectación, además se debe complementar el estudio de inundación por descargas ordinarias y extraordinarias del vertedor, controladas y no controladas, y verificando la invasión de embalses y cauces dentro o de los polígonos del NAMO y del NAME, tanto en superficie como en volumen.

A partir de la información cartográfica del INEGI, se utilizan programas 2D para generar un modelo bidimensional tipo "Dam Break", se considera como condición inicial el nivel de agua al NAMO, para estimar aguas abajo la resistencia al vuelco y determinar el polígono dentro del cual el producto de velocidad de corriente, V , por la altura de inundación, H , sea mayor a $1.5 \text{ m}^2/\text{s}$. En particular, para estimar el potencial de vidas humanas amenazadas y en peligro de ser arrastradas por una corriente de inundación debido a la falla súbita de la cortina, se estimará el número de viviendas en dicha longitud de peligro y multiplicarán por seis.

Existen diversos criterios para la construcción de mapas de riesgos por inundación como el criterio de la Office Federal De i Economie Des Aux (OFEE) que se muestra en la Figura III.17 este criterio define tres niveles de peligro:

- *Nivel de peligro alto:* La población está en riesgo dentro y fuera de sus viviendas; las edificaciones están en peligro de colapsar.
- *Nivel de peligro medio:* La población está en riesgo fuera de las viviendas; las edificaciones pueden sufrir daños y colapsar dependiendo de sus características estructurales.
- *Nivel de peligro bajo:* El riesgo para la población es bajo, las edificaciones pueden sufrir daños leves ya que la inundación o los sedimentos arrastrados llegan a afectar su interior.

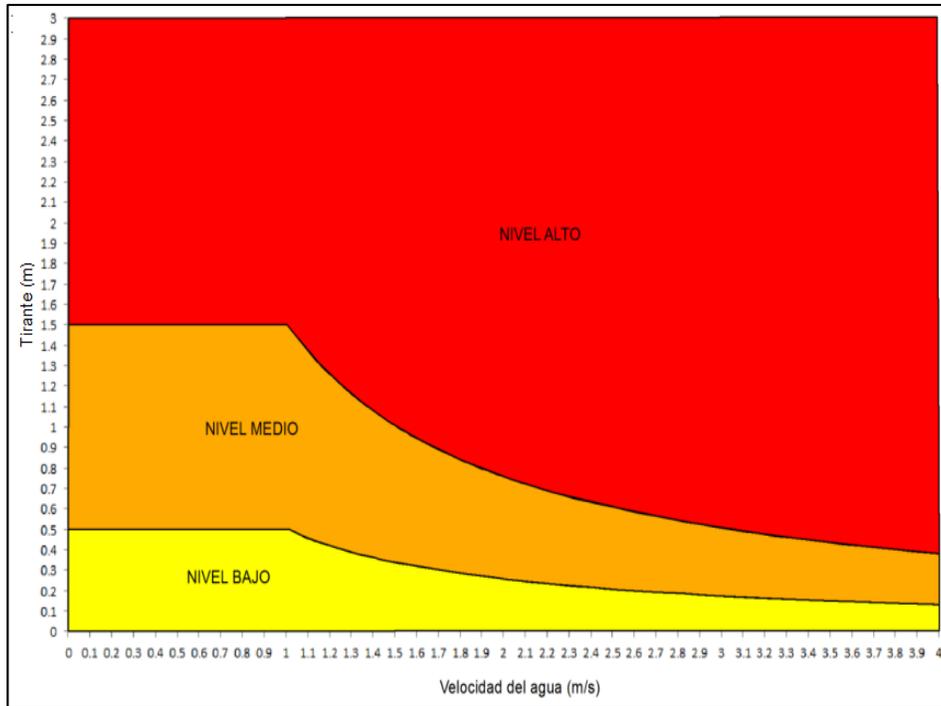


Figura III.17 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE.

Para poder determinar el mapa de peligro se necesita contar con la profundidad de inundación y la velocidad máxima; finalmente el resultado será un mapa de peligro (Figura III.18) clasificado en los 3 niveles de peligrosidad mostrados en la Figura III.17.

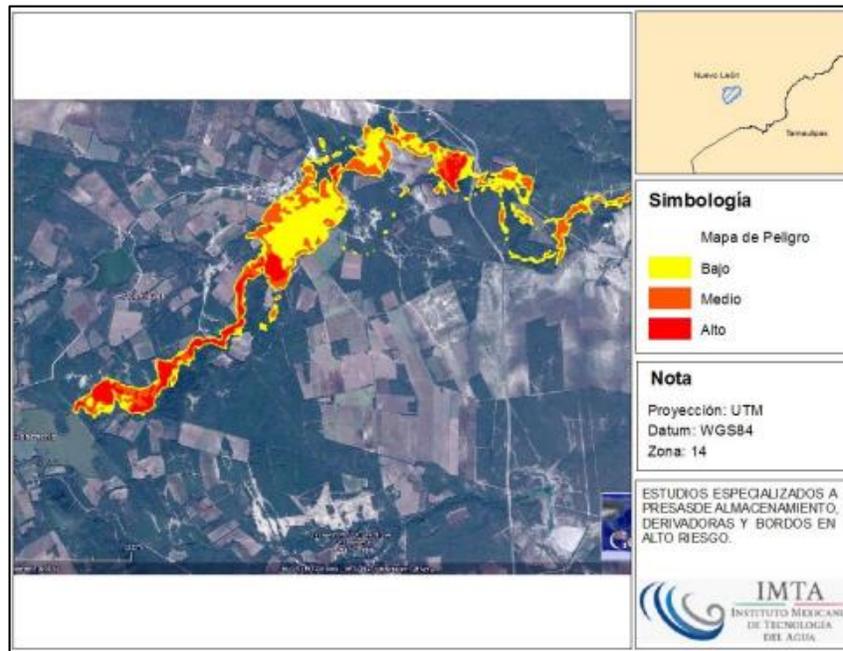


Figura III.18 Delimitación de las zonas de peligro (IMTA, 2016).

IV. CASO DE ESTUDIO: PRESA LA ESTRELLA

Tras la revisión realizada en los capítulos 1 a 4 del estado del conocimiento en cuanto a los métodos de evaluación de seguridad de presas, tipos de modelos desarrollados, herramientas disponibles y técnicas de probabilísticas existentes, se presenta en este capítulo con la aplicación de la propuesta de metodología para la estimación de la probabilidad de riesgo de falla de una presa homogénea de tierra frente a solicitaciones hidrológicas y sísmicas, en el contexto del Análisis de Riesgo.

Esta metodología se basó en SPANCOLD (2012), de Membrillera et al. (2005), y Briseño et al. (2017), de acuerdo con los requerimientos de la norma "Operación segura de presas" (NMX-AA-175-SCFI, 2015).

El caso de estudio corresponde a la presa La Estrella, ubicada en el estado de Nuevo León y para un modo de falla por deslizamiento, se incluyen datos previos del informe de seguridad de presas proporcionados por la Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos del IMTA (IMTA, 2016).

Desarrollo de la metodología

La metodología que se expone a continuación se aplica a una presa homogénea de tierra con una altura de 19.40 m y una capacidad de 3 hm³ al NAME, para un modo de falla que involucra fenómenos de naturaleza esencialmente geotécnicos e hidráulicos. Una vez que la presa ha pasado por una clasificación preliminar por su potencial de daños la metodología que se propone (Figura IV.1) se desarrolla en las 4 etapas siguientes:

- *Etapas I: Ingeniería básica:* en esta etapa se lleva a cabo los estudios especializados de campo y gabinete, mismos que sirven para la identificación del riesgo (modo de falla) por los métodos clásicos.
- *Etapas II: Estimación del riesgo:* comprende cálculo de la probabilidad de ocurrencia y respuesta, además de la estimación de las posibles consecuencias.
- *Etapas III: Evaluación del riesgo:* se clasifica el nivel de riesgo que posee la presa de acuerdo a los criterios de aceptación del riesgo de la norma NMX-AA.175-SCFI-2015.
- *Etapas IV: Control del riesgo:* se proponen medidas estructurales y no estructurales para disminuir el riesgo y se reinicia el análisis hasta encontrar el nivel de tolerabilidad, de modo que la operación de la presa sea posible a un costo razonable.

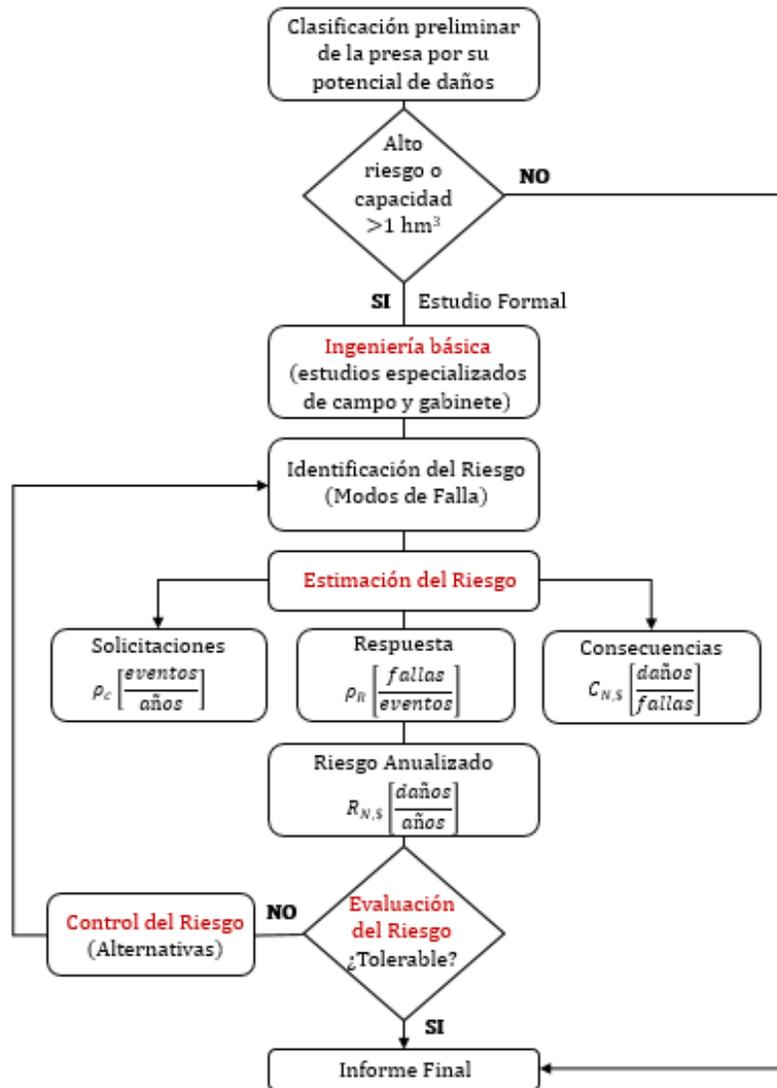


Figura IV.1 Procesos que componen al Análisis de riesgo, elaboración propia.

IV.1 Aspectos Generales de la presa La Estrella

La presa La Estrella se localiza en las coordenadas geográficas 24°56'42" Latitud Norte y 99°47'20" Longitud Oeste, en el municipio de Linares, estado de Nuevo León. Hidrológicamente se localiza en la cuenca R. San Fernando, la que a su vez se localiza en la Región Hidrológica 25 San Fernando-Soto la Marina.

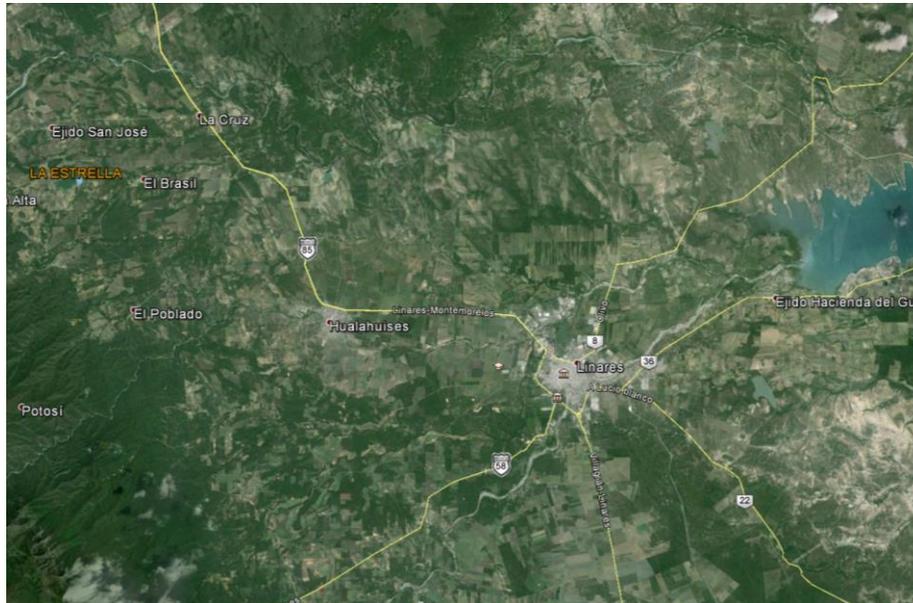


Figura IV.2 Ubicación de la presa La Estrella.

Las características generales de la presa se indican en la Tabla IV.1

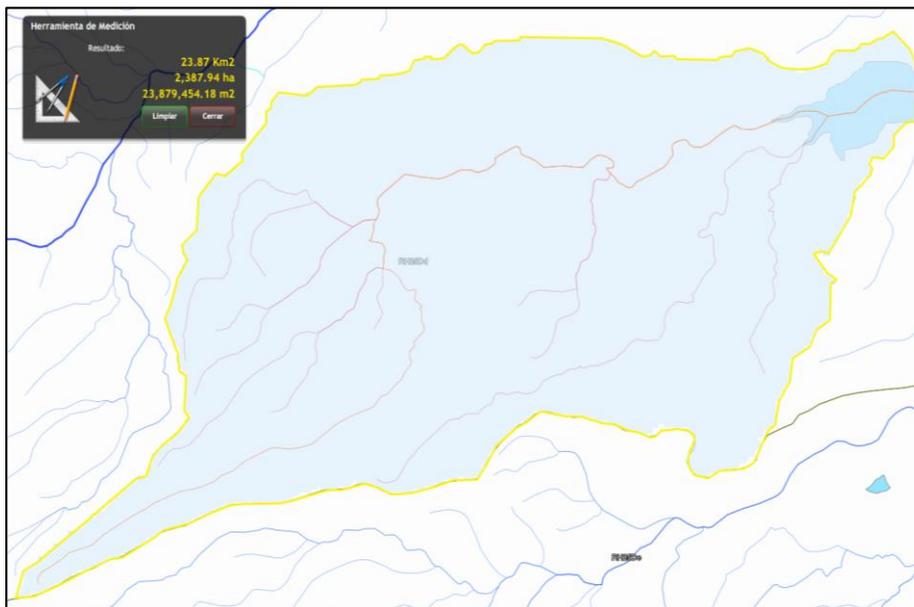


Figura IV.3 Vista de la cuenca de la presa La Estrella (SIATL, 2019).

Tabla IV.1 Características generales de la presa La Estrella

| | |
|----------------------------|--|
| Año de construcción | 1969 |
| Tipo de cortina | flexible |
| Material de la cortina | Homogénea con protección de enrocamiento de tierra |
| Longitud de la corona | 907.50 m |

| | |
|---|------------------------------------|
| Ancho de la corona | 4.00 m |
| Altura máxima desde el desplante | 19.40 m |
| Altura sobre el cauce | 19.00 m |
| Talud de aguas arriba | 2h:1v |
| Talud de aguas abajo | 2h:1v |
| Capacidad al NAME | 4.70 hm ³ |
| Capacidad al NAMO | 3.00 hm ³ |
| Tipo de obra de excedencias | Lavadero |
| Longitud total del vertedor | 100.00 m |
| Gasto de diseño de la obra de excedencias | 540.00 m ³ /s |
| Tipo de obra de toma | Tubería a presión |
| Material y dimensiones | Tubería de acero 0.61m de diámetro |
| Gasto de diseño de la obra de toma | 0.6 m ³ /s |
| Elevación de la corona | 522.00 msnm |
| Bordo libre | 2.20 m |
| Elevación del NAME | 521.10 msnm |
| Elevación del NAMO | 518.90 msnm |
| Elevación del NAMINO | 512.00 msnm |

Fuente: Información tomada del SISP-CONAGUA

IV.1.1 Clasificación preliminar de la presa debido a su potencial de daños

Una evaluación preliminar de la clasificación de una presa puede hacerse con base en un reconocimiento de campo de las estructuras de la presa y en una revisión de los datos disponibles, que incluyen mapas topográficos e imágenes satelitales actuales. El propósito del reconocimiento de campo es conocer las condiciones de las estructuras y el área de posible afectación aguas abajo para observar qué consecuencias potenciales existen.

En la norma se especifica que en presas con altura máxima de cortina entre 5 y 15 m y una capacidad de almacenamiento de 500 000 m³ o mayor, al NAMO, deben ser clasificadas preliminarmente, si éstas de acuerdo con la inspección de campo se observa la probabilidad de que la gente y sus propiedades se afecten debido a una inundación por una falla o mal funcionamiento de la presa, se le asignará una clasificación preliminar de riesgo alto por lo que se deberá realizar un estudio formal para confirmar su estado de riesgo y en presas con altura máxima de cortina mayor de 15 m y una capacidad de almacenamiento al NAMO mayor de 1, 000,000 m³ pasa directamente a efectuarse un estudio formal de riesgo.

Para la presa en estudio, de acuerdo con sus características (Tabla IV.1) y conforme a las especificaciones de la norma se debe realizar un estudio formal de riesgo.

IV.2 Etapa I: Ingeniería básica

IV.2.1 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio

De acuerdo con IMTA (2016) se reporta durante la visita de inspección, se realizaron sondeos sobre la cortina para tomar muestras para la caracterización geotécnica en laboratorio y se efectuaron las pruebas de campo para determinar el peso volumétrico y contenido de agua naturales que sirvieron para determinar el grado de compactación de los materiales que conforman la cortina.

Los sondeos fueron realizados mediante 6 pozos a cielo abierto (PCA) y 3 sondeos de penetración estándar (SPT).

Los sondeos se ubicaron en los puntos siguientes:

Tabla IV.2 Ubicación de los puntos de muestreo

| SONDEO | UBICACIÓN | UTM | |
|--------|------------------------------|--------|---------|
| | | X | Y |
| PCA-1 | En la corona | 420273 | 2759020 |
| PCA-2 | En la corona | 420288 | 2759205 |
| PCA-3 | En el terreno de cimentación | 420292 | 2758907 |
| PCA-4 | En el talud aguas abajo | 420305 | 2759271 |
| PCA-5 | En el terreno de cimentación | 420312 | 2759220 |
| PCA-6 | En el talud aguas abajo | 420286 | 2758998 |
| SPT-1 | En la zona de la falla | 420262 | 2758918 |
| SPT-2 | En la sección central | 420280 | 2759117 |
| SPT-3 | En el lado derecho | 420291 | 2759249 |

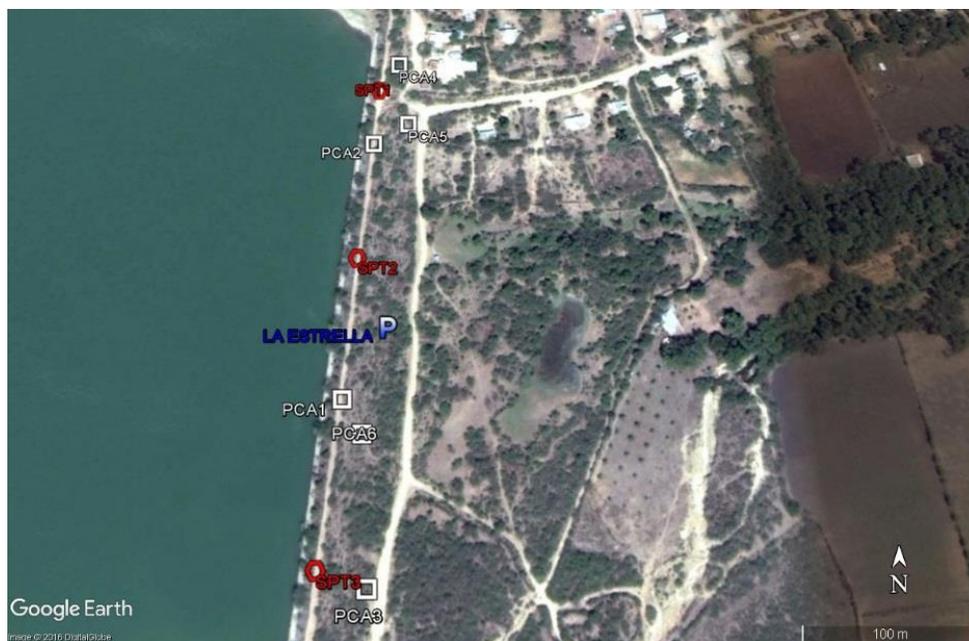


Figura IV.4 Ubicación de los puntos donde se realizaron los sondeos (IMTA, 2016).

En las tablas siguientes se presenta el resumen con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras tomadas de la presa La Estrella (IMTA, 2016).

Cabe comentar que en el PCA-3, bajo la materia vegetal se detectó inmediatamente las lajas de lutitas y margas de la formación Méndez, por lo que no se les realizaron pruebas de mecánica de suelos.

Tabla IV.3 Resultados de pruebas de campo y porcentaje de compactación de la presa La Estrella.

| SONDEO | UTM | | W _{nat} (%) | γ _{m nat} (t/m ³) | γ _{d nat} (t/m ³) | W _{op} (%) | γ _{d op} (t/m ³) | Compactación (%) |
|--------|--------|---------|-------------------------|---|---|------------------------|--|---------------------|
| | X | Y | | | | | | |
| PCA-1 | 420273 | 2759020 | 15.16 | 1.80 | 1.56 | 18.10 | 1.81 | 86 |
| PCA-2 | 420288 | 2759205 | 16.16 | 2.00 | 1.72 | 17.80 | 1.80 | 96 |
| PCA-4 | 420305 | 2759271 | 19.85 | 1.93 | 1.61 | 18.50 | 1.81 | 89 |
| PCA-5 | 420312 | 2759220 | 19.26 | 1.92 | 1.61 | 19.50 | 1.75 | 92 |
| PCA-6 | 420286 | 2758998 | 19.39 | 1.89 | 1.58 | 19.00 | 1.79 | 88 |

Tabla IV.4 Propiedades índice de los materiales muestreados en la presa La Estrella.

| SONDEO | S _s | LL | LP | IP | CL | G | S | F | Clasificación |
|--------|----------------|----|----|----|-----|-----|-----|-----|---|
| | | | | | (%) | (%) | (%) | (%) | SUCS |
| PCA-1 | 2.59 | 50 | 30 | 20 | 3 | 13 | 20 | 67 | Limo arcilloso de baja compresibilidad, color café claro, con 20% de arenas finas y 13% de gravas de hasta ¾", ML. |
| PCA-2 | 2.55 | 50 | 32 | 18 | 3 | 1 | 17 | 82 | Limo arcilloso de baja compresibilidad, color café claro, con 17% de arenas finas y 1% de gravas de hasta 4.25 m, ML. |
| PCA-4 | 2.71 | 62 | 29 | 33 | 7 | 0 | 3 | 97 | Arcilla limosa de alta compresibilidad, color café, con 3% de arena fina, CH. |
| PCA-5 | 2.57 | 60 | 30 | 30 | 7 | 0 | 3 | 97 | Arcilla limosa de alta compresibilidad, color café, con 3% de arena fina, CH. |
| PCA-6 | 2.60 | 51 | 28 | 23 | 7 | 0 | 5 | 95 | Arcilla limosa de alta compresibilidad, color café, con 5% de arena fina, CH. |

Tabla IV.5 Propiedades mecánicas de los materiales muestreados en la presa La Estrella

| SONDEO | TRIAxIAL UU | | | | TRIAxIAL CU | | | |
|--------|----------------------------|----------|-----------------------|------|----------------------------|----------|----------------------------|----------|
| | c (kg/cm ²) | φ (°) | S _r (%) | e | Esfuerzos totales | | Esfuerzos efectivos | |
| | | | | | c (kg/cm ²) | φ (°) | c (kg/cm ²) | φ (°) |
| PCA-1 | 3.50 | 46 | 57.40 | 0.71 | 1.00 | 26 | 1.00 | 29 |
| PCA-2 | 1.99 | 51 | 82.01 | 0.51 | 0.76 | 28 | 0.74 | 32 |
| PCA-4 | 1.64 | 47 | 80.58 | 0.64 | 0.14 | 17 | 0.15 | 22 |
| PCA-5 | 1.26 | 48 | 79.70 | 0.63 | 0.22 | 15 | 0.23 | 20 |
| PCA-6 | 0.21 | 45 | 80.00 | 0.67 | 0.18 | 16 | 0.22 | 21 |

NOTAS: Los valores de S_r y e reportados corresponden al promedio de las tres probetas de compresión triaxial UU.

Tabla IV.6 Simbología

| | | | |
|-------------------------------------|-------------------------------|--------------------------|--|
| UTM | Universal Transverse Mercator | G | Gravas |
| w_{nat} | Contenido de agua natural | S | Arenas |
| $\gamma_{m\ nat}$ | Peso volumétrico natural | F | Finos |
| γ_d | Peso volumétrico seco | SUCS | Sistema Unificado de Clasificación de Suelos |
| w_{op} | Contenido de agua óptimo | q_u | Resistencia a la compresión simple |
| $\gamma_{d\ op}$ | Peso volumétrico seco óptimo | c | Cohesión |
| Ss | Densidad de sólidos | ϕ | Ángulo de fricción interna |
| LL | Límite líquido | S_r | Grado de saturación |
| LP | Límite plástico | e | Relación de vacíos |
| Ip | Índice plástico | CL | Contracción lineal |

IV.2.2 Estudio hidrológico-hidráulico

La revisión hidrológica de la presa La Estrella (IMTA, 2016) consistió en obtener las avenidas máximas probables para diferentes periodos de retorno, con base en información climatológica, por medio de un método lluvia-escurrimientos (Hidrograma Unitario Triangular). Se seleccionó el hidrograma con periodo de retorno correspondiente al tipo de obra para la revisión y en su caso rediseño de la obra de excedencias.

A continuación, se presenta un resumen de los datos obtenidos (IMTA, 2016).

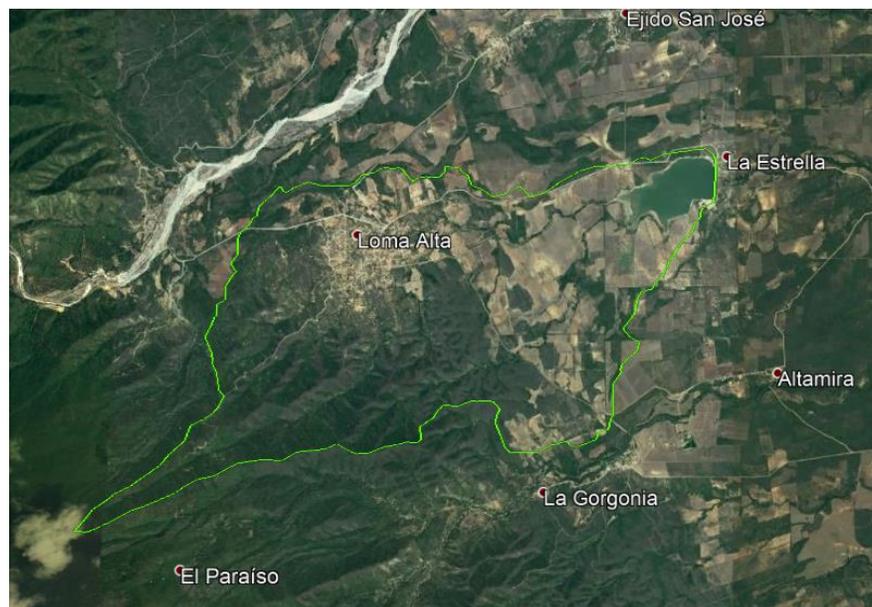


Figura IV.5 Cuenca de la presa La Estrella .

Características fisiográficas de la cuenca

Las principales características fisiográficas de una cuenca necesarias para la estimación de gastos de diseño son: área de la cuenca, cauce principal y su pendiente media, caracterización de tipo de suelo y cobertura vegetal y uso de suelo. A continuación, se presenta el resumen de estas características.

Tabla IV.7 Resumen de las características fisiográficas de la cuenca de la presa La Estrella.

| Orden | Área <i>km²</i> | Longitud <i>km</i> | Pendiente % | tc <i>h</i> | tr <i>h</i> | NC |
|-------|-------------------------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----|
| 5 | 22.48 | 12.42 | 1.44 | 2.35 | 1.41 | 80 |

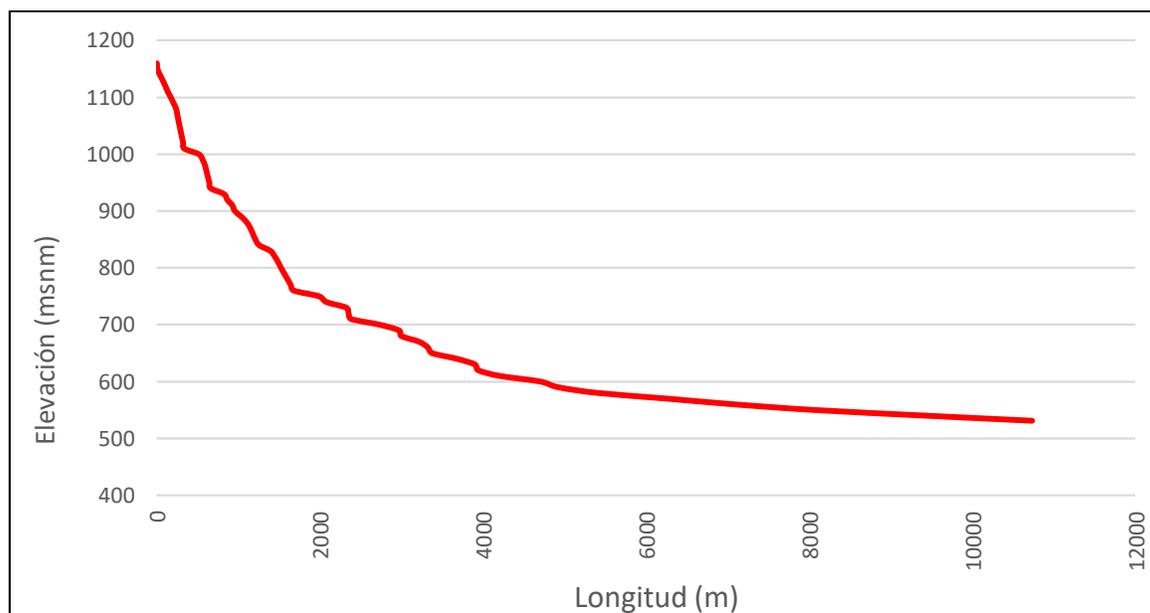


Figura IV.6 Perfil del cauce principal (IMTA, 2016).

Tabla IV.8 Áreas de tipo de cobertura y uso de suelo de la presa La Estrella.

| Simbología | Cobertura y uso de suelo | Área (<i>km²</i>) | % de área |
|---|--------------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Agrícola – Pecuaria – Forestal | 9.15 | 40.72 |
|  | Bosque de Pino-Encino | 7.43 | 33.03 |
|  | Matorral Submontano | 5.31 | 23.61 |
|  | Cuerpo de Agua | 0.60 | 2.65 |

Tabla IV.9 Áreas de tipo de suelo de la presa La Estrella.

| Tipo de suelo | | Clasificación hidrológica | Área (km ²) | % de área |
|---------------|-------------------|---------------------------|-------------------------|-----------|
| I+Rc/2 | Litosol | D | 18.30 | 81.38 |
| Rc+Vc+Lc/2/LP | Regosol Calcárico | D | 3.59 | 15.98 |
| H2O | | | 0.60 | 2.64 |

Tabla IV.10 Cálculo del número de curva para la cuenca de la presa La Estrella.

| Uso de suelo | Tipo de suelo | Área (km ²) | CN |
|--------------------------------|-------------------|-------------------------|-----|
| Cuerpo de Agua | H2O | 0.60 | 100 |
| Agrícola – Pecuário - Forestal | Regosol Calcárico | 3.42 | 78 |
| Matorral Submontano | Regosol Calcárico | 0.17 | 84 |
| Agrícola – Pecuário - Forestal | Litosol | 5.73 | 78 |
| Bosque de Pino Encino | Litosol | 7.43 | 78 |
| Matorral Submontano | Litosol | 5.14 | 84 |

Tabla IV.11 Coeficientes de escurrimiento medio de la cuenca de la presa La Estrella.

| tr (años) | P(mm) | Pe (mm) | Ce |
|-----------|--------|---------|------|
| 2 | 101.25 | 51.57 | 0.51 |
| 5 | 151.79 | 95.49 | 0.63 |
| 10 | 196.65 | 136.74 | 0.70 |
| 20 | 240.96 | 178.57 | 0.74 |
| 50 | 297.54 | 232.91 | 0.78 |
| 100 | 339.49 | 273.62 | 0.81 |
| 200 | 381.09 | 314.22 | 0.82 |
| 500 | 435.82 | 367.90 | 0.84 |
| 1,000 | 477.13 | 408.57 | 0.86 |
| 2,000 | 518.41 | 449.29 | 0.87 |
| 5,000 | 572.96 | 503.22 | 0.88 |
| 10,000 | 614.18 | 544.04 | 0.89 |

Análisis de información climatológica

Del análisis espacio-temporal de los datos de lluvia. Utilizaron el método de polígonos de Thiessen para determinar el área de influencia de las cuencas, resultando que solo una estación (CABNL) la que abarca el total de la cuenca. De esta estación se analizaron los datos de lluvias máximas en 24 h, proporcionados por la Dirección Local de Nuevo León.

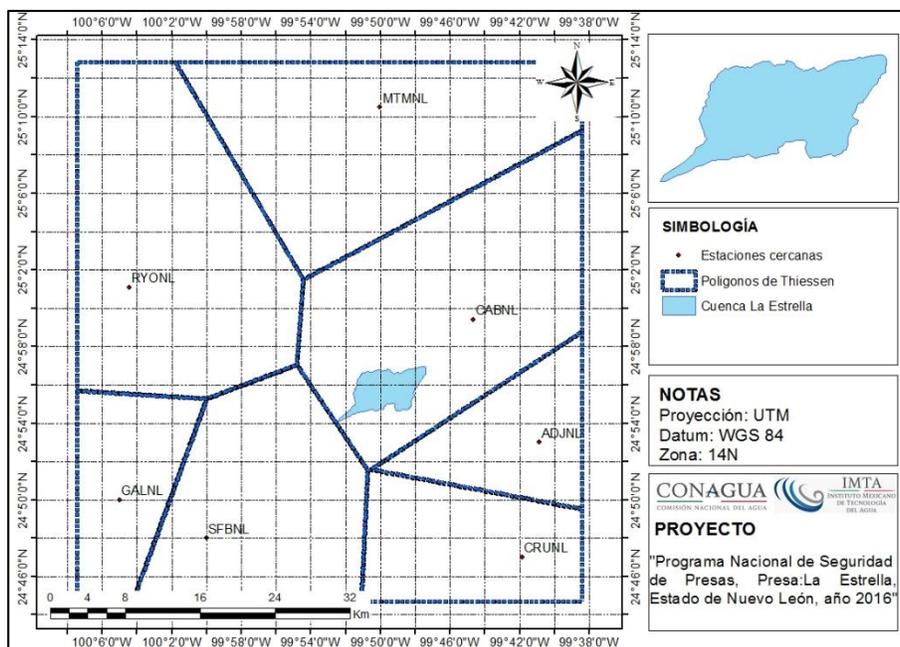


Figura IV.7 Polígonos de Thiessen (IMTA, 2016).

Tabla IV.12 Resumen de las pruebas de homogeneidad para las estaciones analizadas.

| Clave de estación | Helmert | t de Student | Cramer | Resultados de homogeneidad |
|-------------------|-----------|--------------|--------------|----------------------------|
| CABNL | Homogénea | Homogénea | No homogénea | Homogénea |

Precipitación para diferentes periodos de retorno

De los resultados del análisis de frecuencias de precipitaciones máximas anuales, con la función con mejor ajuste (Doble Gumbel) se calcularon las lluvias para los periodos de retornos que se muestran en la Tabla IV.13.

Tabla IV.13 Láminas de lluvia máximas (24h) para diferentes periodos de retorno (Tr).

| Tr (años) | Hp (mm) | Ajuste intervalo Hp(1.13) (mm) |
|-----------|---------|--------------------------------|
| 2 | 89.60 | 101.25 |
| 5 | 134.33 | 151.79 |
| 10 | 174.03 | 196.65 |
| 20 | 213.24 | 240.96 |
| 50 | 263.31 | 297.54 |
| 100 | 300.44 | 339.49 |
| 200 | 337.25 | 381.09 |
| 500 | 385.68 | 435.82 |
| 1000 | 422.24 | 477.13 |

| Tr (años) | Hp (mm) | Ajuste intervalo Hp(1.13) (mm) |
|--------------|------------|-----------------------------------|
| 2000 | 458.77 | 518.41 |
| 5000 | 507.04 | 572.96 |
| 10000 | 543.53 | 614.18 |

Intensidades para diferentes periodos de retorno

Para obtener las curvas i-d-tr (intensidad-duración-periodo de retorno) se utilizó el modelo de E. Kuishling y Gransky, el cual permite obtener a partir del valor de la lluvia máxima probable en 24 h, la cantidad de lluvia para cualquier duración de tormenta, con las siguientes expresiones.

$$H_{pd} = \frac{KT^{1-e}}{1-e} \quad (IV.1)$$

$$K = \frac{H_p(1-e)}{24^{1-e}} \quad (IV.2)$$

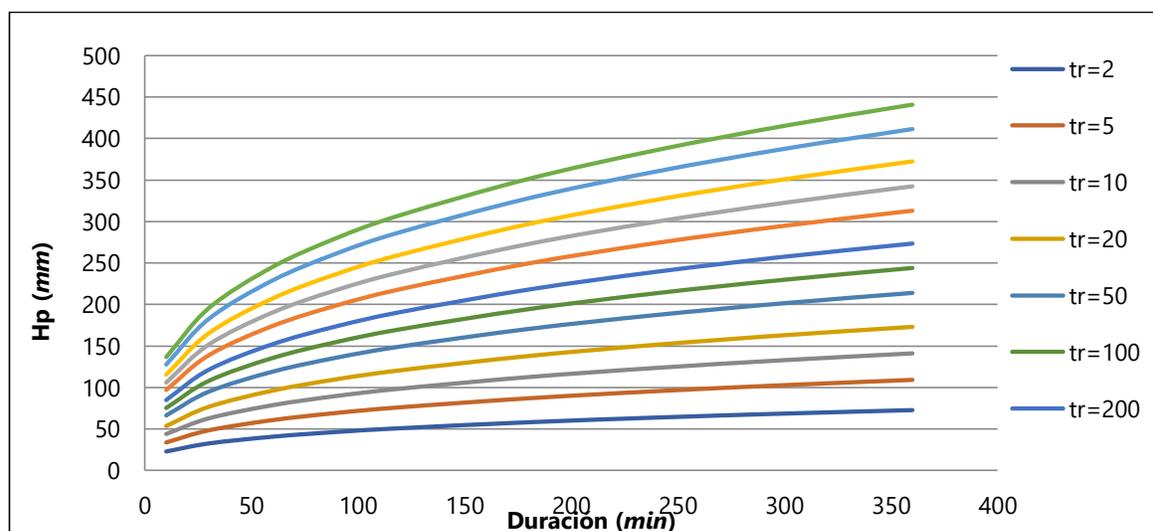
Donde:

H_{pd} = lluvia de diseño, correspondiente a d_e .

K = coeficiente de distribución.

e = parámetro adimensional que depende del valor del tiempo de concentración.

T = tiempo para el cual se calcula la cantidad de lluvia.



¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. Figura IV.8 Curvas Hp-d-Tr.

En la Figura IV.8 se presentan las curvas h-d-Tr (lámina de lluvia-duración-periodo de retorno) obtenidas con las ecuaciones (IV.1) y (IV.2) y las lluvias máximas en 24 h de la Tabla IV.13. El valor de $e = 0.67$.

Finalmente, para obtener las intensidades de lluvia se dividen los valores de las láminas de lluvia entre su duración correspondiente, obteniendo las curvas i-d-Tr presentadas en la Figura IV.9.

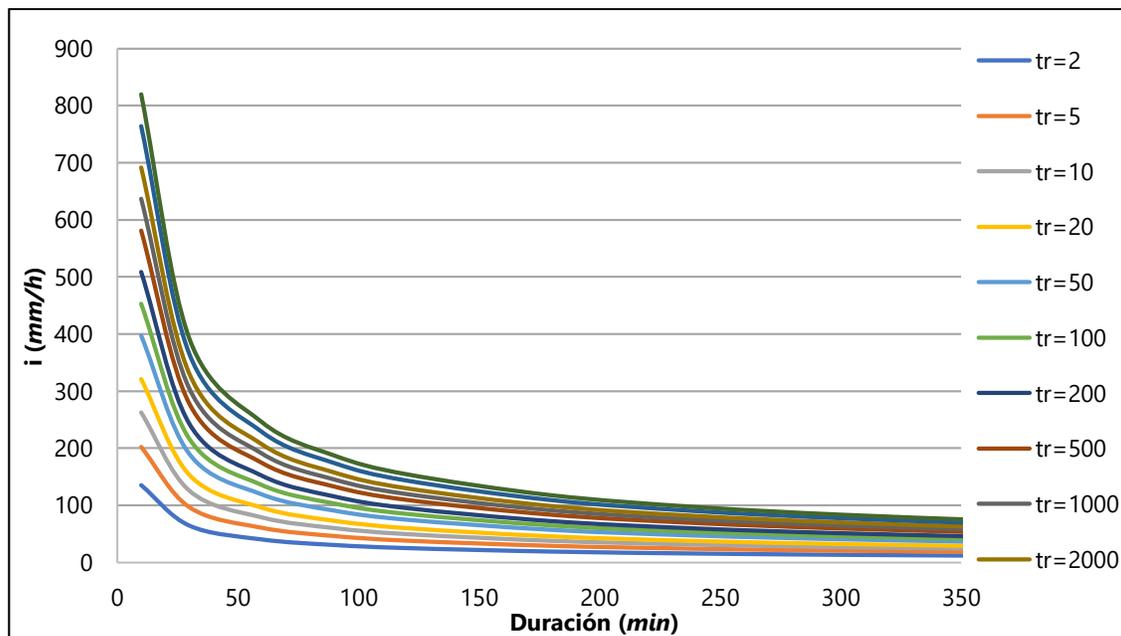


Figura IV.9 Curvas i-d-Tr

Cálculo de avenidas con información climatológica

Las avenidas de diseño o avenidas máximas probables se obtuvieron con información de datos de lluvias máximas en 24 h, es decir, con un método indirecto, en este caso el método del hidrograma unitario triangular de la SCS, para lo cual se utilizó el software HEC-HMS.

El método consiste en calcular el gasto pico con su respectivo tiempo pico y tiempo base con las siguientes fórmulas.

Tabla IV.14 Fórmulas del método del hidrograma unitario triangular de la SCS.

| Formula | Descripción |
|--|---|
| $q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad (IV.3)$ | q_p = gasto pico en ($m^3/s/mm$) A = área de la cuenca en (km^2) t_p = tiempo pico en (h) |
| $t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (IV.4)$ | t_p = tiempo pico en (h) d_e = duración de la precipitación en exceso (h) |

| Formula | | Descripción |
|-----------------|--------|---|
| | | t_r = tiempo de retraso (h) |
| $t_r = 0.6t_c$ | (IV.5) | t_p = tiempo pico en (h) t_c = tiempo de concentración (h) |
| $d_e = 0.29t_r$ | (IV.6) | d_e = duración de la precipitación en exceso (h) t_r = tiempo de retraso (h) |

La duración en exceso es también el intervalo de tiempo para el cálculo en el HEC-HMS.

Para que los hidrogramas tengan una la forma curva se aplica el hidrograma unitario triangular curvilíneo del SCS.

Los datos de entrada en el programa HEC-HMS son:

- Características de la cuenca (área, número de curva y tiempo de retraso).
- Hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.
- Especificaciones de control (intervalo de tiempo igual a la duración en exceso y periodo de la simulación).
- Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa La Estrella y las dimensiones del vertedor, para el tránsito de las avenidas.

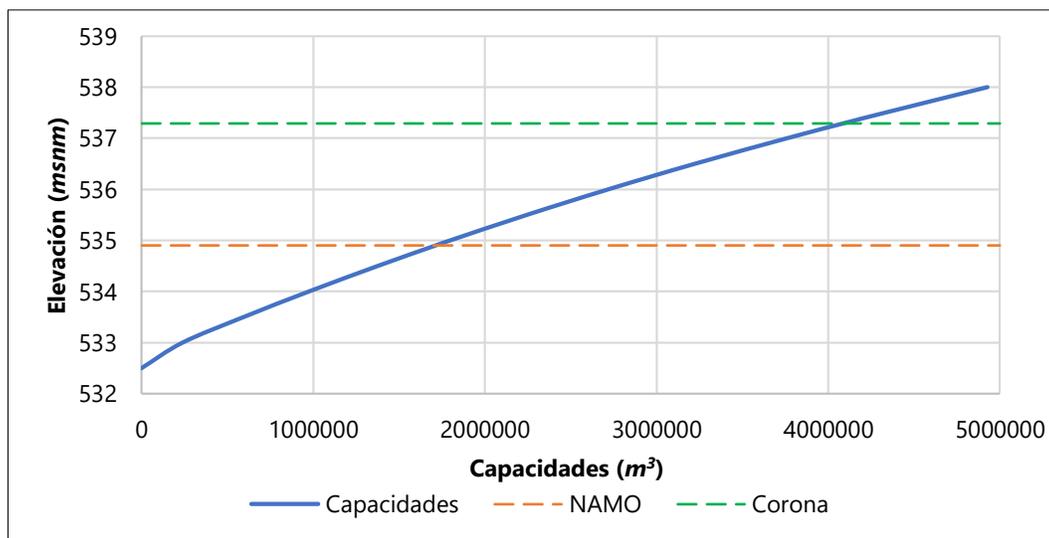


Figura IV.10 Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades, presa La Estrella.

La condición inicial para el tránsito de la avenida fue la ESLA igual a elevación de la cresta del vertedor, es decir, con la presa llena, que sería el escenario más desfavorable.

El tránsito por el cauce se realizó con el método de Muskingum, con los parámetros: $K=1.416 h$ que es el tiempo de recorrido en el cauce y $X = 5$ correspondiente a un cauce con poca capacidad de regulación, que sería el escenario más desfavorable.

En la Figura IV.11 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan los hidrogramas de entrada a la presa resultantes para diferentes periodos de retorno.

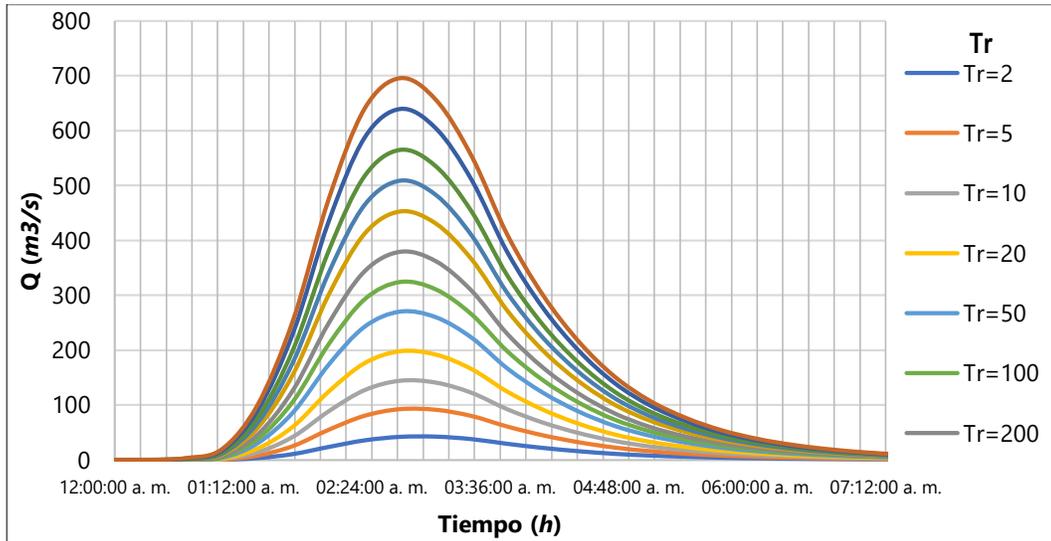


Figura IV.11 Hidrogramas de las avenidas máximas probables entrantes a la presa La Estrella.

Tránsito de avenidas y diseño del vertedor

Se realizó el tránsito por el vaso de la presa La Estrella, de las avenidas para diferentes periodos de retorno. El cual consiste en aplicar la ecuación de continuidad o almacenamiento, en la que la diferencia del gasto de entrada y de salida es igual al volumen almacenado en un intervalo de tiempo.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (IV.7)$$

Dónde:

I = gasto de entrada al vaso (m^3/s).

O = gasto de salida (m^3/s).

$\frac{dV}{dt}$ = variación del volumen almacenado en el tiempo (m^3/s).

Los datos de entrada para el tránsito son los hidrogramas, las dimensiones de la obra vertedora y las curvas elevaciones-áreas-capacidades. Las curvas elevaciones-áreas-capacidades mostradas en la Figura IV.9, llegan hasta la elevación 538 *msnm*. Dado que para la revisión de la obra de excedencias se requieren las curvas a partir de la elevación

del NAMO, se completaron dichas curvas hasta la elevación de la corona con información LIDAR del INEGI.

El tránsito de las avenidas se realizó con el programa de cómputo TAV 1.0 del IMTA, el cual considera la velocidad de llegada y la variación el coeficiente de descarga.

De los resultados de los tránsitos de avenidas se tiene que del $tr = 10000$ años la ESLA no rebasa la elevación de la corona de la cortina, es decir, que el vertedor actual cuenta con la capacidad para verter le gasto máximo probable para ese tr . Por lo tanto, en la Figura IV.12 presenta los hidrogramas de salida hasta un $tr = 10000$ años.

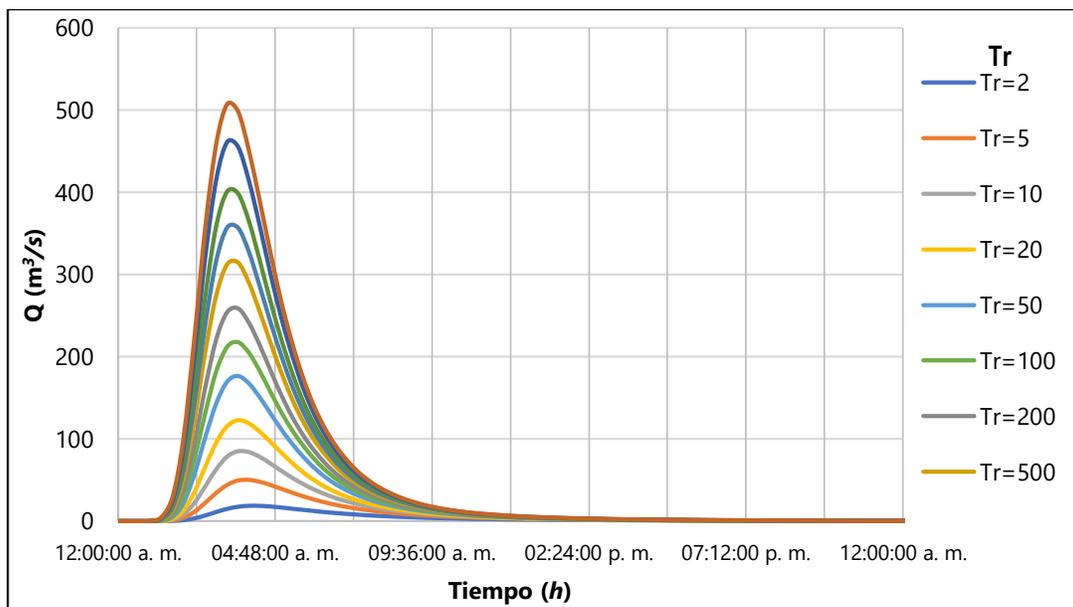


Figura IV.12 Hidrogramas de salida con 100% de capacidad al NAMO.

Se presentan el resumen de los gastos de entrada y salida y la elevación del agua máxima alcanzada, y se muestra la gráfica de ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona.

Tabla IV.15 Gastos de entrada y salida con 100% de capacidad al NAMO.

| Tr (años) | Q entrada (m^3/s) | Elevación (msnm) | Q salida (m^3/s) |
|--------------|--------------------------|---------------------|-------------------------|
| 2 | 42.2 | 535.1 | 18.9 |
| 5 | 92.571 | 535.342 | 49.961 |
| 10 | 143.963 | 535.528 | 84.781 |
| 20 | 198.033 | 535.706 | 123.184 |
| 50 | 269.984 | 535.925 | 176.655 |

| Tr (años) | Q entrada (m ³ /s) | Elevación (msnm) | Q salida (m ³ /s) |
|-----------|-------------------------------|------------------|------------------------------|
| 100 | 324.709 | 536.077 | 217.425 |
| 200 | 379.764 | 536.222 | 258.651 |
| 500 | 453.061 | 536.406 | 314.499 |
| 1000 | 508.851 | 536.539 | 357.218 |
| 2000 | 564.848 | 536.672 | 401.363 |
| 5000 | 639.213 | 536.844 | 461.463 |
| 10000 | 695.578 | 536.972 | 507.802 |

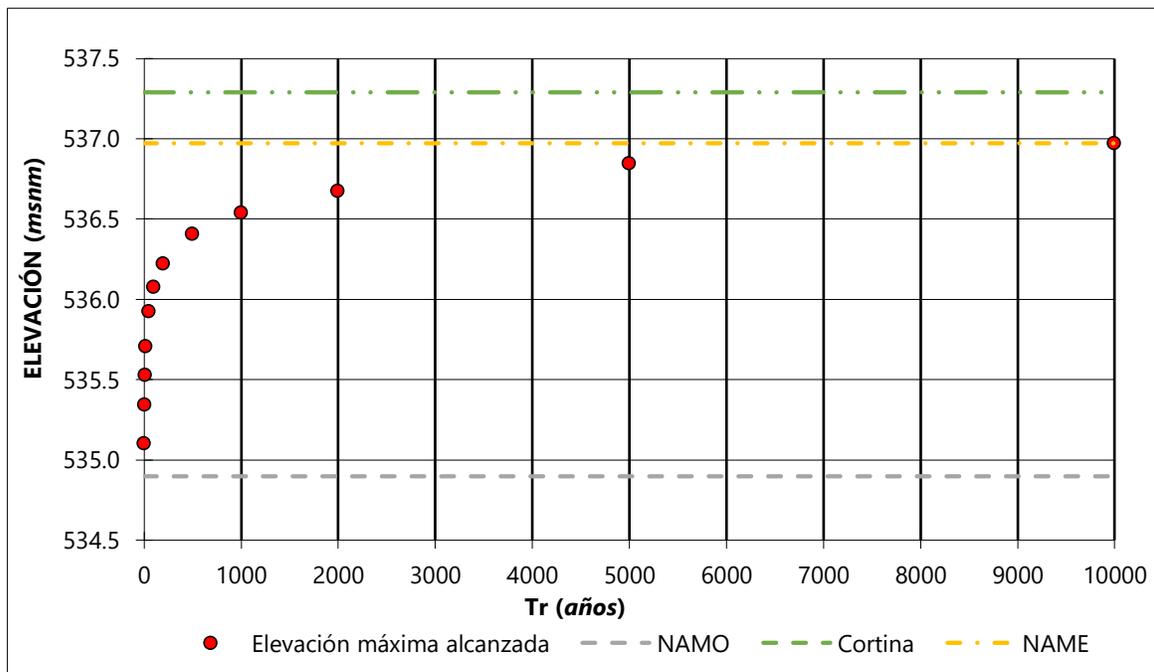


Figura IV.13 Elevaciones máximas alcanzadas, con 100% de capacidad al NAMO.

Por lo tanto, la presa La Estrella al contar con la capacidad para verter durante una tormenta de diseño correspondiente a un $tr = 10000$ años, se considera que es segura desde el punto de vista hidrológico.

Con los resultados del tránsito de la avenida verificaron la obra de excedencias de la presa que, al ser una presa existente, se revisó de acuerdo a las características actuales. En la Tabla IV.16, se muestran los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. Asimismo, en la Figura IV.13 se puede apreciar que las elevaciones máximas alcanzadas para todos los periodos de retorno analizados están por debajo del NAME, comprobando que la presa es hidrológicamente SEGURA.

Tabla IV.16 Características finales de diseño de la presa La Estrella (IMTA, 2016).

| Concepto | Cantidad | Unidad |
|---|-----------------|------------------------|
| Elevación del NAMO | 534.90 | <i>msnm</i> |
| Elevación del NAME | 536.97 | <i>msnm</i> |
| Elevación mínima de la corona de la cortina | 537.28 | <i>msnm</i> |
| Gasto máximo del vertedor Qd | 507.802 | <i>m³/s</i> |
| Longitud del vertedor Le | 106.38 | <i>m</i> |
| Carga máxima H (incluye carga de velocidad) | 0.31 | <i>m</i> |
| Coefficiente de descarga C | 1.6 | <i>Adimensional</i> |
| Periodo de retorno | 10000 | <i>años</i> |

IV.2.3 Estudio de peligro sísmico

Conforme a IMTA (2016) se determinaron los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010).

El peligro sísmico fue evaluado en un sitio representativo de forma probabilista y determinista. El temblor probabilista se especifica para 10% de probabilidad de excedencia en 50 o 100 años de vida útil de la obra, que corresponde a 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente. En tanto que el temblor determinista representa el sismo máximo creíble que razonablemente puede esperarse basado en evidencias sísmológica y geológica, sin importar el periodo de recurrencia.

Específicamente se determinaron los parámetros sísmicos que son requeridos para análisis modal espectral y/o paso a paso de la cortina y estructuras anexas de una presa, tales como:

Espectros de aceleración en roca para excitación horizontal, mostrados en las Figura IV.14 y Figura IV.15 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla IV.17.

Tabla IV.17 Parámetros de los espectros de diseño horizontales para $T_r=475$ y 950 años.

| Temblor | a_0 | c | $T_a(s)$ | $T_b(s)$ | r |
|----------|-------|------|----------|----------|------|
| 475 años | 0.03 | 0.07 | 0.1 | 0.25 | 0.85 |
| 950 años | 0.045 | 0.11 | 0.1 | 0.25 | 0.90 |

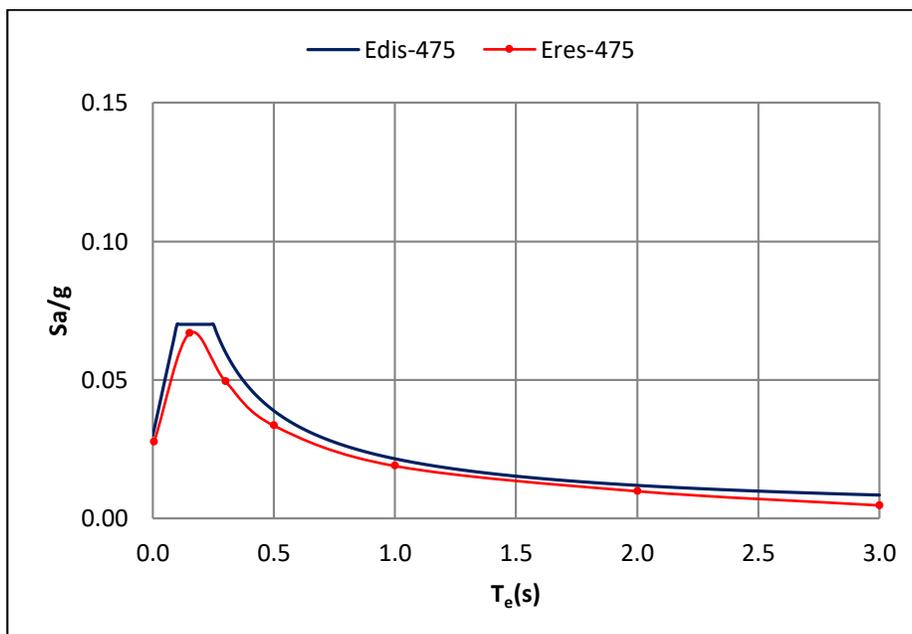


Figura IV.14 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=475$ años (IMTA, 2016).

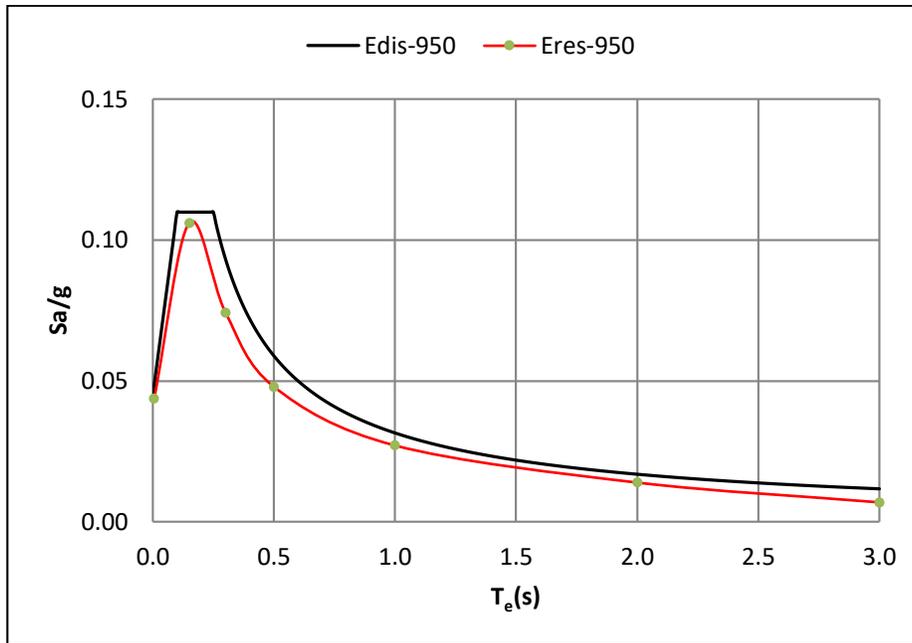


Figura IV.15 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=950$ años (IMTA, 2016).

IV.2.4 Identificación del riesgo

La identificación del riesgo es una parte fundamental del proceso de análisis de riesgo, este se realiza en grupo y se trata de identificar, describir y estructurar todas las posibles formas en que la presa puede fallar, sin restringirse a una lista predeterminada de comprobaciones y, además, determina la magnitud y contexto del trabajo restante.

En la Tabla IV.18 se presentan los diferentes modos de falla de acuerdo con el tipo de presa estudiada.

Tabla IV.18 Diferentes modos de falla de acuerdo al tipo de presa.

| Tipos de presas | | Modos de falla (respuesta de falla dado el evento) | |
|---|-----------------------------------|--|--|
| Flexibles (Tierra, materiales graduados, entre otros) | Erosión interna (tubificación) | | Por el cuerpo de terraplén. |
| | | | Por terreno de cimentación. |
| | | | Por contacto con conductos de obras de toma o excedencias. |
| | | | Por el contacto con muros rígidos. |
| | Deslizamientos | | Aguas arriba por el vaciado "rápido" desde el NAMO. |
| | | | Aguas arriba por saturación al NAMO más Sismos Máximo Creíble y Básico de Operación. |

| Tipos de presas | Modos de falla (respuesta de falla dado el evento) | |
|-----------------|--|--|
| | | Talud aguas arriba por fuerzas de filtración al NAMO más Sismos Máximo Creíble y Básico de Operación. |
| | | Por insuficiencia, obstrucción o sobreelevación de las obras de excedencias. |
| | Desbordamiento | Por pérdida de bordo libre (hundimientos, grietas de secado, asentamientos), rompimiento de presa aguas arriba, error en la operación, deslizamiento de laderas o empotramientos, funcionamientos inadecuados de los equipos electromecánicos ante condiciones adversas. |

Para el propósito de este trabajo, solo se tomó en cuenta el modo de falla por deslizamiento ya que dicho modo tiene un modelo determinista para representar el fenómeno permite calcular el factor de seguridad ante distintas solicitaciones.

IV.3 Etapa II: Estimación del riesgo

Derivado del análisis de la información recopilada y los hallazgos de las inspecciones de seguridad de la presa proporcionados por el CENCA (2016), se identificó el mecanismo de falla por deslizamiento, para cada sollicitación se estimó la probabilidad de falla por el método analítico en combinación con los árboles de eventos.

Tabla IV.19 Tipo de análisis por sollicitación.

| ID | Presa | Modo de falla: Deslizamiento | |
|------|-------------|-------------------------------------|--------------------------|
| | | Sollicitación hidráulica | Sollicitación sísmica |
| 2617 | La Estrella | Árbol de eventos y método analítico | |

IV.3.1 Probabilidad anual de ocurrencia de una amenaza (ρ_c)

Sollicitación hidrológica

Se realizó el tránsito del embalse de cada presa considerando los hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 1000 y 10,000 años. En el tránsito se consideró como nivel inicial el del NAMO. La probabilidad de ocurrencia de cada evento corresponde al inverso del periodo de retorno correspondiente (IV.8) o al número de días al año en el que se encontró cierto nivel del embalse (IV.9).

$$\rho_c = \frac{1}{Tr} \quad (IV.8)$$

$$\rho_c = \frac{días}{365 \text{ días}} \quad (IV.9)$$

Para este caso se realizó de acuerdo a niveles históricos del embalse de la presa.

Tabla IV.20 Calculo de la probabilidad de ocurrencia (carga hidráulica).

| Nivel del embalse | Período (días) | ρ_c |
|-------------------|----------------|----------|
| NAMÍN | 259.00 | 7.10E-01 |
| NAMÍN | 100.00 | 2.74E-01 |
| NAMO | 5.00 | 1.37E-02 |
| NAME | 1.00 | 2.74E-03 |

Solicitud sísmica.

Para involucrar los aspectos de riesgo sísmico a considerar se estableció la probabilidad anual de excedencia y respectivos espectros de sitio y acelerogramas sintéticos de los sismos máximo creíble y básico de operación de las cargas sísmicas de diseño sobre las presas consideradas, siguiendo las disposiciones normativas del Manual de Diseño Sísmico de CFE (2010), con base en la información geológica y sismológica regional del sitio de la presa, se evaluó el peligro sísmico específico para el sitio de emplazamiento de las presas de forma probabilista, considerando condiciones de servicio y seguridad. Para ello se especificaron los dos temblores de diseño siguientes: el temblor base de operación (TBO) y el temblor máximo de seguridad (TMS).

Los niveles de desempeño sísmico exigidos en cada caso son diferentes según el ICOLD (2010); es decir, el TBO representa el temblor en el sitio de la presa para el cual sólo son aceptables daños menores reparables ($Tr=150$ años).

El TMS representa el temblor más grande que razonablemente es posible a lo largo de una falla que afecte al sitio de interés ($Tr=950$ años).

Tabla IV.21 Cálculo de la probabilidad de ocurrencia (sismo).

| Tr años | ρ_c |
|--------------------|----------------------------|
| <450 | 9.97E-01 |
| =450 | 2.11E-03 |
| >950 | 1.05E-03 |

IV.3.2 Probabilidad de respuesta dada la amenaza (ρ_R)

La estimación de la probabilidad de respuesta dada la amenaza (ρ_c), se desarrolló con base en el procedimiento indicado en el subcapítulo III.3 (método analítico) y el subcapítulo III.4.9 (árboles de eventos).

Probabilidad de falla por deslizamiento (carga hidráulica)

Para estimar la probabilidad de falla asociada al deslizamiento por carga hidráulica se utilizaron los resultados obtenidos a partir de la visita de inspección, mediante el análisis estructural y probabilístico de la presa La Estrella, los resultados se resumen en las tablas siguientes.

Tabla IV.22 Parámetros del terraplén y cimentación de la presa La Estrella.

| Parámetros | | | | | | |
|------------|--------------------------|----------------|--------------------|--------------------------|----------------|--------------------|
| | Terraplén | | | Cimiento | | |
| | γ_d , kN/m^3 | C, kN/m^2 | Φ , grados | γ_d , kN/m^3 | C, kN/m^2 | Φ , grados |
| Máximo | 19.61 | 99.00 | 32 | - | - | - |
| Mínimo | 17.65 | 14.85 | 21 | - | - | - |
| Promedio | 18.63 | 56.93 | 27 | 17.17 | 825.00 | 0.00 |

Tabla IV.23 Variación de parámetros para obtención del factor de seguridad de la presa La Estrella.

| N | CT | FIT | GAMMAT | CC | FIC | GAMMAC |
|---|-------|-------|--------|--------|------|--------|
| 1 | 56.93 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 2 | 14.85 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 3 | 99.00 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 4 | 56.93 | 21.00 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 5 | 56.93 | 32.00 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.170 |
| 6 | 56.93 | 26.50 | 17.65 | 825.00 | 0.00 | 17.170 |
| 7 | 56.93 | 26.50 | 19.61 | 825.00 | 0.00 | 17.170 |

Para el cálculo de los factores de seguridad se empleó el software geoslope, los datos de entrada que se le proporcionaron al programa fueron la geometría de la presa, así como las características de los materiales que la conforman (Tabla IV.22). Se obtuvo el factor de seguridad más crítico para las características de cada variación de parámetros (N) mostrados en la tabla anterior, teniendo un total de 7 factores de seguridad para cada nivel del embalse elegido.

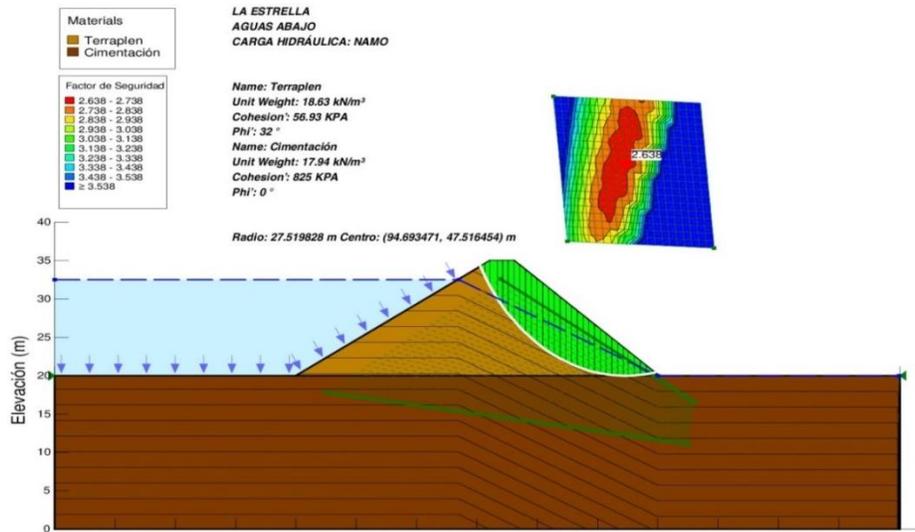


Figura IV.16 Factores de seguridad de fi máximo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.638 (IMTA, 2016).

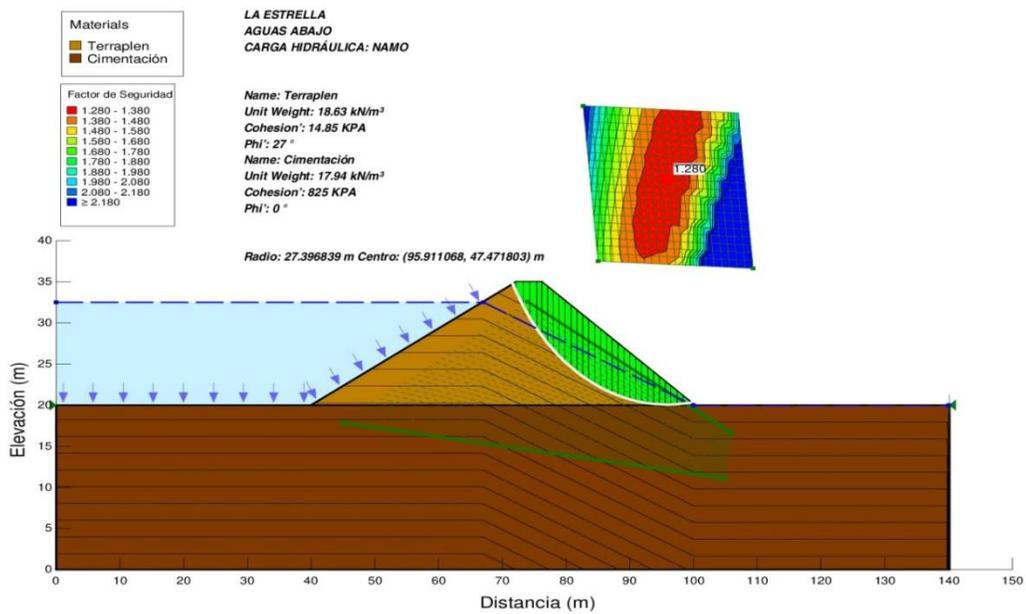


Figura IV.17 Factores de seguridad de la cohesión mínima del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 1.260 (IMTA, 2016).

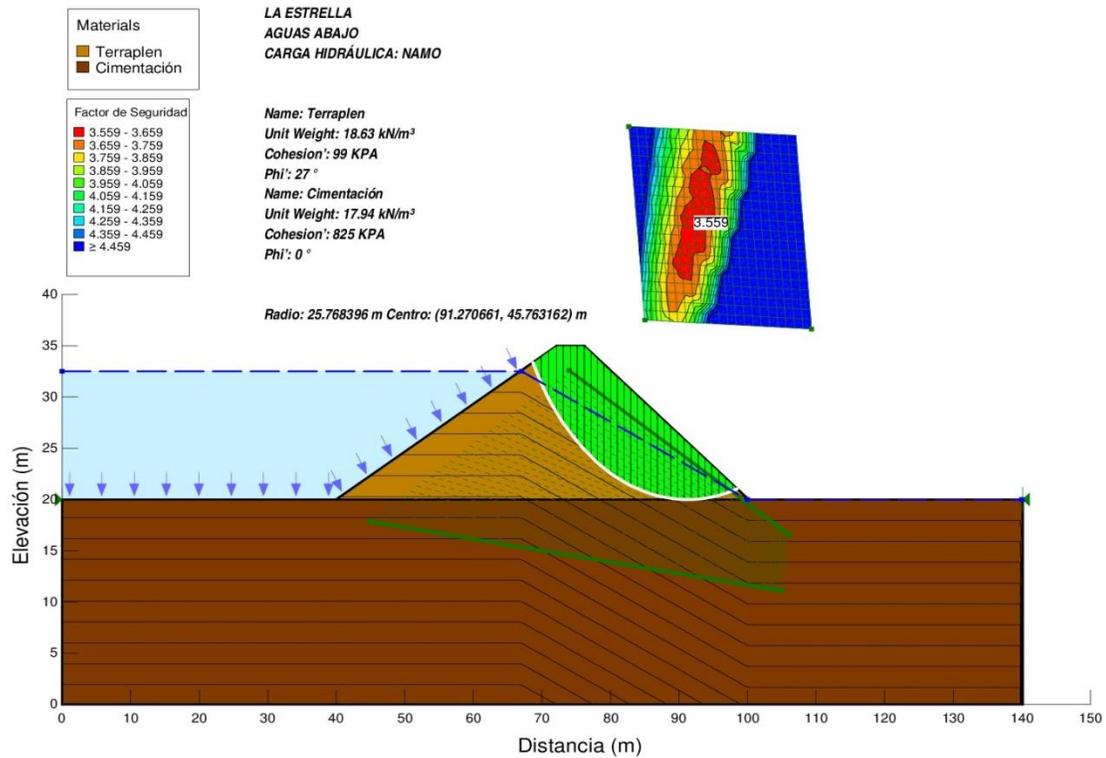


Figura IV.18 Factores de seguridad de la cohesión máxima del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 3.559 (IMTA, 2016).

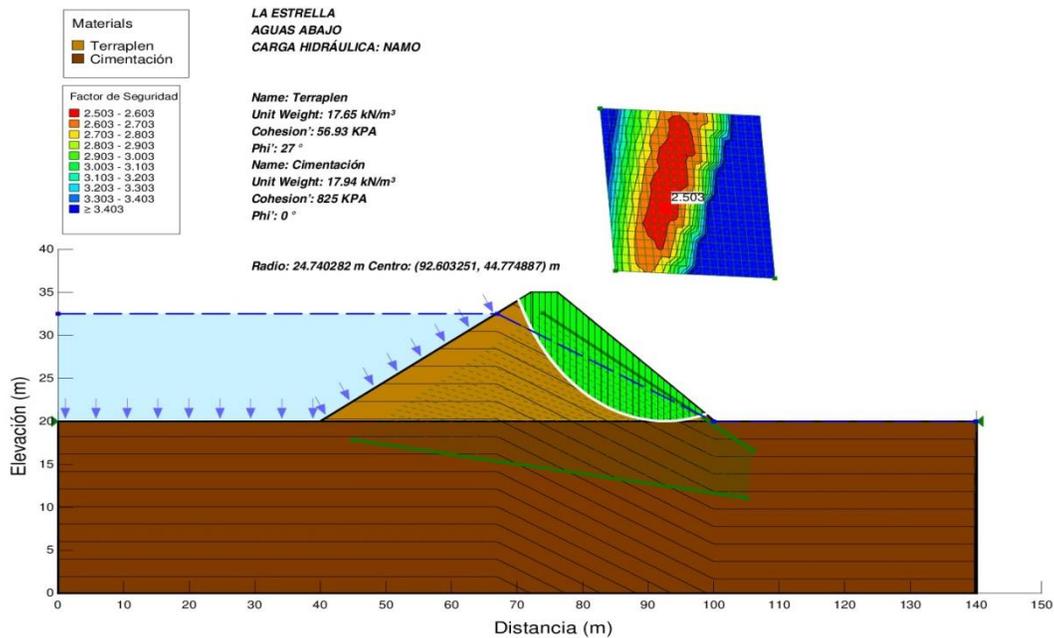


Figura IV.19 Factores de seguridad del peso mínimo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.500 (IMTA, 2016).

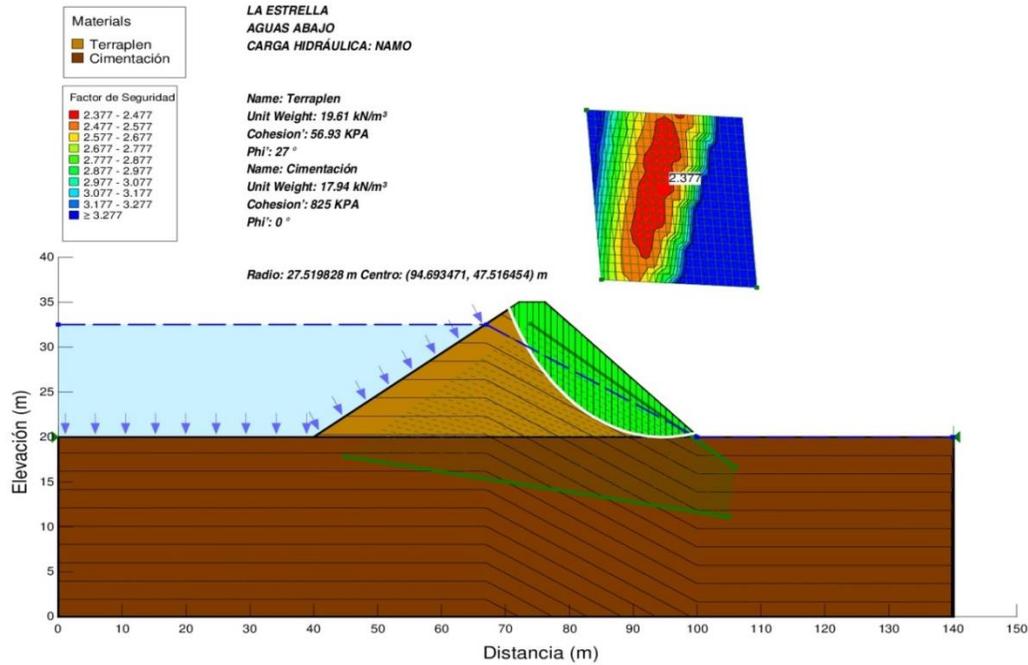


Figura IV.20 Factores de seguridad del peso máximo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.377 (IMTA, 2016).

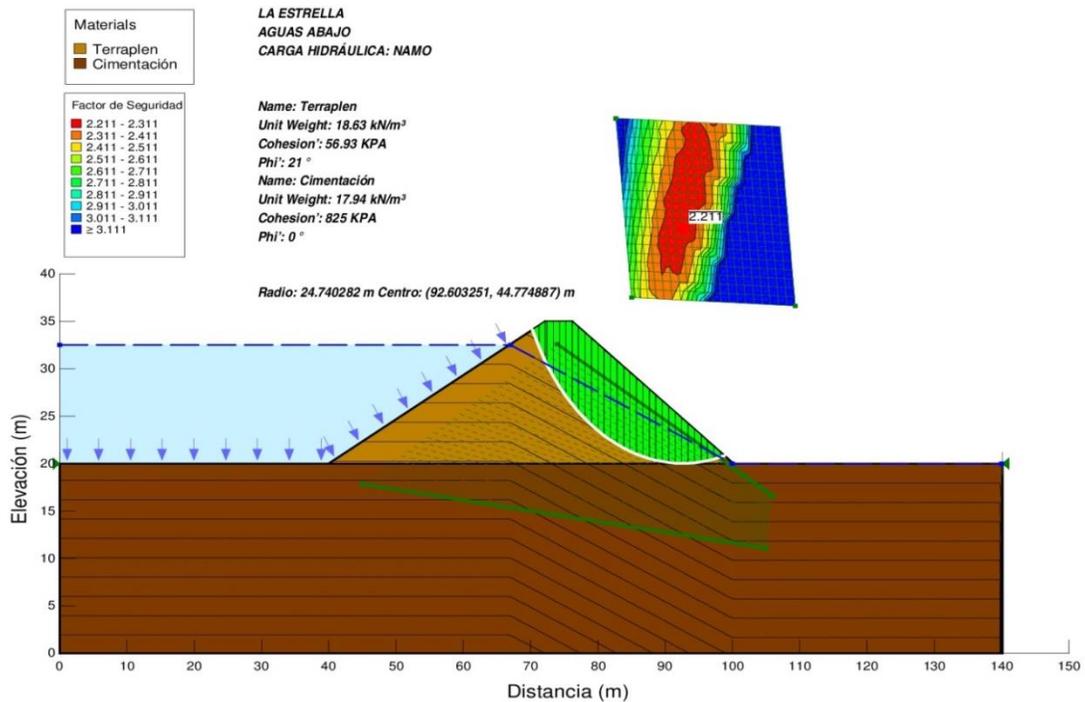


Figura IV.21 Factores de seguridad del fi mínimo del terraplén para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.211 (IMTA, 2016).

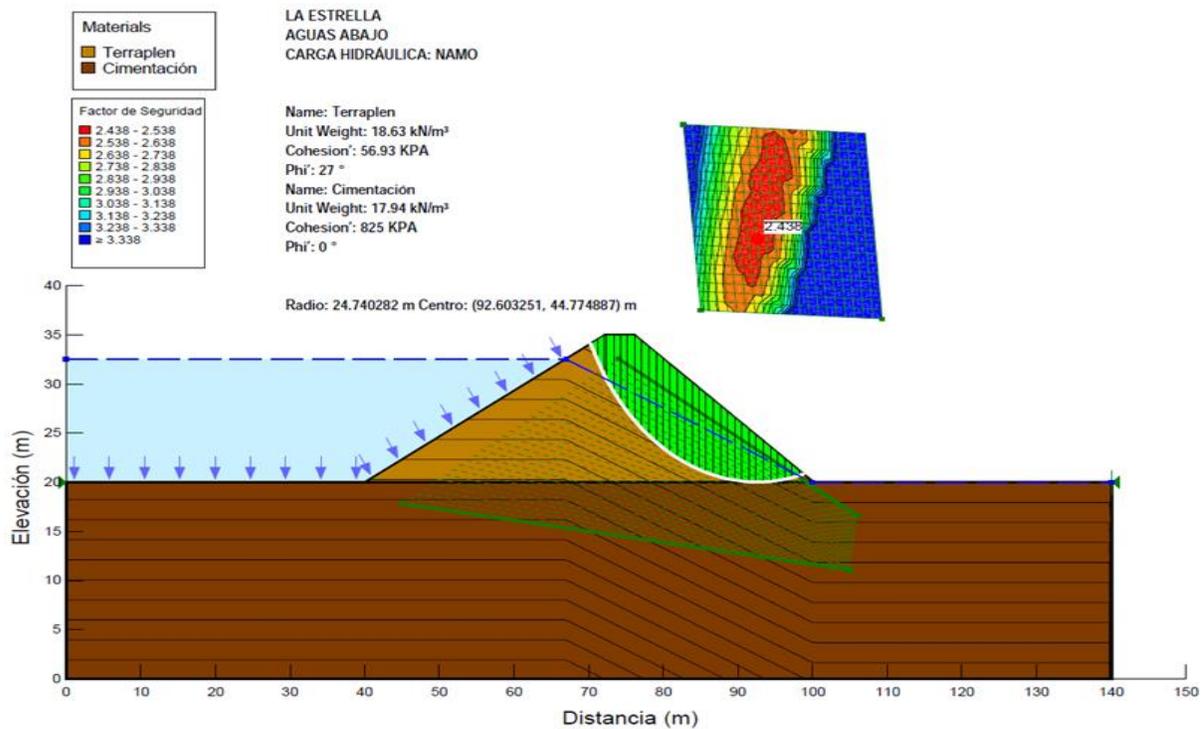


Figura IV.22 Factores de seguridad promediado para el nivel de embalse al NAMO de la presa La Estrella con un FS= 2.438 (IMTA, 2016).

Tabla IV.24 Factores de seguridad de la presa La Estrella con un nivel al NAMO.

| NORMAL | | | |
|--------|----------------|-----------------|-------------|
| | FS | Var[FS] | % VARIANZA |
| PROM | 2.438 | 1.30E+00 | 96.32% |
| CT | 1.28 | | |
| | 3.559 | | |
| FIT | 2.211 | 4.56E-02 | 3.39% |
| | 2.638 | | |
| GAMMAT | 2.503 | 3.97E-03 | 0.29% |
| | 2.377 | | |
| | TOTAL = | 1.35E+00 | 100% |

Tabla IV.25 Log Normal de los factores de seguridad de presa La Estrella con nivel al NAMO.

| NORMAL EQUIVALENTE | | | |
|---------------------------|----------------|-----------------|-------------|
| FS | LN(FS) | Var[ln(FS)] | % VARIANZA |
| 2.44 | 8.91E-01 | 2.67E-01 | 97% |
| 1.28 | 2.47E-01 | | |
| 3.56 | 1.27E+00 | | |
| 2.21 | 7.93E-01 | 7.82E-03 | 3% |
| 2.64 | 9.70E-01 | | |
| 2.50 | 9.17E-01 | 6.67E-04 | 0% |
| 2.37 | 8.66E-01 | | |
| | TOTAL = | 2.76E-01 | 100% |

Tabla IV.26 Resumen de los datos estadísticos de la presa La Estrella con un nivel al NAMO.

| ESTADÍSTICOS | | | |
|---------------------|----------|-------------------|----------|
| Normal | | Log Normal | |
| FS CRIT = | 1.50E+00 | LN(FSCRIT) = | 4.05E-01 |
| E[FS]= | 2.44E+00 | E[LN(FS)] = | 8.91E-01 |
| Var[FS]= | 1.35E+00 | Var(LN(FS)) = | 2.76E-01 |
| s(FS) = | 1.16E+00 | s (LN(FS)) = | 5.25E-01 |

Tabla IV.27 Probabilidad de falla para cada condición de nivel de la presa La Estrella.

| DESLIZAMIENTO | | | | | |
|----------------------|-------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| N° de corrida | Descripción | Condición | | | |
| | | Vacío | NAMÍN | NAMO | NAME |
| | | FS | | | |
| 1 | Promedio de los parámetros | 2.751 | 2.689 | 2.438 | 2.180 |
| 2 | Cohesión mínima del terraplén | 1.517 | 1.493 | 1.280 | 1.056 |
| 3 | Cohesión máxima del terraplén | 3.890 | 3.828 | 3.559 | 3.271 |
| 4 | fi mínimo del terraplén | 2.453 | 2.413 | 2.211 | 2.007 |
| 5 | fi máximo del terraplén | 3.023 | 2.959 | 2.638 | 2.338 |
| 6 | Peso mínimo del terraplén | 2.837 | 2.781 | 2.503 | 2.226 |
| 7 | Peso máximo del terraplén | 2.674 | 2.623 | 2.377 | 2.137 |
| PR Falla | | 1.07E-01 | 1.16E-01 | 1.78E-01 | 1.86E-01 |

Tabla IV.28 Probabilidad de falla de la presa La Estrella.

| | |
|------------------|-----------------|
| BETA = | 9.25E-01 |
| RHO (BETA) = | 8.22E-01 |
| PR FALLA= | 1.78E-01 |

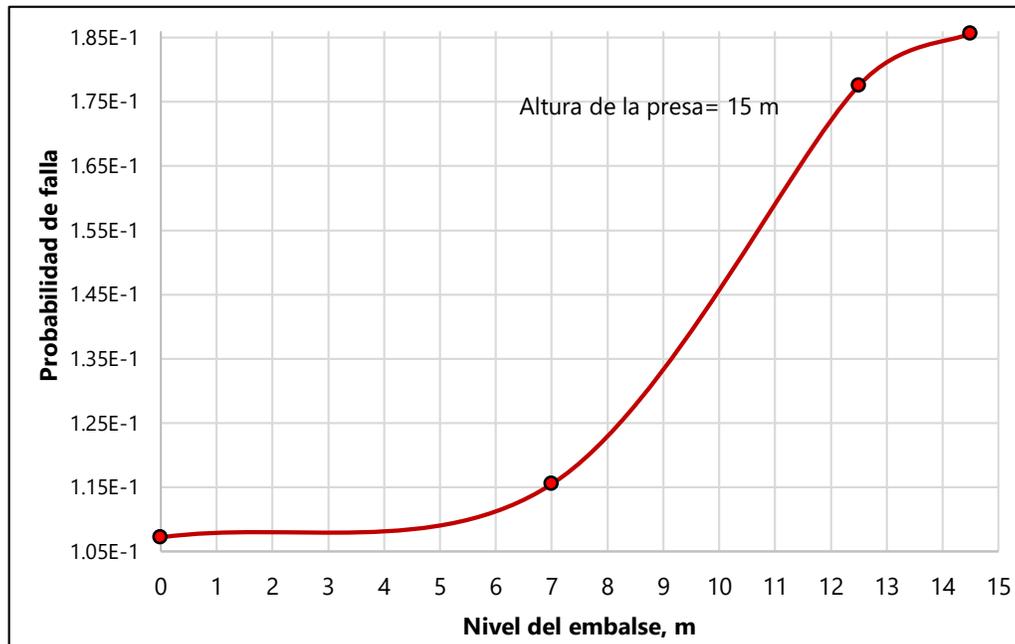


Figura IV.23 Curva de fragilidad por deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella.

Probabilidad de falla por deslizamiento (carga sísmica).

De la misma forma que se analizó la probabilidad de falla por deslizamiento, a continuación, se presentan los resultados del análisis realizado para la probabilidad de falla por sismo para una aceleración de terreno igual a 0.077 g.

Tabla IV.29 Variación de parámetros para obtención del factor de seguridad de la presa La Estrella.

| N | CT | FIT | GAMMAT | CC | FIC | GAMMAC |
|---|-------|-------|--------|--------|------|--------|
| 1 | 56.93 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 2 | 14.85 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 3 | 99.00 | 26.50 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 4 | 56.93 | 21.00 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 5 | 56.93 | 32.00 | 18.63 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 6 | 56.93 | 26.50 | 17.65 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |
| 7 | 56.93 | 26.50 | 19.61 | 825.00 | 0.00 | 17.17 |

Tabla IV.30 Factores de seguridad de la presa La Estrella con una aceleración de terreno de 0.077 g.

| NORMAL | | | |
|--------|----------------|-----------------|-------------|
| | FS | Var[FS] | % VARIANZA |
| PROM | 2.086 | 9.50E-01 | 96.20% |
| CT | 1.094 | | |
| | 3.043 | | |
| FIT | 1.891 | 3.48E-02 | 3.53% |
| | 2.264 | | |
| GAMMAT | 2.141 | 2.71E-03 | 0.27% |
| | 2.037 | | |
| | TOTAL = | 9.87E-01 | 100% |

Tabla IV.31 Log Normal de los factores de seguridad de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g

| NORMAL EQUIVALENTE | | | |
|---------------------------|----------------|-------------|-------------|
| FS | LN(FS) | Var[ln(FS)] | % VARIANZA |
| 2.09 | 0.74 | 2.68E-01 | 97% |
| 1.09 | 0.09 | | |
| 3.04 | 1.11 | | |
| 1.89 | 0.64 | 8.12E-03 | 3% |
| 2.26 | 0.82 | | |
| 2.14 | 0.76 | 6.20E-04 | 0% |
| 2.04 | 0.71 | | |
| | TOTAL = | 0.28 | 100% |

Tabla IV.32 Log Resumen de los datos estadísticos de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g.

| ESTADISTICOS | | | |
|---------------------|------|---------------------------|------|
| LOG NORMAL | | NORMAL EQUIVALENTE | |
| FS CRIT = | 1.10 | LN(FSCRIT) = | 0.10 |
| E[FS]= | 2.09 | E[LN(FS)] = | 0.74 |
| Var[FS]= | 0.99 | Var(LN(FS)) = | 0.28 |
| s(FS) = | 0.99 | s (LN(FS)) = | 0.53 |

Tabla IV.33 Probabilidad de falla de la presa La Estrella con una aceleración del terreno de 0.077 g.

| | |
|------------------|-----------------|
| BETA = | 1.22E+00 |
| RHO (BETA) = | 8.88E-01 |
| PR FALLA= | 1.12E-01 |

Utilizando el mismo procedimiento, se determinó la probabilidad de falla de la cortina para diferentes valores de aceleraciones de terreno.

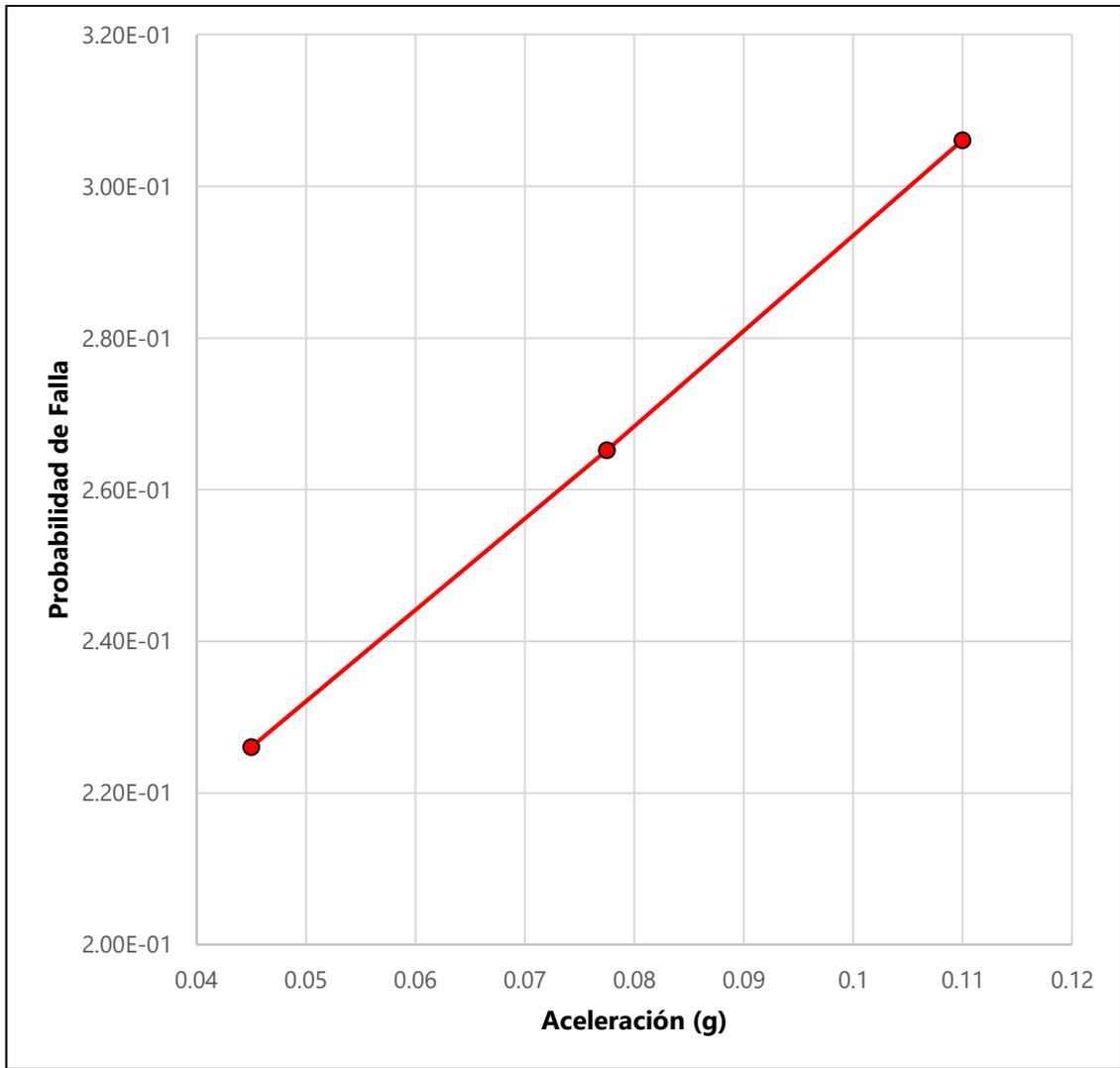


Figura IV.24 Curva de fragilidad por deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella.

IV.3.3 Consecuencias debidas a la falla (C_N)

De acuerdo a los resultados de la simulación con un programa 2D para delimitar la zona de peligro mediante la simulación bidimensional; los insumos principales para desarrollar la simulación son el gasto para el periodo de retorno de 10000 años, la asignación de coeficiente de rugosidad y la topografía de la zona en estudio que comprende el cauce, planicie de inundación y, en caso de existir, de la zona urbana cercana al cauce del río.

Con dicha información se ejecuta el programa 2D donde se deben dar resultado de los tirantes, áreas de inundación y las velocidades correspondientes al periodo de retorno de 10000 años, delimitando las zonas de peligro.

Para este caso se obtuvo la pérdida de vidas humanas del orden de 16 personas para el máximo caudal de ruptura, correspondiente al NAME. Para niveles menores debido a la reducción del caudal de ruptura, la afectación se limitó a la pérdida de una vida humana.

Para el análisis del cálculo de la probabilidad de falla de la presa se estimaron, discutieron y calificaron las probabilidades condicionales para cada nodo y ramas del árbol de eventos de cada sollicitación.

Una vez obtenidas las probabilidades de ocurrencia y respuesta para los niveles del embalse seleccionados, se completa el árbol de eventos. Para obtener la probabilidad anual de falla total (f_{Total}), se deben multiplicar todas las probabilidades condicionales de las ramas que forman el camino (desde la condición inicial hasta la brecha) y posteriormente sumar aquellas probabilidades que formen la brecha (Figura IV.25 y Figura IV.26).

Tabla IV.34 Modo de falla deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella.

| Probabilidad condicional (evento/año) | Nivel del agua en el embalse (msnm) | Probabilidad de excedencia (días/días) | Probabilidad de ocurrencia (evento/año) | Probabilidad de respuesta (falla/evento) | Probabilidad anual de falla (falla/año) | Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|---------------------------------------|-------------------------------------|--|---|--|---|--|-------------------------------|
| 0.0025 | < NAMIN | 7.10E-01 | 1.77E-03 | 1.07E-02 | 1.90E-05 | 1.00 | 1.90E-05 |
| 0.0025 | NAMIN | 2.74E-01 | 6.85E-04 | 1.16E-01 | 7.91E-05 | 1.00 | 7.91E-05 |
| 0.0025 | NAMO | 1.37E-02 | 3.42E-05 | 1.78E-01 | 6.08E-06 | 1.00 | 6.08E-06 |
| 0.0025 | NAME | 2.74E-03 | 6.85E-06 | 1.86E-01 | 1.27E-06 | 16.00 | 2.03E-05 |
| | | 1.00E+00 | | | 1.05E-04 | 1.18 | 1.25E-04 |

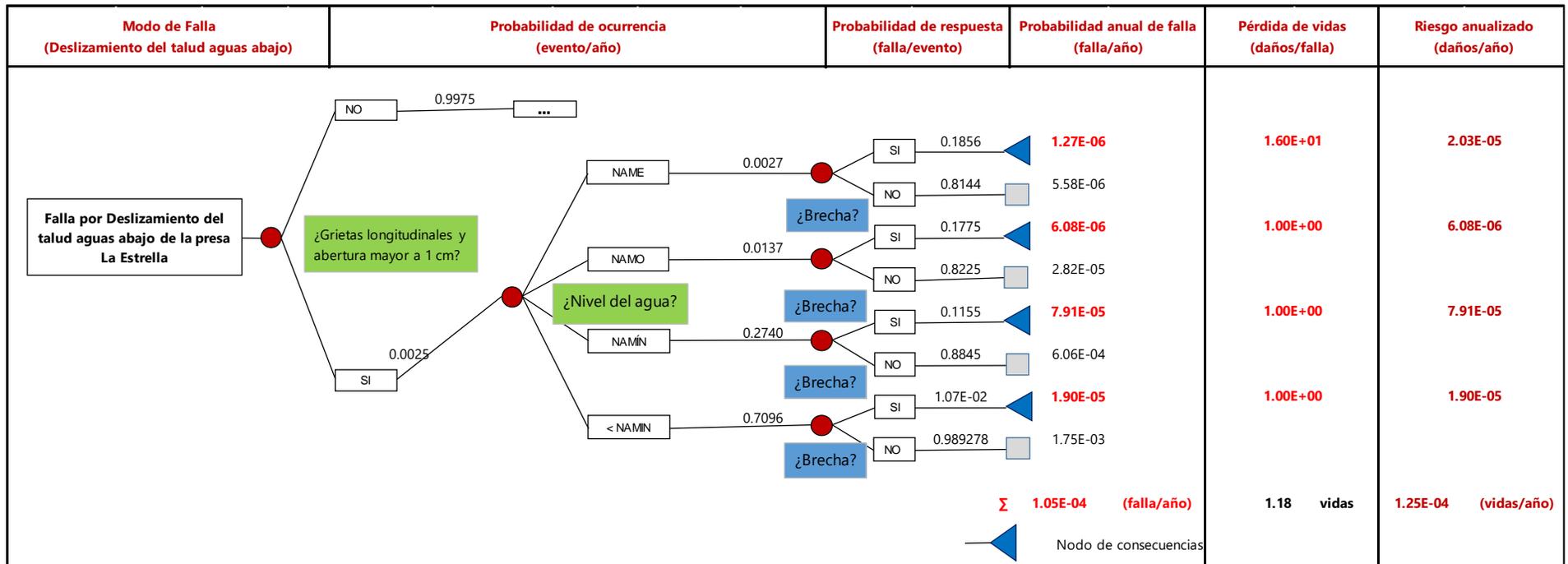


Figura IV.25 Árbol de eventos para deslizamiento (carga hidráulica) presa La Estrella

Tabla IV.35 Modo de falla por deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella.

| Probabilidad de elevaciones históricas (días/días) | Periodo de retorno Tr (años) | Probabilidad de excedencia (evento/año) | Probabilidad de ocurrencia (evento/año) | Probabilidad de respuesta (falla/evento) | Probabilidad anual de falla (falla/año) | Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|--|------------------------------|---|---|--|---|--|-------------------------------|
| 0.041 | Tr < 475 | 9.97E-01 | 4.10E-02 | 8.97E-05 | 3.68E-06 | 1.00 | 3.68E-06 |
| 0.041 | Tr = 475 | 2.11E-03 | 8.65E-05 | 1.12E-01 | 9.67E-06 | 1.00 | 9.67E-06 |
| 0.041 | Tr > 950 | 1.05E-03 | 4.33E-05 | 1.36E-01 | 5.89E-06 | 1.00 | 5.89E-06 |
| | | 1.00E+00 | | | 1.92E-05 | 1.00 | 1.92E-05 |

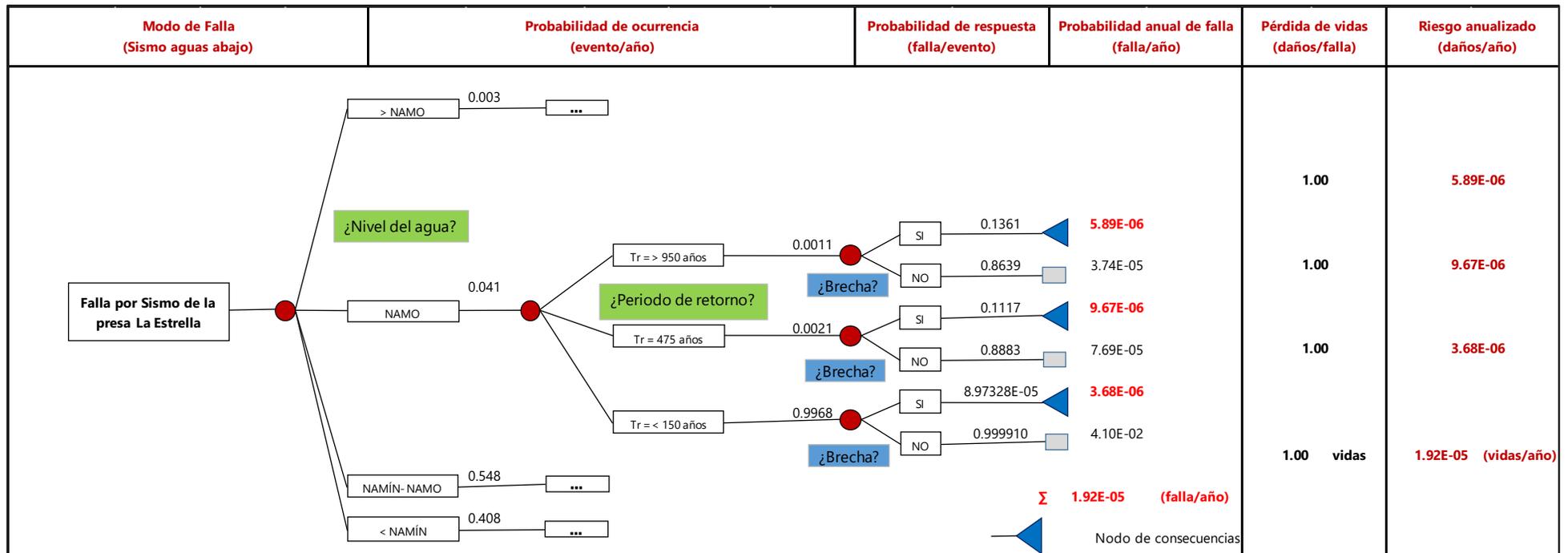


Figura IV.26 Árbol de eventos para deslizamiento (carga sísmica) presa La Estrella

IV.4 Etapa III: Evaluación del riesgo

IV.4.1 Evaluación del riesgo actual

Para la situación actual se obtuvo el riesgo anualizado de $1.44 \text{ E-}4$ (vidas/años) lo que corresponde al producto de la probabilidad anual de falla total ($1.25 \text{ E-}5$) por la estimación de pérdidas de vidas para el máximo caudal de ruptura (16 personas) por lo que se considera tolerable (Figura IV.27).

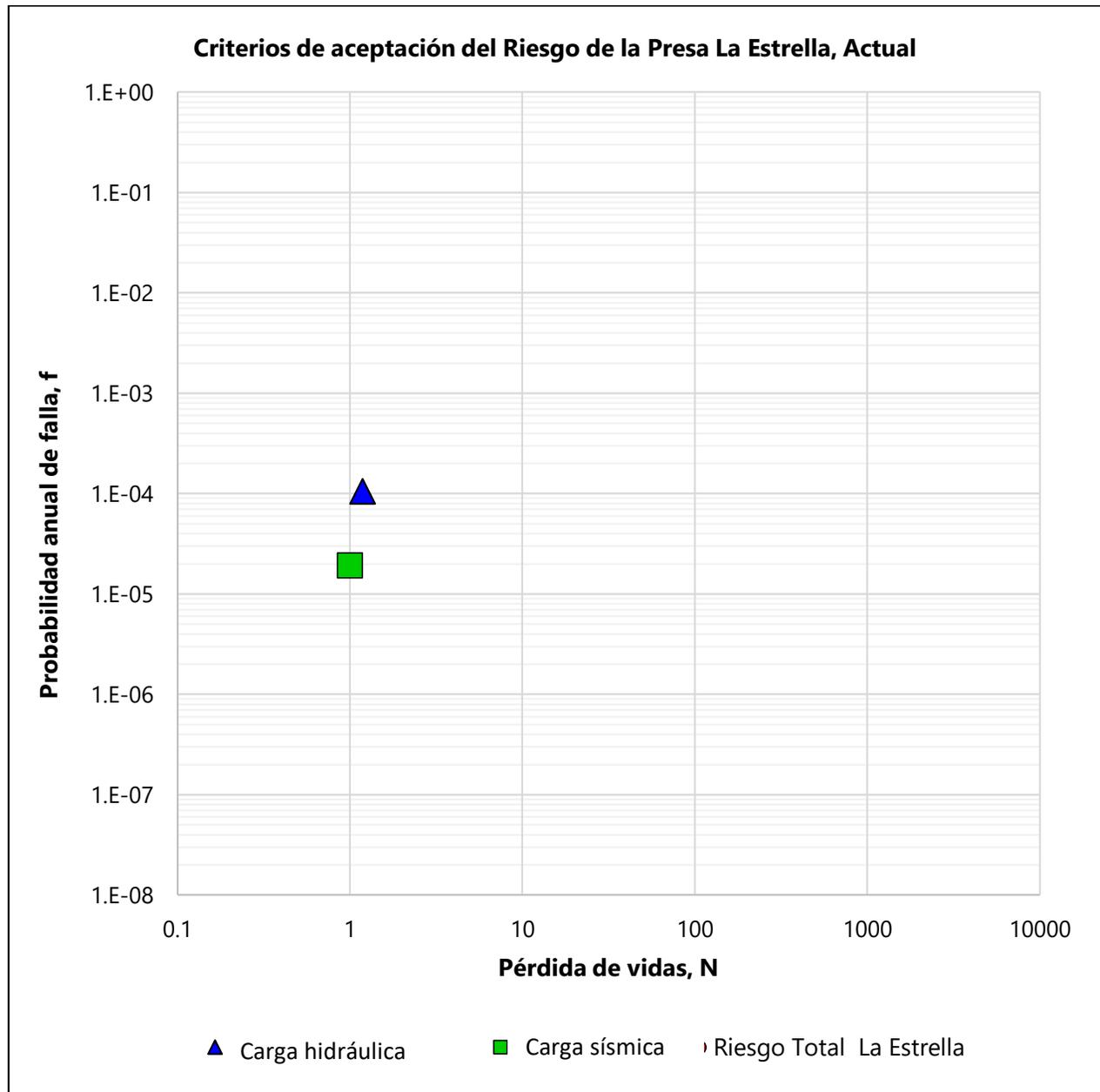


Figura IV.27 Evaluación de riesgo de la situación actual (NMX-AA.175-SCFI-2015).

IV.5 Etapa IV: Control del riesgo

Utilizando la misma metodología de cuantificación del riesgo descrita en esta tesis, se cuantificó el riesgo suponiendo efectuadas las modificaciones de las alternativas consideradas detalladas en los siguientes apartados.

En función de los resultados, se proponen algunas medidas arquitectónicas, geotécnicas, estructurales, hidráulicas, operacionales, funcionales, alertamiento, etc., para reducir el riesgo.

La evaluación de factibilidad y efectividad de dichas medidas implica una retroalimentación parcial o total del procedimiento descrito en la Figura IV.1, en donde se indica con flechas esta retroalimentación.

A continuación, se presentan las opciones de solución y los trabajos de ingeniería a corto plazo para su implementación en la presa La Estrella, con la finalidad de atender los problemas relacionados con la carencia de un vertedor adecuado, conservación de la cortina, el mal estado de las obras de toma, las filtraciones por los empotramientos de ambas márgenes en el vaso y el control de la erosión en el cauce

IV.5.1 Conservación de la cortina

Deben eliminarse la excesiva vegetación tipo arbustiva y cactácea que afecta la presa y considerar la posible eliminación de los árboles cuyas raíces aún hayan penetrado lo suficiente. El talud aguas arriba requiere que se repongan los enrocamientos que se han corrido debido a la vegetación y a los caminos hechos por los usuarios para acceder al embalse. Rectificación de los taludes, e impidiendo el acceso de los vehículos por esta zona. Asimismo, es recomendable realizar trabajos de nivelación de la corona hasta un nivel mínimo de 537.29 *msnm*, que fue el valor utilizado para la revisión hidrológica e hidráulica de la presa.

Como parte de los trabajos de rehabilitación, debe considerarse evitar el paso de vehículos (plataformas) que se han asentado al pie de la cortina, y que han afectado el talud aguas abajo en esa zona, colocando señalizaciones que inhiban su reinstalación.

IV.5.2 Mantenimiento del vertedor

Se recomienda eliminar los arbustos existentes en la zona de descarga del vertedor, para evitar se conviertan en obstrucciones. Es necesario también eliminar los árboles que se ubican adyacentes a él en la parte posterior, cuyas raíces pueden introducirse entre la mampostería y generar empujes que pueden afectarlo. Asimismo, se recomienda darle seguimiento para evitar daños posteriores.

IV.5.3 Rehabilitación de la obra de toma

De acuerdo con la información por la autoridad ejidal, la obra de toma no se utiliza desde hace más de 20 años, la presa actualmente no cuenta con ningún mecanismo que permita bajar el nivel del embalse ante una posible eventualidad, por lo que se recomienda su rehabilitación para su adecuado funcionamiento. Debe verificarse si la entrada de la toma está o no azolvada y en caso afirmativo, deberá elevarse el umbral de esta estructura para que opere.

IV.5.4 Modos de falla con alternativas de la presa La Estrella

Tabla IV.36 Modo de falla deslizamiento (carga hidráulica) con alternativa

| Probabilidad condicional con intervención (evento/año) | Nivel del agua en el embalse (msnm) | Probabilidad de excedencia (días/días) | Probabilidad de ocurrencia (evento/año) | Probabilidad de respuesta (falla/evento) | Probabilidad anual de falla (falla/año) | Plan de emergencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|--|-------------------------------------|--|---|--|---|--|-------------------------------|
| 0.0005 | < NAMIN | 0.71 | 3.55E-04 | 1.07E-02 | 3.80E-06 | 0.10 | 3.80E-07 |
| 0.0005 | NAMIN | 0.27 | 1.37E-04 | 1.16E-01 | 1.58E-05 | 0.10 | 1.58E-06 |
| 0.0005 | NAMO | 0.01 | 6.85E-06 | 1.78E-01 | 1.22E-06 | 0.10 | 1.22E-07 |
| 0.0005 | NAME | 0.00 | 1.37E-06 | 1.86E-01 | 2.54E-07 | 0.10 | 2.54E-08 |
| | | 1.00 | | | 2.11E-05 | 0.10 | 2.11E-06 |

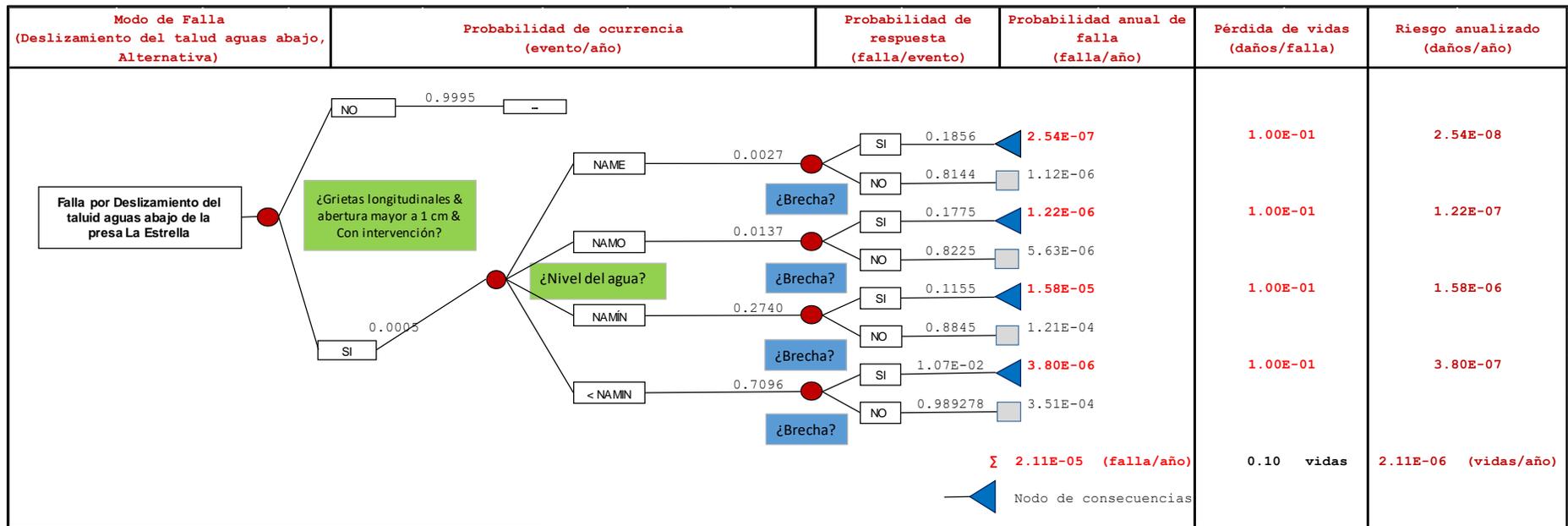


Figura IV.28 Árbol de eventos para deslizamiento (carga hidráulica) con intervención

Tabla IV.37 Modo de falla por deslizamiento (carga sísmica) con alternativa

| Probabilidad condicional con intervención (evento/año) | Superficie del agua del embalse (msnm) | Probabilidad de excedencia (días/días) | Probabilidad de ocurrencia (evento/año) | Probabilidad de respuesta (falla/evento) | Probabilidad anual de falla (falla/años) | Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|--|--|--|---|--|--|--|-------------------------------|
| 0.041 | Tr < 475 | 9.97E-01 | 4.10E-02 | 8.97E-05 | 3.68E-06 | 1.00E-01 | 3.68E-07 |
| 0.041 | Tr = 475 | 2.11E-03 | 8.65E-05 | 1.12E-01 | 9.67E-06 | 1.00E-01 | 9.67E-07 |
| 0.041 | Tr > 950 | 1.05E-03 | 4.33E-05 | 1.36E-01 | 5.89E-06 | 1.00E-01 | 5.89E-07 |
| | | 1.00E+00 | | | 1.92E-05 | 1.00E-01 | 1.92E-06 |

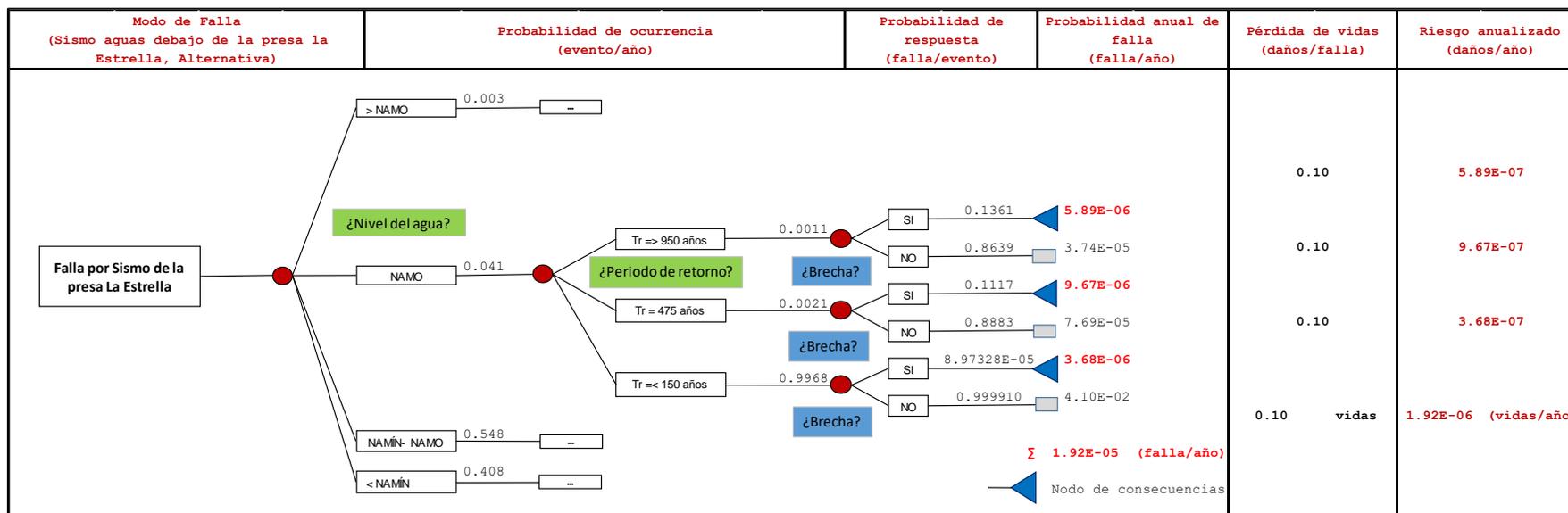


Figura IV.29 Árbol de eventos para deslizamiento (carga sísmica) con intervención

IV.5.5 Evaluación del riesgo con alternativas

A manera de conclusión se presentan una serie de tablas con datos obtenidos del modo de falla por deslizamiento para solicitación hidrológica y sísmica:

Tabla IV.38 Riesgos en la situación actual de la presa La Estrella

| Modo de falla | Probabilidad anual de falla (falla/año) | Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|----------------------------------|--|---|--------------------------------------|
| Deslizamiento (carga hidráulica) | 1.05E-04 | 1.18 | 1.25E-04 |
| Deslizamiento (carga sísmica) | 1.92E-05 | 1.0 | 1.92E-05 |
| Riesgo Total La Estrella | 1.25E-04 | 1.15 | 1.44E-04 |

Tabla IV.39 Presa La Estrella con alternativas de mitigación de riesgo

| Modo de falla | Probabilidad anual de falla (falla/año) | Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | Riesgo anualizado (daños/año) |
|---|--|---|--------------------------------------|
| Deslizamiento (carga hidráulica), Alternativa | 2.11E-05 | 0.1 | 2.11E-06 |
| Deslizamiento (carga sísmica), Alternativa | 1.92E-05 | 0.1 | 1.92E-06 |
| Riesgo Total La Estrella Alternativa | 4.03E-05 | 0.10 | 4.03E-06 |

Tabla IV.40 Evaluación del riesgo de la presa La Estrella

| Presa La Estrella | Presa existente | Presa modificada |
|--|------------------------|-------------------------|
| Probabilidad anual de falla (falla/año) | 1.25E-04 | 4.03E-05 |
| Consecuencias Pérdida de vidas (daños/falla) | 1.15 | 0.10 |
| Riesgo anualizado (daños/año) | 1.44E-04 | 4.03E-06 |

Finalmente se presenta a manera de conclusión la siguiente figura, en donde de nueva cuenta se evalúan los riesgos de la presa, pero en este caso considerando las medidas de mitigación propuestas.

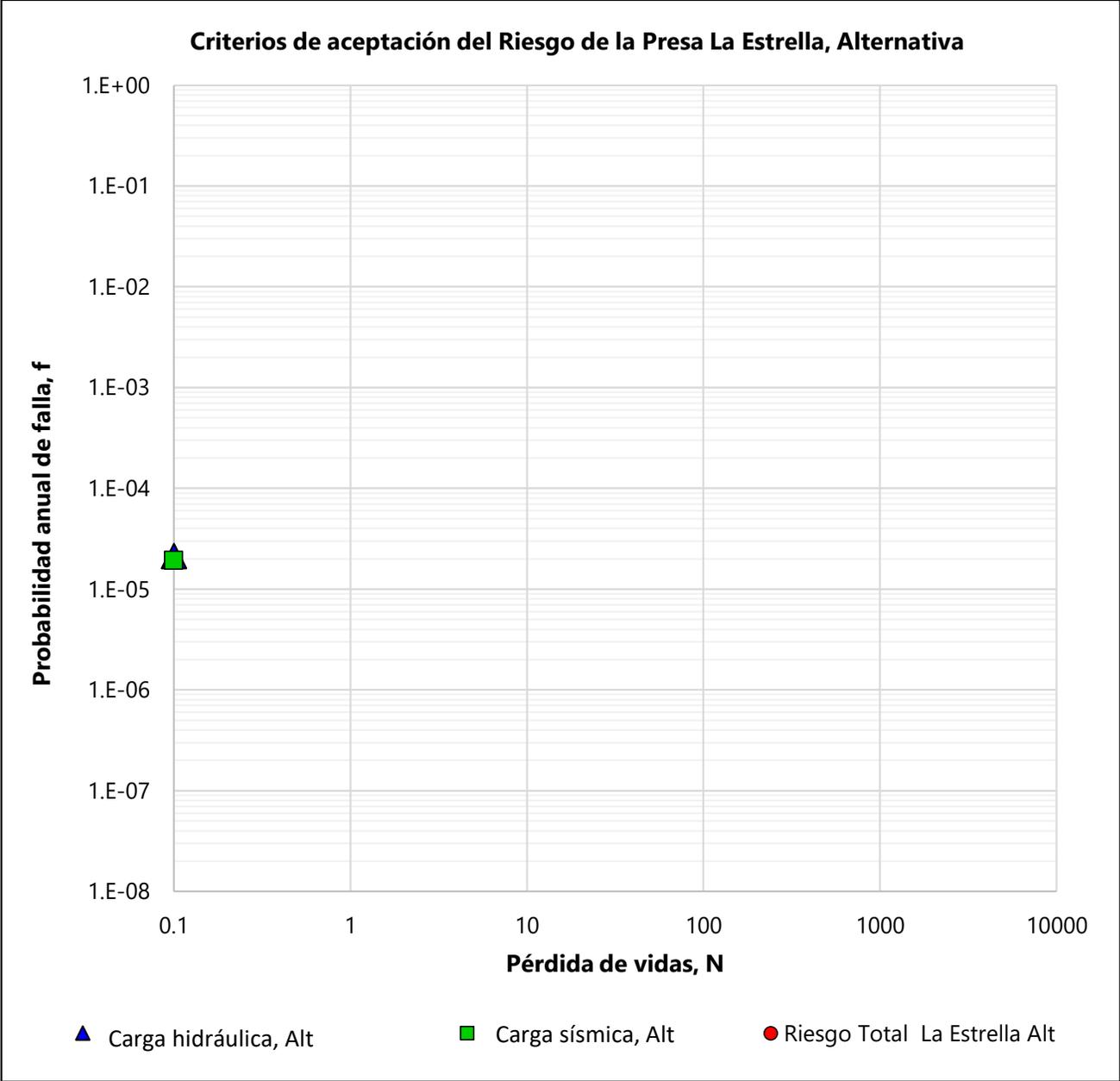


Figura IV.30.Evaluación de riesgo de la alternativa de mitigación (NMX-AA.175-SCFI-2015).

V. CONCLUSIONES

La seguridad de presas es un tema que estará en constante evolución durante la vida de estas estructuras, y se ve presente desde el diseño del proyecto hasta el momento en que se decida poner fuera de servicio. El análisis de riesgos aplicado a la seguridad de presas ayuda al entendimiento del comportamiento de dicha estructura y de las consecuencias que pueden producirse de su mal funcionamiento o falla, su carácter dinámico permite que los resultados obtenidos de su aplicación sean un punto de partida para la toma de decisiones en seguridad, futuros análisis e inversiones; por lo cual los análisis con este enfoque permitirán detectar aspectos débiles del sistema no siempre visibles en la práctica tradicional, hecho que hará que el número de fallas disminuya. Esta metodología pretende abarcar los aspectos de la cuantificación de la probabilidad de riesgo de falla de manera que pueda sustentarse mediante un estudio determinista, sin embargo, se encuentra en constante desarrollo surgiendo técnicas más novedosas y precisas.

A continuación, se presentan las conclusiones más relevantes a las que se llegó durante el desarrollo de esta tesis.

V.1 En relación con la metodología

En la presente tesis se propone una sistematización del proceso para el cálculo de la probabilidad de riesgo de falla en presas homogéneas de tierra en el contexto del Análisis de riesgos conforme a los requerimientos de la norma NMX-AA.175-SCFI-2015 parte 1 (2015).

La metodología comprende 4 fases.

En la Fase I, partiendo de la ingeniería básica y del modo de falla seleccionado, se define un modelo de comportamiento base

En la Fase II se examinan todas las variables que intervienen, generando ρ_C , ρ_{R_i} y C_{N_i} y se utilizan los árboles de eventos y curvas de fragilidad como herramienta esquemática, en la Fase III, se realiza la evaluación del riesgo con los valores obtenidos en la fase II. En la Fase IV una vez obtenidos los resultados del Análisis de Riesgo de la presa y siguiendo la gráfica de los criterios de aceptación del riesgo la norma (NMX-AA.175-SCFI-2015, 2015), se procede a proponer medidas reductoras del riesgo ya sean estructurales o no estructurales. La metodología propuesta para la estimación de la probabilidad de falla en presas de tierra, permite combinar de forma integral métodos de análisis deterministas y probabilistas, aprovechando las fortalezas de cada uno de ellos. Esta metodología, además, se aplica de forma inmediata y con toda generalidad a todos los modos de falla que puedan formularse en términos de un modelo matemático o numérico, independientemente de su complejidad. Siempre se obtiene el coeficiente de seguridad, para contrastar los resultados del método probabilista.

La metodología incluye una asignación sistemática, razonada y documentada de las variables que intervienen en el problema.

Se realizó un análisis de la contribución de cada una de las variables aleatorias a la varianza de la función de estado que define el deslizamiento, mediante el método de Taylor.

La aplicación de esta metodología se compone por métodos directos, sencillos de implementar, rápidos de ejecutar y útiles para establecer órdenes de magnitud preliminares.

La aplicación de la metodología propuesta exige un estudio exhaustivo de las variables que intervienen en el problema. Hay que remarcar la dificultad que plantea la asignación de funciones de distribución de probabilidad a variables para las que, en el mejor de los casos, se dispone de un número muy reducido de datos, esto aunado al truncamiento de la serie de Taylor y por lo que a la precisión de los resultados se refiere, sobre todo en el rango de los niveles extremos, tanto inferiores como superiores pueden ser sobreestimados.

La metodología basada en el análisis de riesgo aplicado a la seguridad de la presa debe continuarse para los demás modos de falla, se deben reducir las incertidumbres en la formación de las curvas de fragilidad, adentrarse a la valoración de consecuencias por la escasez de agua producida por la falla de presa para periodos de tiempo posteriores al evento y en la percepción durante la elaboración de las probabilidades condicionales de los árboles de eventos por parte de los expertos.

También permite a los tomadores de decisiones comparar equitativamente el riesgo entre presas, priorizar estudios especializados, inversiones o planes de acción de emergencia de manera objetiva, y sobre todo proponer alternativas para obtener un riesgo que la sociedad esté dispuesta a tolerar o poner fuera de servicio a la presa en caso de persistencia de riesgos inaceptables.

Es importante que los responsables de las presas y los usuarios participen en el proceso de la evaluación del riesgo, ya que conocen los problemas de su presa y soportarán el impacto económico debido a la falta de agua producida por la falla de la presa, costos de inundación, daño o rehabilitación.

V.2 En relación con el caso de estudio

En relación con el caso de estudio, se ilustró la aplicación completa de la metodología propuesta con base en los criterios de la norma NMX-AA175-SCFI para una presa homogénea de tierra y para un modo de falla por deslizamiento ante solicitaciones hidrológicas y sísmicas del talud aguas abajo. Todas las fases que contempla la metodología se desarrollaron, obteniendo diversas estimaciones de la probabilidad de falla buscada en estado actual y con alternativas estructurales y no estructurales para aplicarse a corto plazo y reducir el riesgo. De esta manera se logró inferir el grado de seguridad alcanzado para diferentes solicitaciones.

VI. BIBLIOGRAFÍA

- US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1999). *Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of*. Washington, DC. : ppendix A: An overview of probabilistic analysis for geotechnical.
- Abrahamson, N. A., & Silva, W. J. (1997). *Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes*. Seismological Research Letters.
- Altarejos, L. (2009). *Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos*. Valencia, España: Tesis Doctoral, Unoversidad Politécnica de Valencia.
- ANCOLD. (2003). *Guidelines on Risk assessment*. Australia: Australian National Committee on Large Dams.
- Arboleda, J., & Ordaz, M. (1993). *Un mejor uso de los datos estadísticos para estimación de la sismicidad local*. Puerto Vallarta: X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Barajas, M. D. (2014). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. 4a Edición.
- Bishop, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*.
- Boillat, J., & Dubois, J. (1998). *Application of PMP-PMF methodology to the Mattmark scheme*. Berga, L.
- Briseño, R. A., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Orozco, G. (2017). Preliminary assessment of the risk of failure or an earthen dam due to overtopping. *23rd International Congress on Irrigation and Drainage*, 12.
- Burden, R., & Faires, J. (1985). *Numerical Analysis*. Boston. USA. : PWS.
- Cochran, W. (1996). *Sampling techniques*. New York: 2nd ed. Wiley.
- CONAGUA. (1999). *La importancia de la seguridad de presas, Manual para Capacitación en Seguridad de Presas*. México: Comisión Nacional del Agua.
- Coronell, C. A. (1968). *Engineering Seismic risk analysis*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58.
- Coronell, C. A., & Vanmarcke, E. (1969). *The major influences on seismic risk*. Santiago de Chile: 4th World Conference on Earthquake Engineering.
- de Membrillera, M. G., Escuder, I., González, J., & Altarejos, L. (2005). *Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas*. Valencia: UVP.
- DEFRA. (2002). *Reservoir safety-floods and reservoir safety integration*. Secretary of State for the Environment, Transport and the Regions.

- El País. (12 de Febrero de 2019). *Hidroituango y el gran fracaso del modelo antioqueño*. Obtenido de https://elpais.com/internacional/2019/02/12/colombia/1549926088_494867.html
- Fell, R., Bowles, D., Anderson, L., & Bell, G. (2000). *The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in quantitative risk assessment*. ICOLD Q76 R 15. Vol. 1 pp 213-236. Correction in Volume 5 page 73.
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). *"The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadá: Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, pp. 1000-1024 .
- Gómez de Membrillera Ortuño, M., Escuder Bueno, I., González Pérez, J., & Altarejos García, L. (2005). *Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas*. España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Harr, M. (1987). *Reliability-based design in civil engineering*. . New York, USA.: John Wiley and Sons.
- Hasofer, A., & Lind, N. (1974). *Exact and invariant second moment code format*. . Journal of Engineering Mechanics.
- Hohenbichler, M., & Rackwitz, R. (1981). *Non-normal dependent vectors in structural safet*. Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE 107, 6, 1227-1238.
- ICOLD. (21 de Noviembre de 2018). *Registro Mundial de Presas*. Obtenido de https://www.icold-cigb.org/GB/World_register/world_register.asp
- IMTA. (2016). *Programa de estudios especializados a presas de almacenamiento, derivadoras y bordos, en alto riesgo, del Noreste del país, para atender el Compromiso 51 del Pacto por México*. México: Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos, IMTA.
- Jansen, R. B. (1983). *Dams and Public Safety*. Washington, D.C: U.S: Department of the Interior.
- Juárez, B. E., & Rico, R. A. (1996). *Mecánica de suelos", Tomo II "teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. D. F., México: Limusa.
- Kostoglodov, V., & Pacheco, J. F. (1999). *Cien años de sismicidad en México*. D. F.: Instituto de Geofísica de la UNAM.
- Kottogoda, N. T., & Rosso, R. (1997). *Statistics, Probability, and Reliability for Civil and Environmental Engineers*. McGRAW-HILL.
- Madsen, H., Krenk, S., & Lind, N. (1986). *Methods of structural safety (2nd Ed)* . New York : Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs.
- Marengo, H. (1993). *Análisis de Riesgo de Falla en Presas de Tierra y Enrocamiento ante*. México, D. F.: Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería de la UNAM.

- Marengo, H. (1996). *Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia*. México: Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XI, Núm. 2.
- Marengo, H. (2002). *Consideraciones de Riesgo de Falla en Presas Mexicanas*. México D.F., Sept 5-6: Seminario de Seguridad de Presas, Comisión Nacional del Agua.
- MDS-CFE. (2010). *Manual de diseño de obras civiles: diseo por sismo*. D. F.: Comisión Federal de Electricidad.
- Mínguez, R. (2003). *Seguridad, fiabilidad y análisis de sensibilidad en obras de ingeniería civil mediante técnicas de optimización por descomposición de aplicaciones*. Universidad de Cantabria: Tesis Doctoral.
- Murillo, F. (2016). Normas de Seguridad de Presas (NMX). *XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotecnia*.
- Murillo, R. (2012). *Presas de tierra y sus fallas*. Cancún, Quintana Roo: XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- NMX-AA.175-SCFI-2015. (2015). "*Operación segura de presas. Parte 1.- Análisis de riesgo y clasificación de presas*". Obtenido de <http://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/166836/nmx-aa-175-scfi-2015.pdf>
- Ordaz, M., Jara, J. M., & Singh, S. K. (1989). *Riesgo sísmico y espectros de diseño en el Estado de Guerrero*. Gobierno del Estado de Guerrero: Informe Conjunto del II-UNAM y el CIS-FJBS.
- ORSEP. (2011). *Lineamientos de Seguridad de Presas*. Argentina: Organismo Regulador de Seguridad de Presas.
- Perea, T., & Esteva, L. (2005). *Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios*. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 72.
- PSM. (2004). *Programa de computo Peligro Sísmico en México*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Rosenblueth, E., & Ordaz, M. (1989). *Maximum earthquake magnitude at a fault*. Journal of the Engineering Mechanics Division: ASCE, Vol. 116.
- Rubinstein, R. (1981). *Simulation and the Monte Carlo Method*. John Wiley & Sons.
- Serrano, A. (2011). *Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas*. Tesis de doctorado: Universidad Politécnica de Valencia.
- Serrano, A. (2011). *Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas*. Valencia, España: Universidad Politecnica de Valencia.
- SIATL. (2019). *Simulador de flujos de agua en cuencas hidrográficas*. México: INEGI.

- Singh, S. K., Ordaz, M., Anderson, J., Rodríguez, M., Quaas, R., Mena, E., . . . Almora, D. (1989). *Analysis of near-source strong motion recordings along the Mexican subduction zone*. Seismological Society of America, Vol 79.
- SISP. (20 de Enero de 2020). *Sistema de Seguridad de Presas*. Obtenido de <https://presas.conagua.gob.mx/inventario/>
- SMPD. (2012). *Programa de cómputo Sismos Máximos Probabilistas y Deterministas*. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- SPANCOLD. (2012). *Análisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses*. España: Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- Suarez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taluds en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Triana, J. E. (2006). *Contribución a la estimación de consecuencias de fallo y rotura de presas en el contexto del análisis de riesgos*. Tesis de doctorado: Universidad Politécnica de Valencia.
- USASE, U. (1999). *Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of*. Washington, DC.
- USBR, B. O. (2003). *Dam safety risk analysis methodology. Version 3.3.1*. Departament of interior.
- Wieland, M., Guimond, R., & Malla, S. (2005). *Uncertainties in seismic analysis of concrete and embankment dams*. . Teherán: Paper nº: 015-S1. 73rd Annual Meeting of ICOLD.
- Wolff. (1996). *Uncertainty in the geologic environment: From de Theory to Practice*. *Geotechnical Special Publication No. 58*. ASCE.
- Yen, B., & Tang, W. (1979). *Hydraulic and hydrology aspects of dam safety*. *Proceedings Third ASCE Engineering Mechanics Division Speciality Conference*.
- Zúñiga, R., & Guzmán, M. (1994). *Main seismogenic sources in México, Informe Técnico, Seismic Hazard Project*. IPGH.
- Zuñiga, R., Suárez, G., Ordaz, M., & García-Acosta, V. (1997). *Peligro Sísmico en Latinoamérica y el Caribe, Capítulo 2: México, Reporte Final*. IPGH.