



# **ANÁLISIS DE RIESGO Y CONFIABILIDAD EN PRESAS DE TIERRA: UN CASO EN EL ESTADO DE MÉXICO**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**BENJAMIN PÉREZ PLIEGO**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**DR. DAVID JOAQUÍN DELGADO HERNÁNDEZ**

**TOLUCA, MÉXICO, AGOSTO DE 2009.**

## ÍNDICE

Agradecimientos	v
Resumen	vi
Figuras	vii
Tablas	ix
Abreviaturas	x

### INTRODUCCIÓN

Antecedentes de la investigación	xi
La necesidad de “administrar los riesgos en obras de ingeniería civil”	xii
Alcance y objetivos	xiii
Pregunta de investigación e hipótesis	xiv
Relevancia y originalidad del trabajo	xiv
Metodología de investigación	xv
Estructura de la tesis	xvii

### 1. PRESAS

1.1 Introducción	1
1.2 Definición	1
1.3 Componentes de una presa	2
1.4 Usos de las presas	3
1.5 Tipos de presas	4
1.5.1 Presas de gravedad	5
1.5.2 Presas de Arco	5
1.5.3 Presas de Contrafuertes	6
1.5.4 Presas de Tierra	
1.6 Tipos de Presas de Tierra	
1.7 Ventajas y desventajas de las presas de tierra	9
1.8 Resumen	10

### 2. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE RIESGO Y CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL EN OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

2.1 Introducción	11
2.2 Conceptos relevantes	11
2.2.1. Relación Capacidad-Demanda (X-Y)	11
2.2.2. Análisis de confiabilidad	12
2.3 Métodos de análisis de probabilidades de falla	15
2.3.1 Método del Periodo de Retorno	15
2.3.2 Método de Integración Directa	16
2.3.3 Método de Simulación de Monte Carlo	17
2.3.4 Método del Primer Orden del Segundo Momento Estadístico	18
2.4 Redes Bayesianas	18
2.5 Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango	20

2.6 Juicio Estructurado de Expertos	22
2.7 Análisis de los métodos	26
2.8 Resumen	28

### **3. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS (CASO PARTICULAR DE PRESAS DE TIERRA EN EL ESTADO DE MÉXICO)**

3.1 Introducción	30
3.2 Presas de tierra en el Estado de México	30
3.3 Uso de las Redes Bayesianas y el Juicio Estructurado de Expertos en la elaboración del modelo	35
3.3.1 Modelo Gráfico	35
3.3.2 Cuantificación de los modelos gráficos	36
3.4 El modelo y sus variables	37
3.4.1 Frecuencia sísmica	39
3.4.2 Precipitación	41
3.4.3 Tubificación	42
3.4.4 Deslizamiento de taludes	43
3.4.5 Desbordamiento	45
3.4.6 Brecha	45
3.5 Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango	47
3.6 Resumen	48

### **4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

4.1 Introducción	50
4.2 Análisis de resultados	50
4.2.1 Redes Bayesianas Continuas No Paramétricas (RBCNP)	50
4.2.2 Juicio Estructurado de Expertos (JEE)	51
4.3 Distribuciones acumuladas de probabilidad	53
4.3.1 Frecuencia sísmica	53
4.3.2 Precipitación	54
4.3.3 Tubificación	55
4.3.4 Deslizamiento de taludes	55
4.3.5 Desbordamiento	56
4.3.6 Brecha	57
4.4 Correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango	57
4.5 Análisis de sensibilidad del modelo	61
4.6 Aplicación del modelo a tres presas en el Estado de México	68
4.7 Comparación con eventos previos	81
4.8 Análisis de los eventos previos	85
4.9 Evaluación cualitativa del modelo	86
4.10 Resumen	87

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Conclusiones generales	89
Conclusiones particulares	90
Recomendaciones	91

<b>REFERENCIAS</b>	92
--------------------	----

## **ANEXOS**

Anexo A. Análisis de confiabilidad	96
Anexo B. Método del primer orden del segundo momento estadístico	99
Anexo C. Lista de expertos	102
Anexo D. Catálogo de presas	103
Anexo E. Taller de expertos (Cuestionario JEE)	108
Anexo F. Frecuencia sísmica	130
Anexo G. Calculo de confiabilidad	131

## RESUMEN

Las presas de tierra son estructuras muy convenientes para almacenar grandes volúmenes de agua artificialmente, pues su construcción implica el aprovechamiento de los materiales de la zona, lo cual contribuye al ahorro en sus costos de inversión. En general, estas edificaciones se dividen de acuerdo a su tipo de sección como: homogéneas, graduadas y de enrocamiento con corazón impermeable. La selección del tipo depende, entre otros factores, del equilibrio óptimo entre resistencia e impermeabilidad.

Como toda estructura, las presas de tierra corren el riesgo de tener una falla, evento que, aunque poco frecuente (en promedio sólo 1.2% llegan a colapsar), provoca no sólo importantes daños en la estructura de la cortina, sino también daños económicos directos e indirectos, sin tomar en cuenta la potencial pérdida de vidas humanas. Esta situación pone de manifiesto que el estudio y comprensión de sus causas de falla es relevante, pues contribuye a generar medidas de prevención y mantenimiento que minimicen los efectos de un eventual colapso.

La falla de una presa de tierra puede deberse a distintos factores como: lluvia en exceso, terremotos, deslizamiento de taludes, tubificación, desbordamiento y formación de brechas, los cuales normalmente producen inundaciones aguas abajo de la cortina, provocando las pérdidas mencionadas. Asimismo, la falla puede presentarse durante la construcción, en la operación o cuando se hace un vaciado rápido del agua contenida en el vaso.

En este trabajo se desarrolla una metodología para realizar el análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra, tomando en cuenta las variables de contribución como son: frecuencia sísmica, precipitación y mantenimiento, las cuales pueden originar la ocurrencia ya sea de un desbordamiento, o el deslizamiento del talud de la cortina aguas abajo, tubificación o la formación de brechas en el cuerpo de la cortina. La cuantificación del modelo fue posible, tomando datos de siete presas ubicadas en el Estado de México, para las cuales se determinaran las correlaciones de estas variables. Así, mediante el empleo de una Red Bayesiana, en combinación con la extracción sistemática de información a un grupo de expertos, se realiza el análisis de riesgo y confiabilidad en las estructuras investigadas.

**Palabras claves:** Riesgo, Confiabilidad, Presas de Tierra, Estado de México, Frecuencia sísmica, Precipitación, Mantenimiento, Desbordamiento, Deslizamiento de Talud, Tubificación y Brecha.

## FIGURAS

Figura A	Metodología seguida, en el trabajo de investigación	xvi
Figura 1.1	Elementos principales de una presa	2
Figura 1.2	Partes que integran una presa de tierra	7
Figura 1.3	Tipos de presa de tierra tipo diafragma	8
Figura 1.4	Tipos de presa de tierra de material homogéneo	8
Figura 1.5	Tipos de presa de tierra de sección compuesta	9
Figura 2.1	Probabilidad de falla vista como la convolución de las densidades de probabilidad de X (capacidad) y Y (demanda)	13
Figura 2.2	Confiabilidad vista como el complemento de la probabilidad de falla	13
Figura 2.3	Función de distribución para el margen de seguridad M	14
Figura 2.4	Función de distribución para el Factor de Seguridad (F.S.)	15
Figura 2.5	Representación esquemática de una red y una Red Bayesiana	19
Figura 2.6	Ejemplo de Red Continua	20
Figura 2.7	Tipos de correlaciones entre variables	21
Figura 2.8	Distribución de probabilidad acumulada hipotética de los costos económicos humanos generados por la falla de una presa	24
Figura 3.1	Localización geográfica de las presas bajo estudio	32
Figura 3.2	Área posible de afectación ante la eventual falla de las presas	32
Figura 3.3	Sección transversal de la cortina José Antonio Alzate	33
Figura 3.4	Condiciones actuales de la presa José Antonio Alzate Embalse, (a) y (b) obra de excedencias	34
Figura 3.5	Sección transversal de la cortina Ignacio Ramírez	34
Figura 3.6	Condiciones actuales de la presa Ignacio Ramírez: (a) cortina, y (b) embalse	35
Figura 3.7	Distribución acumulada de probabilidad del promedio móvil de 7 días en Tabasco	37
Figura 3.8	Modelo general del proyecto de investigación UAEM 2491/2007	39
Figura 3.9	Descripción general del método de Fellenius	44
Figura 3.10	Morfología de la brecha	46
Figura 3.11	Curva normal condicional (nodos a y b)	48
Figura 4.1	Modelo de evaluación de riesgo en presas de tierra del Estado de México	51
Figura 4.2	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “frecuencia sísmica”	54
Figura 4.3	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “precipitación”	54
Figura 4.4	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “tubificación”	55
Figura 4.5	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “deslizamiento de talud”	56
Figura 4.6	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “desbordamiento”	56
Figura 4.7	Distribución acumulada de probabilidad para la variable “brecha”	57
Figura 4.8	Función de distribución condicional de la variable desbordamiento (5), dadas las variables frecuencia sísmica (1), precipitación (2), y	58

	deslizamiento de talud (4)	
Figura 4.9	Función de distribución condicional del deslizamiento de talud (4), dadas las variables: frecuencia sísmica (1), precipitación (2), y mantenimiento (3), para la obtención del coeficiente de correlación	59
Figura 4.10	Funciones de distribución condicional de la variable tubificación (6), dadas las variables precipitación (2) y mantenimiento (3), para la obtención del coeficiente de correlación	60
Figura 4.11	Funciones de distribución condicional de la variable brecha (7), dadas las variables mantenimiento (3), deslizamiento de talud (4), desbordamiento (5) y tubificación (6), para la obtención del coeficiente de correlación	60
Figura 4.12	Funciones de distribución condicional de la variable inundación (8), dadas las variables desbordamiento (5) y brecha (7), para la obtención del coeficiente de correlación	61
Figura 4.13	Modelo para el análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra en el Estado de México	62
Figura 4.14	Representación del modelo de análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra (RBCNP), mediante histogramas	62
Figura 4.15	Percentiles 5, 50 y 95, respectivos al desbordamiento en función de la precipitación	66
Figura 4.16	Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al ancho de brecha formada en la cortina de la presa, en función de la precipitación	67
Figura 4.17	Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas a la brecha y desbordamiento, como funciones de la precipitación	67
Figura 4.18	Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento, tubificación y brecha, en función de la precipitación para la Presa San Joaquín	70
Figura 4.19	Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento, tubificación y brecha, en función de la precipitación, para la Presa José Antonio Alzate (San Bernabé)	73
Figura 4.20	Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento y brecha, en función de la frecuencia sísmica y la precipitación (Presa José Antonio Alzate)	75
Figura 4.21	Curva del percentil 50, respectiva al ancho de brecha del caso (a) y el caso (b), para la Presa José Antonio Alzate	76
Figura 4.22	Curva del percentil 50, respectiva al desbordamiento del caso (a) y el caso (b) para la Presa José Antonio Alzate	78
Figura 4.23	Modelo de presas condicionado con datos pertenecientes a la presa San Joaquín	79
Figura 4.24	Modelo de presas, donde el desbordamiento es la variable condicionada	79
Figura 4.25	Histograma de costos totales de los siete casos de estudio	81

## TABLAS

Tabla 2.1	Conceptos de calibración e información	24
Tabla 2.2	Resumen de indicadores del modelo clásico para los expertos de riesgos en presas de tierra del Estado de México	25
Tabla 3.1	Sismos reportados por el SSN, del periodo de 2000 a 2008	40
Tabla 3.2	Factor de seguridad de los 7 casos de estudio	44
Tabla 3.3	VARIABLES DE INTERÉS NO CONSIDERADAS EN EL TRABAJO DE TESIS	47
Tabla 4.1	Indicadores para los expertos, resultado de la aplicación del JEE	52
Tabla 4.2	Matriz de coeficientes de correlación, generada con UNINET	63
Tabla 4.3	Valores tipo (por defecto) del modelo para los tres percentiles (5, 50 y 95)	64
Tabla 4.4	Altura del desbordamiento y ancho de brecha en función de la precipitación	65
Tabla 4.5	Registros de desbordamiento, tubificación y brecha de la presa San Joaquín, en función de la precipitación	68
Tabla 4.6	Registros de desbordamiento, tubificación y brecha de la presa José Antonio Alzate (San Bernabé), en función de la precipitación	71
Tabla 4.7	Percentiles 5, 50 y 95 del desbordamiento y brecha, en función de la frecuencia sísmica y precipitación	74
Tabla 4.8	Aumento de respuesta del comportamiento al manipular dos variables (frecuencia sísmica y precipitación) y una sola (precipitación)	76
Tabla 4.9	Análisis de costos totales y jerarquización de las presas de acuerdo al riesgo que presentan	80
Tabla 4.10	Fallas de presas construidas en México	82
Tabla 4.11	Evaluación de los expertos del modelo propuesto	86



## ABREVIATURAS

CFE	Comisión Federal de Electricidad
CONAGUA	Comisión Nacional del Agua
ERIC	Extractor Rápido de Información Climatológica
Excalibur	Expert Calibration
F.S.	Factor de Seguridad
ICOLD	Comisión Internacional de Grandes Presas
$I_p$	Índice plástico
JEE	Juicio Estructurado de Expertos
M	Margen de seguridad
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
PC	Puntuación de calibración
$P_f$	Probabilidad de Falla
PI	Puntuación de información
$\beta$	Confiabilidad
SEDAGRO	Secretaría de Desarrollo Agropecuario
SEMARNAT	Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales
SSN	Servicio Sismológico Nacional
SIEA	Secretaria de Investigación y Estudios Avanzados
$T_M$	Periodo de Retorno
TDPG	Tomador de decisiones por pesos globales
TDPI	Tomador de decisiones por pesos iguales
UAEMex	Universidad Autónoma del Estado de México
RB	Redes Bayesianas
RBC	Redes Bayesianas Continuas
RBCNP	Redes Bayesianas Continuas No Paramétricas



# INTRODUCCIÓN

## Antecedentes de la Investigación

Las presas de tierra, como lo prueba la historia y los restos que sobreviven de las antiguas estructuras del pasado, se han usado desde los primeros días de la civilización. Algunas de las estructuras construidas en la antigüedad eran de gran tamaño, por ejemplo en Ceilán (actual Sri Lanka), en el año 504 A.C. se terminó una presa de tierra de 18 km de largo, y de 21 m de altura, que contenía aproximadamente 11.88 millones m<sup>3</sup> de terraplén. Actualmente, como en el pasado, las presas de tierra continúan siendo el tipo más común de estructuras contenedoras de agua, principalmente por que para su construcción se usa material en estado natural, con un mínimo tratamiento.

En el pasado, las presas de tierra se proyectaban con procedimientos empíricos, y por consecuencia la literatura de ingeniería en torno al tema registra innumerables fallas provocadas por distintos eventos. Estas condiciones obligaron a reemplazar los métodos empíricos antes usados, por procedimientos racionales de ingeniería, en las etapas de anteproyecto, proyecto, construcción, operación y disposición de la obra. Uno de los primeros en sugerir un método racional para el diseño de las presas fue Bassell a principios del siglo pasado, quien fue uno de los pioneros en sentar las bases para el diseño de taludes.

Sin embargo, durante el primer tercio de ese siglo hubo pocos avances en materia de elaboración de técnicas sistemáticas para el diseño de presas. No fue sino hasta después de 1930, cuando el auge de la mecánica de suelos dio por resultado el desarrollo de procedimientos relevantes para las presas de tierra (Foster *et al*, 2000). De esta manera, con base en la exploración y aplicación de investigaciones previas en cimentaciones y materiales, se logra generar una teoría relacionada con el diseño y construcción de este tipo de obras. Así, distintas áreas del conocimiento se han visto involucradas en la edificación de estos proyectos, ya que las presas son una de las construcciones más grandes y representativas de la ingeniería civil.

Como resultado de los avances descritos, cientos de grandes presas de tierra compactada se construyeron en todo el mundo durante las últimas dos décadas del siglo pasado, sin haberse registrado falla alguna (Foster *et al*, 2000). A tal grado se han desarrollado los métodos, que las presas de tierra modernas son diseñadas con alturas de cortina que superan los 186 m por arriba de su cimentación (como el Proyecto Hidroeléctrico el Cajón, en el estado de Nayarit, México), y cuentan con capacidades de almacenamiento que son mayores a los 1000 millones de m<sup>3</sup>. En este sentido, México es uno de los países con un avance significativo en el desarrollo de presas de tierra compactas con cara de enrocamiento, debido a las grandes ventajas que representa su construcción.

No menos importante son, las presas de tierra pequeñas (menores a 15 m de altura –ICOLD, 2008), ya que continúan siendo estructuras comunes en los países en vías de desarrollo, por su alta relación beneficio a costo. Pese a su conveniencia, durante su diseño y construcción no siempre se consideran aspectos teóricos suficientes, lo que reduce la confiabilidad de las estructuras, y por consecuencia aumenta los niveles de riesgo de una eventual falla. Prueba de

ello son las estadísticas reportadas por Foster *et al* (2000), donde se asegura que los diseños y la construcción podrían provocar la falla de estas obras. En éste orden de ideas, se puede afirmar que las fallas son producto de eventos y aspectos que no son tomados en cuenta en las distintas etapas de la obra (por ejemplo lluvias extraordinarias que superan a las lluvias de diseño). Por ello, es necesario tener un mayor grado de conocimientos en torno a las presas y sus causas potenciales de falla, para así tomar acciones encaminadas a disminuir el riesgo y las consecuencias de posibles eventualidades.

Con la finalidad de abordar y desarrollar nuevas ideas en esta materia, la Universidad Autónoma del Estado de México (UAEMex), a través de su Secretaría de Investigación y Estudios Avanzados (SIEA), ha financiado el proyecto titulado: “Análisis de riesgo, confiabilidad estructural y mantenimiento de presas de tierra: un caso en el Estado de México”, con clave 2491/2007-U, del cual, este documento forma parte en combinación con otras dos de tesis<sup>1</sup>.

En particular, en este trabajo se desarrollan los aspectos relacionados con el análisis de riesgo y confiabilidad, atendiendo tanto a los factores que contribuyen a generar una falla, como a los modos en que ésta se puede presentar en presas de tierra. Cabe señalar que las otras dos se tratan las cuestiones de mantenimiento, y evaluación de costos por fallas en presas de tierra, respectivamente.

### **La necesidad de “Administrar los Riesgos en Obras de Ingeniería Civil”**

Las obras de ingeniería civil, por su envergadura e importancia, representan una gran inversión económica dentro de la infraestructura de un país. Consecuentemente, es indispensable conocer las causas de una posible falla total o parcial, que pueda amenazar la funcionalidad de una presa. Los responsables de administrar estas obras, no deben perder de vista la posibilidad de que sus proyectos pongan en riesgo la integridad humana, el entorno urbano y ambiental (vivienda, transporte, servicios públicos, instalaciones industriales y zonas agrícolas), provocando pérdidas económicas a la comunidad (Merrit et al, 1999).

De acuerdo con el estándar Británico BS 8800 (1996), un “riesgo” es la combinación de la probabilidad de que un evento peligroso ocurra y el efecto de sus consecuencias<sup>2</sup>. Al igual, define al “análisis de riesgo” como el proceso para estimar la magnitud de un riesgo y decidir si es o no aceptable. Él término “administración de riesgo” se refiere, entonces, al proceso mediante el cual la sociedad u organización reduce los riesgos a un nivel tolerable y se asegura de controlarlos, monitorearlos y comunicarlos a los posibles afectados (Renn, 1998).

El término confiabilidad, por otra parte, expresa un cierto grado de convicción de que un dispositivo o sistema operará exitosamente en un ambiente específico, durante un cierto periodo de tiempo. Cuando la confiabilidad se define cuantitativamente puede ser especificada, analizada, y se convierte en un parámetro de diseño de un sistema, que compite contra otros parámetros

---

<sup>1</sup> Rivero Santana José Emmanuel “Evaluación de Costos por Fallas en Presas de Tierra: “Un Caso en el Estado de México.

Pérez Flores Davis Carlos “Mantenimiento en Presas de Tierra: “Un Caso en el Estado de México”.

<sup>2</sup> El riesgo R es una función de la probabilidad de un evento adverso y sus consecuencias, es decir,  $R = F(\text{probabilidad} \times \text{consecuencias})$ .

tales como costo y funcionamiento. En términos estructurales, Canto y Alamilla (2000) afirman que se trata de la probabilidad de que una estructura no falle cuando es sometida a sollicitaciones externas que, para el caso de las presas de tierra pueden ser: (sismo, lluvias intensas, desbordamientos, deslizamientos, tubificación, y brechas en el cuerpo de la cortina). En este sentido, una falla es un movimiento o mal funcionamiento de alguna parte de la presa, de manera que ésta ya no cumple con su objetivo principal de diseño, la retención del embalse.

En materia de fallas, a mediados de la década pasada, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995), reportó que la mayor frecuencia de rupturas se presenta en estructuras de tierra (85% de los casos estudiados), en contraste con otros tipos de presas (10% de gravedad, 3% de arco y 2% de contrafuertes). Asimismo, Marengo (2002) reportó que las presas de tierra son las que más fallas han presentado en comparación con los otros tipos<sup>3</sup>.

Por ello, la evaluación del riesgo en presas de tierra en épocas actuales se ha hecho necesaria. Asimismo el desarrollo y avances en las técnicas analíticas han permitido llevar a cabo la evaluación del riesgo y seguridad de manera más intensa. En consecuencia, en materia de presas, entender los conceptos de: administración del riesgo, confiabilidad y falla, es fundamental para mantenerlas seguras, es decir, cumpliendo sus funciones sin representar una amenaza para la sociedad.

### **Alcances y Objetivos**

El objetivo principal de la presente investigación es analizar el riesgo y la confiabilidad de una de las principales obras de infraestructura con las que México cuenta, las presas de tierra. Esto, con base en las metodologías actuales y mediante la construcción de un modelo matemático general, que permita representar el comportamiento de las presas de tierra en el Estado de México ante diversos eventos que podrían poner en riesgo la estabilidad de la estructura. Cabe mencionar que el estudio se limita a la ocurrencia de fenómenos de carácter natural sobre la cortina de la presa, ya que es la principal estructura que es susceptible de daño, al presentarse uno o diversos eventos.

Así mismo, se plantean los siguientes objetivos particulares:

- Identificar las técnicas que actualmente se emplean para analizar riesgos en general, y de presas en particular,
- Identificar los métodos para calcular la confiabilidad de la infraestructura en general, y de presas en particular,
- Adaptar los métodos apropiados a presas de tierra existentes, específicamente aquellas ubicadas en el Estado de México,
- Con base en una muestra de presas en la entidad Mexiquense, jerarquizar las estructuras, de mayor a menor, en función de sus niveles de riesgo, y
- Proponer una serie de recomendaciones a los tomadores de decisiones, con base en el análisis de los resultados obtenidos, para que formulen políticas públicas de prevención, mitigación y control de riesgos en materia de seguridad de presas.

---

<sup>3</sup> Las presas de tierra son las estructuras más comunes alrededor del mundo, debido a las diversas ventajas que conlleva su construcción.

En cuanto al alcance, como se discute con más detalle en el capítulo tres, el estudio está limitado al análisis de siete presas en el Estado de México (San Joaquín, El Guarda, Embajomuy, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez, Dolores y José Trinidad Fabela), que por sus características de altura, edad y material de construcción, son las más propensas a fallar de acuerdo a las estadísticas nacionales (Marengo, 2002). Con respecto al texto, éste va dirigido tanto a estudiantes de la carrera o posgrados en ingeniería civil, como a los profesionistas, administradores, académicos e investigadores relacionados o interesados en la aplicación de herramientas modernas de evaluación de riesgos.

### **Preguntas de investigación e hipótesis**

Para orientar el rumbo del trabajo, se plantearon las siguientes preguntas de investigación:

- ¿Pueden aplicarse métodos actuales al análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra?
- ¿Cual es la viabilidad de adaptar estos métodos al análisis de presas de tierra, y cuales sus posibles limitaciones?
- ¿Los métodos identificados representaran de manera adecuada el fenómeno por estudiar?, y
- ¿La información obtenida en el presente trabajo, será equiparable con datos reales obtenidos de presas que han fallado?

Así, es importante proponer una respuesta tentativa a las interrogantes anteriores. Por lo cual se plantea la siguiente hipótesis:

*“La probabilidad de que una presa de tierra falle ante la presencia de eventos extraordinarios como sismos, lluvias intensas, se puede disminuir mediante la traducción de los resultados del análisis de riesgo y confiabilidad en acciones preventivas de mantenimiento para la estructura”*

De esta forma, a lo largo de la tesis se presentarán datos que permitan aportar evidencias a favor de la hipótesis, y en las conclusiones se resumirán los hallazgos realizados en este sentido.

### **Relevancia y originalidad del trabajo**

La diferencia de información existente, en el tema en interés, entre México y países líderes en el área como: Australia, Canadá y Estados Unidos (Muller y Mayer, 2005; Halpin, 2005), pone en evidencia la necesidad de reducir la brecha entre los avances producidos en esas naciones, y los aquí generados. En este tenor de ideas cabe resaltar que, en México, los estudios científicos y tecnológicos en materia de presas se han intensificado en años recientes, lo que se ha traducido en un mayor conocimiento del comportamiento de estructuras de tierra. No obstante, aun existe un vacío que debe llenarse en el campo de presas. En un esfuerzo por revertir dicha situación, se reitera que en este trabajo se tiene el objetivo primordial de investigar, aplicar,

desarrollar y brindar recomendaciones en el área, con base en metodologías de análisis de riesgo y confiabilidad.

En la misma línea de conceptos, se puede comentar que la aplicación de modelos y métodos estructurados, contribuye a generar información confiable, que idealiza el comportamiento que las estructuras podrían presentar en la práctica y, consecuentemente, ayuda a predecir las consecuencias resultantes. Para lograrlo, éstas herramientas imitan los fenómenos de interés (ej: sismos, precipitaciones, y deslizamientos de taludes), permitiendo así que los administradores de presas tomen decisiones informadas, con base en datos científicos, que les faciliten el manejo de dicha infraestructura.

Así, un aspecto importante dentro de la originalidad de la tesis es que, a diferencia de las herramientas actuales que emplean distribuciones discretas para la caracterización de variables, en el modelo aquí propuesto se usan distribuciones continuas. Con esto, se busca ampliar el alcance del modelo, minimizando simultáneamente los datos de entrada e incrementando la flexibilidad del modelo para simular una gran variedad de escenarios. Aunque esto se explica con detalle en los capítulos 2 y 3, por ahora basta decir que el modelo propuesto combina la aplicación de las Redes Bayesianas Continuas (RBC) y el Juicio Estructurado de Expertos (JEE), que son herramientas científicas recientes, que se han desarrollado a nivel internacional, y que han contribuido a resolver problemas en distintas áreas como: química, construcción, aeronáutica, vulcanismo, e incluso presas (Morales y Cooke, 2008).

Al ser herramientas nacientes<sup>4</sup>, su aplicación en México es relativamente nueva, y dentro de la ingeniería, hasta donde el autor sabe, la que aquí se presenta es una de las primeras aplicaciones formales en el país. En esencia, se ha desarrollado un estudio en el contexto nacional, que toma como punto de partida otros elaborados en países europeos, donde su empleo es cada vez más común (Morales y Cooke, 2008), demostrando que su uso y aplicación permite llegar a resultados adecuados.

### **Metodología de investigación**

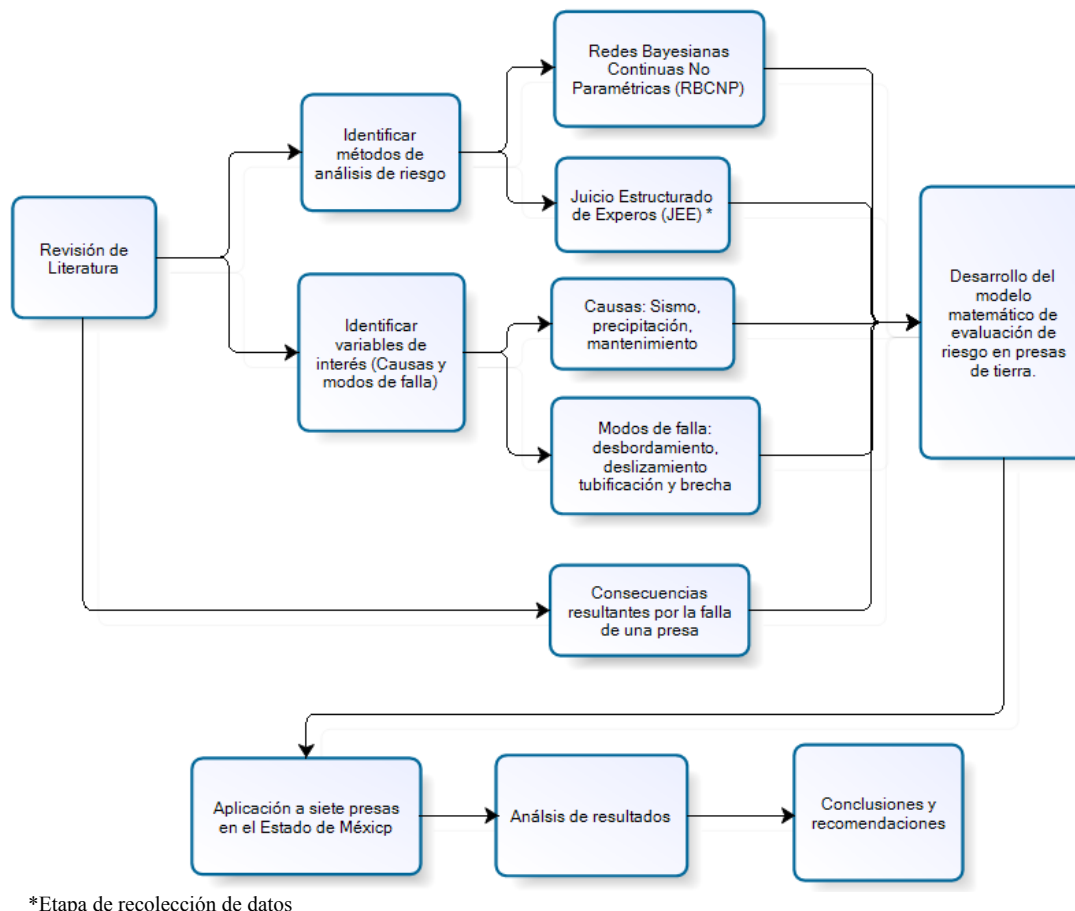
La Figura A, muestra esquemáticamente la metodología seguida en este trabajo. La cual consistió en, revisar la literatura relacionada con el análisis de riesgo, confiabilidad, y con la seguridad de presas, misma que es abundante a nivel internacional. Por ejemplo, en materia de análisis de riesgos en infraestructura se encontraron los siguientes métodos: análisis del período de retorno, método de integración, simulación de Monte Carlo, y el método del primer orden del segundo momento estadístico (Marengo, 1994).

Con respecto a las causas de falla, se identificaron como relevantes: la frecuencia sísmica, precipitación pluvial (Foster *et al*, 2000), y la regularidad con la que se brinda mantenimiento a la obra. En términos de los modos de falla, Marengo (2002) resumió seis de ellos: desbordamiento,

---

<sup>4</sup> El juicio estructurado de expertos data del año 1991 (Cooke, 1991), pese a que fue desarrollado durante la última parte de la década de los 70s y la de los 80s. Por su parte, las Redes Bayesianas empezaron a hacerse operativas con los adelantos de la computación, durante la segunda mitad del siglo XX, aunque las bases para desarrollarlas fueron sentadas por el Reverendo Thomas Bayes, a mediados del siglo XVIII.

flujo de agua, deslizamientos, fugas en conductos enterrados, erosión de taludes y otras causas (como licuación inducida por sismo).



\*Etapa de recolección de datos

Figura A Metodología seguida en el trabajo de investigación.

En cuanto al análisis de las consecuencias resultantes por la eventual falla de una de estas estructuras, Rivero (2009) estudió los costos que se generarían tanto en pérdidas humanas como económicas, por la inundación generada como resultado de la ruptura de la cortina. Aunque este tema no se aborda en la presente tesis, fue relevante durante la revisión bibliográfica.

Habiendo estudiado y revisado con detalle dichos temas, se analizaron sus ventajas y limitaciones. Acto seguido, se procedió a seleccionar los que se consideraron más apropiados para alcanzar las metas establecidas. Así, las RBC y el JEE fueron elegidos como herramientas útiles para desarrollar un modelo matemático capaz de predecir el comportamiento de las presas bajo estudio, con base en las variables de interés identificadas.

De este modo, se estructuró el modelo matemático para evaluar los riesgos en presas de tierra. Una vez definido, se recolectó la información necesaria para obtener tanto los valores de las variables, como de los coeficientes de correlación entre ellas. Cabe mencionar que la información se obtuvo directamente, cuando hubo disponibilidad de datos (estadísticas), e indirectamente en caso contrario. Es importante mencionar que para desarrollar la parte matemática de la



investigación, se contó con el apoyo del M. en C. Oswaldo Morales Nápoles, candidato a Doctor del Departamento de Matemáticas Aplicadas de la Universidad Tecnológica de Delft, Holanda. En este segundo caso, el empleo de una metodología científica fue crucial, y el JEE cumplió cabalmente con la necesidad de generar información confiable, tomando como fundamento la opinión de expertos.

La combinación de ambos enfoques, RBC y JEE, permitió entonces nutrir el modelo con datos relevantes para el caso del Estado de México, lo que a su vez contribuyó a simular las distintas fallas a las que pueden estar expuestas las cortinas seleccionadas. Los resultados generados después de aplicar el modelo en repetidas ocasiones, a dichas presas, fueron entonces ordenados y analizados. Por último, se generaron una serie de conclusiones y recomendaciones que pueden servir como base, para que los administradores tomen decisiones fundadas en datos “duros”, contribuyendo a disminuir la incertidumbre que existe en el manejo de las presas bajo su cargo.

### **Estructura de la Tesis**

La tesis está organizada en cuatro capítulos. Habiendo ofrecido en este apartado inicial una descripción breve referente al área, tomando en cuenta el origen y razones que motivaron la realización del trabajo, el primer capítulo describe algunos conceptos importantes en el tema de presas de tierra. En él, se presentan conceptos que van desde su definición, hasta los elementos que las forman, pasando por sus tipos, ventajas y desventajas.

En el segundo capítulo, se abordarán los métodos de análisis de riesgo y confiabilidad empleados en obras de infraestructura en general, y en presas de tierra en particular. Así mismo, se describirán las RBC y el JEE, temas fundamentales que servirán para estructurar el modelo, y las relaciones entre las variables de interés. En la tercera sección se muestra la aplicación de estos dos métodos en la elaboración del modelo, mismo que posteriormente se aplica al caso de estudio. Aquí también se describen las variables de interés, y se muestran las correlaciones de rango, y correlaciones condicionales de rango entre ellas.

En el cuarto capítulo se presenta el análisis y discusión de los resultados obtenidos a través del empleo del modelo, haciendo énfasis en la prioridad que cada una de las siete presas tiene, en función del nivel de riesgo que representa. Es decir, se identifican de mayor a menor las presas más propensas a fallar, para que los tomadores de decisiones puedan canalizar recursos a su mantenimiento, de acuerdo a la jerarquización obtenida. Por último, se redactan presentan las conclusiones del estudio, así como las recomendaciones que, se espera, sean de utilidad para las personas afines o interesadas en el tema.

# CAPÍTULO 1. PRESAS

## 1.1 Introducción

Las presas son estructuras construidas por el hombre o presentes en la naturaleza de manera natural, a las cuales se les dan diversos fines en beneficio del ser humano. Los métodos de diseño y construcción de estas obras, han evolucionado a lo largo del tiempo, así como las actividades para las que se usan.

En la actualidad las herramientas computacionales han permitido que los procesos de análisis y diseño de presas se optimicen en gran medida. Así, tareas que en el pasado se fundamentaban en criterios empíricos, ahora pueden ser realizadas con base en criterios analíticos de una forma rápida y eficiente. En consecuencia, el área relacionada con la seguridad de presas ha tenido grandes avances, y dichas estructuras se construyen cada día con mayores niveles de confiabilidad.

Para tener un mejor entendimiento de las ideas centrales expuestas en esta tesis, ahora se describen los conceptos relacionados con el objeto de estudio, las presas. Así, se presenta su definición, tipos, usos, ventajas y desventajas. Se recomienda a los lectores más experimentados en torno al tema obviar este apartado, y dirigirse al siguiente capítulo donde se abordan los métodos de análisis de riesgos en presas.

## 1.2 Definición

La literatura reporta varias definiciones de lo que es una presa. Por ejemplo, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2008) la define como *“Una obstrucción artificial al flujo natural de agua, que se construye con uno o más propósitos específicos como la acumulación de agua para la irrigación, la generación de energía eléctrica, la creación de un lago artificial para la navegación o actividades recreativas, el abastecimiento de agua a las ciudades o a la industria, la prevención de inundaciones, la desviación de ríos hacia canales, y para tener una reserva de agua fresca”*.

Por otra parte, en México, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 1999) afirma que *“Las presas son barreras artificiales que están construidas generalmente con materiales térreos o a base de concreto con la finalidad de controlar o almacenar agua para una gran variedad de usos. Se pueden colocar a través de una corriente de agua o fuera del cauce”*.

Así, en este trabajo se entenderá el término presa como un muro fabricado con piedra, concreto o materiales sueltos (granulares), que se construye habitualmente sobre un río en una sección estrecha. La razón principal para edificar dicha estructura, es contener el agua en el embalse o lago creado, para su posterior aprovechamiento o para proteger contra inundaciones a las zonas aledañas, siempre en beneficio del ser humano.

### 1.3 Componentes de una presa

Una presa está constituida por distintos elementos que aseguran su estabilidad y buen funcionamiento. La forma y características de dichos elementos dependen del tipo de estructura, aunque en general las presas se encuentran integradas por: la cortina, el vertedor, el embalse, la obra de toma y la cuenca. La Figura 1.1 muestra las partes de una presa, así como su disposición más común.

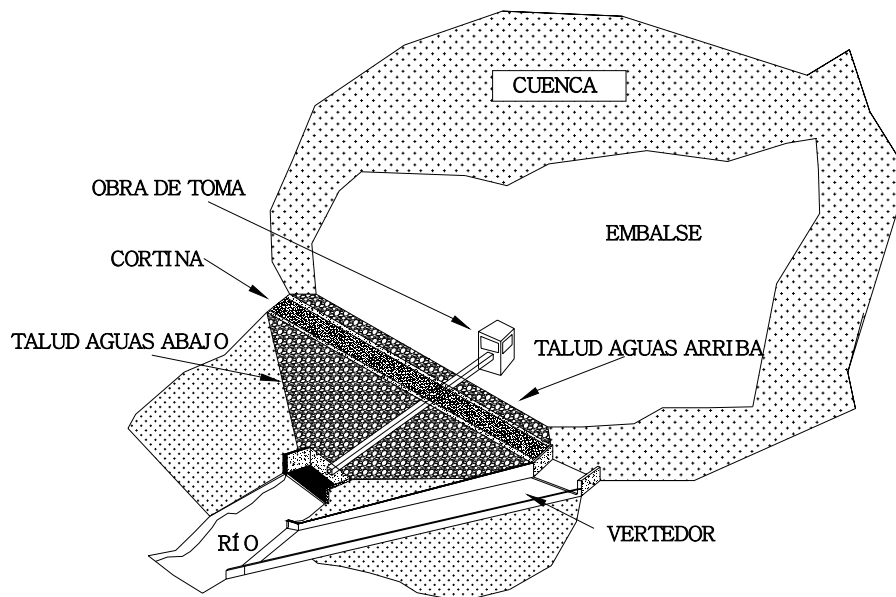


Figura 1.1 Elementos principales de una presa de tierra (elaboración propia)

En términos de la cortina se insiste en que, se trata de un obstáculo natural o artificial que impide el flujo del agua a través de un cauce natural. Su objetivo primordial es poner a disposición del hombre un volumen de agua para que sea empleada en su beneficio. Para determinar su ubicación, se localiza una zona estrecha sobre el cauce del río, conocida como boquilla. En ella, se edifica la cortina, misma que puede variar en cuanto al material de construcción y geometría.

En general, se reconocen tres tipos de cortinas: rígidas (como las de concreto, arco o contrafuertes, y gravedad), flexibles (de materiales granulares como tierra y enrocamiento) y mixtas, que son la combinación de ambas. Mas detalles pueden encontrarse en CONAGUA (1999), donde se presentan algunos esquemas y las descripciones de cada una de ellas, aunque más adelante se amplía un poco más.

Para elegir el mejor tipo de estructura para construir un determinado proyecto, se consideran dos criterios esenciales: las solicitaciones del medio físico (por ejemplo: sismos, precipitaciones, y tipo de suelo), y la función de la presa (por ejemplo: riego, abastecimiento, o generación eléctrica). Con base en ellos, actualmente las cortinas se proyectan mediante procedimientos que permiten asegurar un diseño seguro y eficiente.

Con respecto al vertedor, se considera a éste como una de las estructuras más importantes de una presa, ya que tiene como función desalojar el excedente del volumen de agua que se almacena en el embalse. Para ello, tiene que haber un control que permita garantizar la seguridad de la presa,

es decir, que impida que las lluvias torrenciales o la sobre-elevación de los niveles del agua pongan en riesgo la estabilidad estructural de la obra.

Generalmente se localiza sobre la cortina (no recomendable para presas de tierra), o en alguna de las dos márgenes (derecha e izquierda). El diseño hidráulico del vertedor depende del periodo de retorno de la lluvia de diseño. Mas detalles de esta estructura y de sus criterios de diseño se pueden consultar en CONAGUA (1998).

El siguiente elemento es el embalse (ó vaso), término empleado para denominar a la acumulación de agua originada como resultado de obstruir el cauce natural del río por la presencia de la cortina. El área del embalse depende de la topografía de la región (cuenca), la cual define las zonas de inundación y, por lo tanto, el volumen de almacenamiento.

Asimismo, se cuenta con la obra de toma, una estructura hidráulica que permite hacer uso del volumen de agua acumulado en el embalse, extrayéndola del embalse (ver Figura 1.1 atrás). Dicha obra puede localizarse en la cortina o en alguna de las dos márgenes de la cortina. La obra de toma esta constituida por un canal de llamada, por mecanismos de regulación y medición del flujo, y un canal de salida, localizado aguas abajo de la cortina, que es por donde sale el agua una vez que fue aprovechada, o antes de ser usada.

Por último, se tiene la cuenca, que es el área total de captación de lluvia, y que se encuentra limitada por el parteaguas. Este último se refiere al polígono cerrado e imaginario formado por los puntos de mayor nivel topográfico, que separa a la cuenca de interés de las cuencas vecinas (Aparicio, 1994). Cabe mencionar que dentro de la cuenca se localizan los ríos que aportan agua al embalse.

Además de los descritos hasta aquí, existen otros elementos en una presa. Por ejemplo, el plinto, las pantallas, los filtros, los drenes, y las galeras, que no son visibles por su localización, y por lo tanto no se han descrito, aunque también juegan un rol importante en el buen funcionamiento de las presas. En este sentido, los lectores interesados pueden consultar detalles sobre estos en el libro “diseño de presas pequeñas”, del Buró Norteamericano de Presas (BR, 1961). Habiendo presentado los principales componentes de una presa, enseguida se resumen sus principales usos.

#### **1.4 Usos de las presas**

Como ya es evidente, al interrumpir el cauce natural de un río, el embalse creado por una presa pone a disposición un volumen de almacenamiento potencial, que puede ser utilizado para diversos fines. Así, las presas han cumplido múltiples objetivos a lo largo de la evolución del ser humano, entre los que se pueden mencionar:

- Canalizaciones para riego,
- Abastecimiento de agua potable,
- Generación de energía eléctrica,
- Contención de avenidas producidas por lluvias torrenciales, y
- Recreación o actividades turísticas.

Estos usos permiten que el ser humano satisfaga sus necesidades de la vida cotidiana dentro de la sociedad. Es importante resaltar que algunos de estos usos son relativamente nuevos, ya que en épocas pasadas las presas eran destinadas a cuestiones de riego, y el abastecimiento de agua, dos necesidades básicas para la subsistencia humana. No obstante, más recientemente los continuos avances tecnológicos han permitido emplearlas, en la generación de energía eléctrica, la contención de avenidas y en actividades de recreación.

Por ejemplo, en cuanto a la generación de energía hidroeléctrica, la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT, 2007) reportó un estudio del atlas norteamericano, en donde se reveló que en México sólo el 13 % del total de energía que se consume proviene de esta fuente. Dicho porcentaje ubicó al país en el lugar 66, ocupando las primeras cinco posiciones de esa lista, con el 100% de generación hidroeléctrica: Paraguay, Mozambique, República Democrática del Congo, el Congo y, en quinto lugar con 99 %, Albania.

Lo anterior demuestra que, con relación a este tipo de uso, en México aun hay camino que recorrer. La misma Secretaría (SEMARNAT, 2007), ha indicado que en el país, el 76,8 % del agua contenida en sus presas tiene fines agrícolas, lo cual ubica al riego como el principal uso en la nación. De hecho, esa misma fuente reportó que el agua acumulada en las presas se ha usado por la industria pero en menor medida, representando sólo un 9,2%. Cabe mencionar que, siendo la industria uno de los sectores que más pagan por ella, también es el que más la contamina.

Como ya se había adelantado, la selección de un tipo de presa en particular depende de algunos factores como el uso final, el tipo de suelo, y los materiales disponibles en la localidad. En el siguiente apartado se describen los principales tipos de presas, y se presentan con detalle las presas de tierra y sus variedades.

### **1.5 Tipos de presas**

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.

De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2008), las presas se pueden clasificar con base en su tamaño como pequeñas, o grandes. Las primeras son aquellas que no exceden los 15 m de altura en su cortina, o que no exceden los 5,4 millones de m<sup>3</sup> de volumen almacenado de agua. En contraste, las grandes son aquellas que rebasan uno u otro límite, o bien ambos.

En cuanto a las presas construidas durante el siglo pasado internacionalmente, Marengo (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, y
- 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.

### **1.5.1 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 sollicitaciones a las que se ve sometida. 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, lo cual 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.

### **1.5.2 Presas de Arco**

En este tipo de estructuras, la forma de la cortina es la encargada 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 la primera se encuentre apoyada 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.

### **1.5.3 Presa de Contrafuertes**

Este tipo de estructura es muy similar a las presas de arco, aunque difieren en la forma de la cortina, que en este caso es un plano vertical en la que la sección aguas abajo cuenta con contrafuertes. Dichos elementos son los encargados de transmitir las cargas a la cimentación. Las presas de contrafuertes pueden ser construidas de concreto reforzado o mampostería.

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.

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

### **1.5.4 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. En la Figura 1.2 se pueden observar las diferentes partes que integran una presa de tierra.

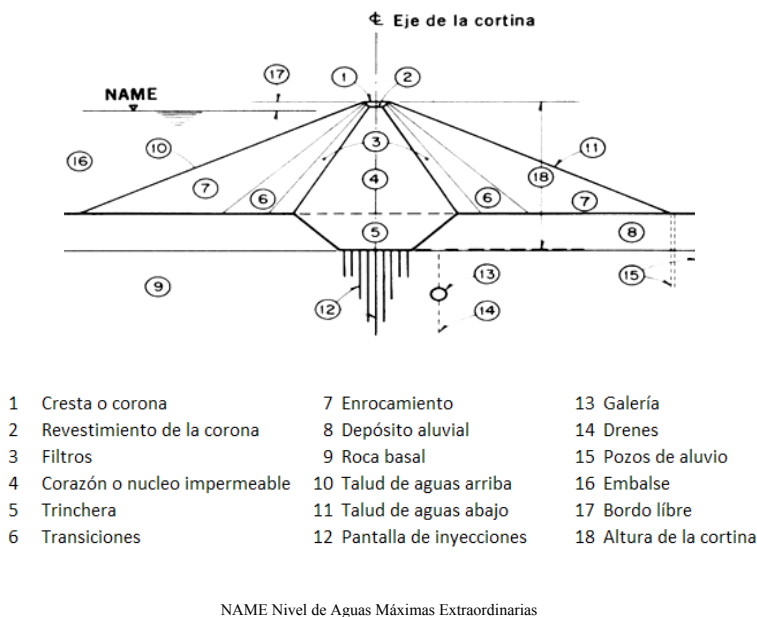


Figura 1.2 Partes que integran una presa de tierra (Novak, 2001)

Estos componentes se pueden resumir en cimentación, núcleo impermeable y taludes permeables cubiertos, en la zona aguas arriba, con una capa permeable. Dentro de las presas de tierra, se pueden identificar tres categorías, mismas que se enumeran a continuación.

### 1.6 Tipos de presas de tierra

Siendo las estructuras más comunes por su facilidad de construcción y factibilidad económica, las presas de tierra son de tres tipos (Marsal, 1983):

- Diafragma,
- Material homogéneo, y
- De sección compuesta.

En las presas de tierra tipo diafragma, el cuerpo del terraplén se compone de material permeable (arena, grava o roca), y se construye un diafragma delgado de material impermeable para formar una barrera hidráulica. La posición del diafragma puede variar ya sea que se coloque como una pantalla sobre el paramento aguas arriba, o como un núcleo vertical.

El diafragma puede ser de tierra, de concreto de cemento Pórtland, de cemento bituminoso, o de otro material (BR, 1961). Si la pantalla o núcleo es de tierra, se considera que es un diafragma si su espesor es menor de 30,48 m. En contraste, si la zona de tierra impermeable es igual o excede a este espesor, se dice que es una presa de sección compuesta. La Figura 1.3 muestra los tipos de presas tipo diafragma.



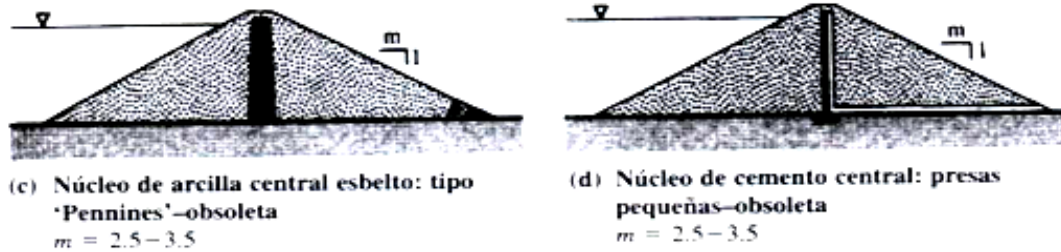


Figura 1.3 Tipos de presa de tierra tipo diafragma (Novak, 2001)

Como se puede observar, de nuevo se recalca que el núcleo puede ser tanto de arcilla como de cemento. En cuanto a las presas de material homogéneo, como su nombre lo indica, están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos ó taludes). Para lograr un buen comportamiento, el material que constituye la presa debe ser lo suficientemente impermeable, ya que permite la formación de una barrera efectiva para evitar el paso del agua.

Para lograr la estabilidad de la estructura, los taludes deben estar relativamente tendidos. Si se prevén rápidos vaciados del vaso después de un largo almacenamiento, la licuación del talud aguas arriba, se puede evitar mediante su tendido. La Figura 1.4 muestra dos ejemplos de presas de tierra de material homogéneo.

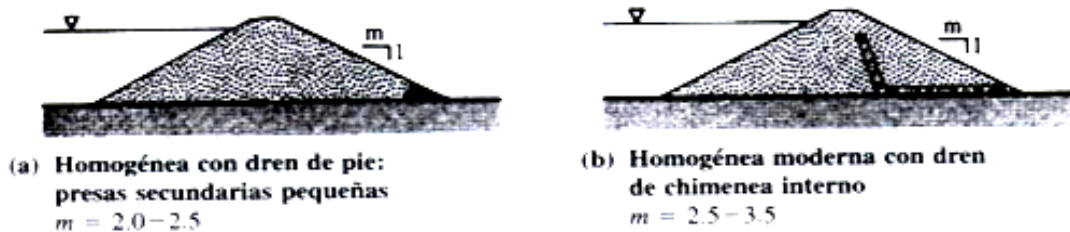


Figura 1.4 Tipos de presa de tierra de material homogéneo (Novak, 2001)

En una sección completamente homogénea, es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud de aguas abajo, cualquiera que éste sea. De hecho, ese talud se verá eventualmente afectado por filtraciones, a una altura de un tercio de la del vaso, cuando pase el tiempo suficiente que le permita al agua atravesar la cortina.

Por último se tienen las estructuras de sección compuesta, que es el tipo más común de presas de tierra compactada. Esencialmente constan de un núcleo central impermeable, confinado por zonas de material considerablemente más permeables. Mientras que las zonas permeables confinan, soportan, y protegen el núcleo impermeable, la zona permeable aguas arriba, proporciona estabilidad contra los rápidos desembalses, y la zona permeable aguas abajo actúa como drenaje para controlar el límite superior de filtración.

La zona permeable puede ser de arena, grava, cantos o roca, o la mezcla de estos materiales. Una presa de núcleo impermeable, de anchura moderada, puede tener taludes exteriores relativamente inclinados, siempre que este constituida de material resistente y, provista de faldones exteriores permeables. Dichos taludes, entonces, solo estarían limitados en cuanto a sus dimensiones por la

resistencia de la cimentación, la estabilidad del terraplén y sus condiciones de conservación. La Figura 1.5 muestra dos ejemplos de este tipo de presas.

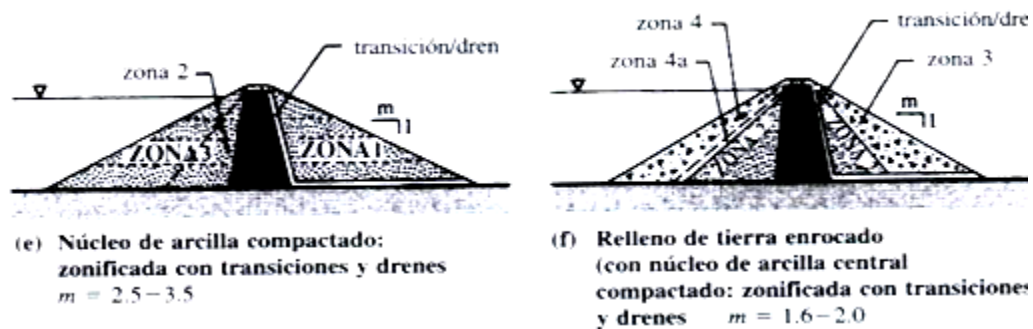


Figura 1.5 Tipos de presa de tierra de sección compuesta (Novak, 2001)

De nuevo, el núcleo puede ser tanto de arcilla compactada, como de tierra. Habiendo descrito los tipos de presas que existen, y detallado los asociados a presas de tierra, ahora se procede a analizar, en general, sus ventajas y desventajas.

### 1.7 Ventajas y desventajas de las presas de tierra

Con respecto a las bondades asociadas a las presas de tierra, se pueden mencionar dos primordiales: (i) su construcción en distintos sitios como valles amplios o boquillas estrechas, y (ii) su adaptación a las condiciones existentes en el suelo de la localidad, ya que pueden ser cimentadas tanto sobre roca sana como sobre suelos blandos, compresibles y permeables.

En particular, el diseño de una cortina de este tipo es flexible, debido a su facilidad de construcción, con respecto a otros tipos de presas, ya que usan materiales de zonas cercanas. Esto reduce sustancialmente los gastos por concepto de transporte, lo cual se ve reflejado en su relación beneficio-costos. Además, la edificación de estas obras ha llegado a mecanizarse, por los procesos constructivos empleados en su fabricación, lo que reduce las fallas en la etapa de construcción, y aumenta la seguridad de la estructura.

En lo que se refiere a las presas de tipo diafragma, se ha tenido éxito con aquellas que incluyen membranas internas, aunque no se recomienda su uso por que para su construcción, se requiere un alto grado de precisión y un control riguroso con los filtros, mismo que no es posible obtener en la edificación de presas pequeñas. Otra desventaja es que el diafragma interno de material rígido, como el concreto, no puede inspeccionarse. Además, para hacerle reparaciones de emergencia en caso de fracturas por asentamientos en la cimentación, se requiere de grandes inversiones. Esto sin mencionar que la falla frágil que se puede presentar de manera súbita, impide tomar acciones que permitan prevenir desastres.

En lo que respecta a las presas de material homogéneo, su principal ventaja es que su edificación es relativamente sencilla. En contraste, cuenta con el inconveniente de la construcción de su sistema de drenado, el cual ayuda a manejar las filtraciones. Además, sus taludes están tendidos, lo que demanda una mayor cantidad de volumen de material durante su construcción.

Por lo tanto, puede decirse que si se dispone de una variedad de suelos accesibles fácilmente desde el sitio de la obra, el tipo de presa de tierra que se elija debe de ser siempre el de sección compuesta. Esto se debe a las ventajas ya mencionadas, además de la economía en los costos de construcción que representan.

Con relación a las desventajas que significa la construcción de presas de tierra, se puede mencionar que son estructuras vulnerables a la sobre-elevación de los niveles del embalse, originados por lluvias extraordinarias. Asimismo, son vulnerables a filtraciones y erosión interna en la cortina y cimentación.

Una vez estudiados los conceptos relacionados con las presas en general, y con las de tierra en particular, en el siguiente capítulo se presentan los métodos de análisis de riesgo que normalmente se han empleado para evaluar la seguridad de las presas. Como se verá, existen métodos que se han utilizado durante varias décadas, y algunos otros más recientes. Al analizar cada uno, resaltando sus beneficios y limitaciones, se elegirán aquel o aquellos que permitan cumplir con los objetivos establecidos al inicio de este trabajo.

## **1.8 Resumen**

En la introducción se desarrollo un tema esencial para la comprensión de estudio, que para nuestro caso son la presas, y en especial la constituidas por materiales granulares. En este capítulo se describió la definición general de presas, así como la de presas de tierra, los componentes que la constituyen, usos a lo largo de la historia humana, tipos de presas y las distintas variantes que existen. Acto segundo, se discutieron sus principales beneficios y desventajas. Ahora se presentará el segundo capítulo que describe los métodos de análisis de riesgo y confiabilidad en estructuras (de manera más resumida).

## **CAPÍTULO 2. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE RIESGO Y CONFIABILIDAD EN OBRAS DE INFRAESTRUCTURA**

### **2.1 Introducción**

La creciente necesidad de garantizar el buen desempeño de las obras de infraestructura, 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.

Cabe recordar que el desarrollo y avances recientes en las técnicas analíticas, ha permitido hacer la evaluación del riesgo (R) y confiabilidad ( $P_s$ ) de manera más eficiente, lo cual es benéfico dada la importancia que las presas tienen dentro de la infraestructura de un país. Así, 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 describirán los conceptos básicos que permitirán comprender mejor los temas subsecuentes. Entre ellos se incluyen la resistencia y las solicitaciones 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.

Enseguida, se resaltarán las bondades y limitaciones de cuatro métodos: el periodo de retorno, la integración directa y, la simulación de Montecarlo. El lector que está familiarizado con estos conceptos, es invitado a comenzar la lectura del presente capítulo en la sección 2.4 (pag. 18), donde se describen las Redes Bayesianas (RB). Una quinta herramienta estudiada, pero que más bien está enfocada a la recolección de datos, es el JEE, que en combinación con las RB se empleará en el siguiente capítulo para construir el modelo anunciado. Cabe mencionar que en México son pocos los investigadores que se han especializado en esta área, por lo que gran parte de la exposición toma como punto de partida las ideas propuestas por Marengo (1993).

### **2.2 Conceptos relevantes**

#### **2.2.1 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 normalmente 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 ser medida 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 esta relacionada con los distintos fenómenos que actúan sobre ella (ej: sismo, precipitación, empuje del embalse, empuje de azolves, oleaje, etc). Esto es, la capacidad esta dada por la resistencia que tiene la estructura, mientras que la demanda se refiere a las fuerzas que actuaran sobre ella durante su vida útil. Así, ahora se discuten algunas cuestiones referentes al análisis de confiabilidad.

### 2.2.2 Análisis de confiabilidad

El objetivo de este análisis, es asegurar que  $X$  sea mayor que  $Y$  ( $X > Y$ ), es decir, que el sistema resista más de lo que actúa sobre el, a lo largo de su ciclo de vida (desde las etapas de diseño y construcción, hasta la de reuso o disposición final). 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, como se manifestó en el primer apartado de la tesis, y 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 esta 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 solicitaciones 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:

$$P_F = \int_0^{\infty} \left[ \int_0^y f_{x,y}(x,y) dx \right] dy \dots \dots \dots (1)$$

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 2.1, 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.

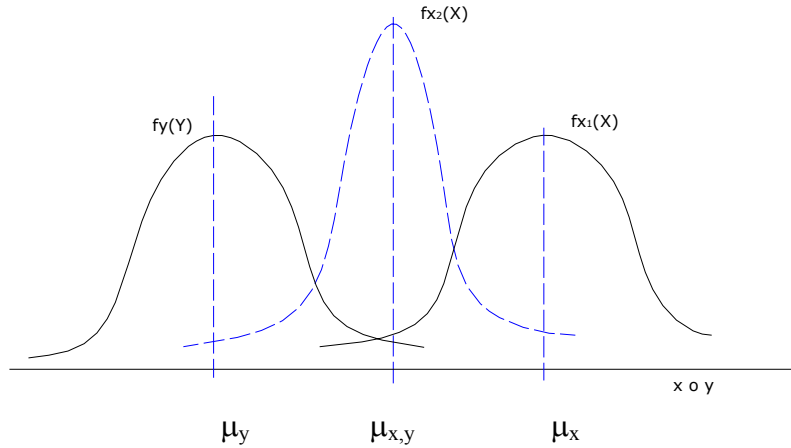


Figura 2.1 Probabilidad de falla vista como la convolución de las densidades de Probabilidad de  $X$  (capacidad) y  $Y$  (demanda) [Fuente: Marengo (1993)]

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 (2):

$$P_s = \int_0^{\infty} \left[ \int_0^x f_{x,y}(x, y) dy \right] dx \dots \dots \dots (2)$$

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 2.2 muestra el complemento de la probabilidad de falla de forma esquemática. En el Anexo A, se expone el desarrollo completo de estas expresiones, así como un conjunto de referencias que presentan aplicaciones en áreas como estructuras y mecánica de suelos.

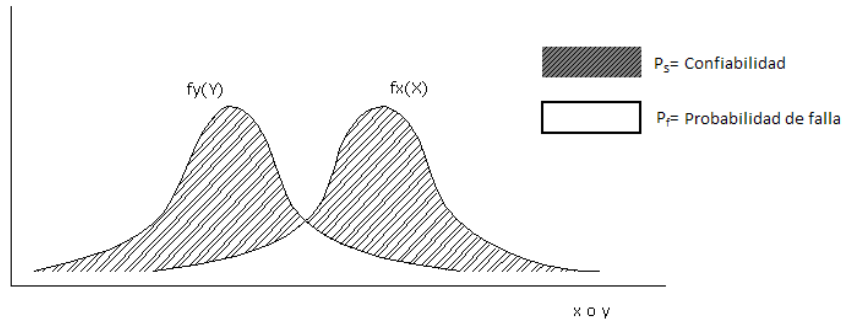


Figura 2.2 Confiabilidad vista como el complemento de la probabilidad de falla

**Margen de seguridad**

Como ya se había adelantado, la relación resistencia-demanda, requiere ser planteada en términos del margen de seguridad (M), que se expresa como la diferencia  $M=X - Y$ . Al ser  $X$  y  $Y$  variables aleatorias,  $M$  también lo es. Así, el margen de seguridad cuenta con su correspondiente función de densidad de probabilidad denotada como  $f_M(m)$ . En ella, la falla sucede al cumplirse la condición  $M < 0$ , por lo que la probabilidad de falla se expresa como (Marengo, 1993):

$$P_F = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \dots \dots \dots (3)$$

Cuando ésta ecuación se representa gráficamente, simboliza el área bajo la curva de  $f_M(m)$  antes de 0 (ver Figura 2.3). Como es evidente, la probabilidad de falla ha sido sombreada y está por debajo del valor de 0. En este caso, si la media de  $M$  crece, la distribución se moverá hacia la derecha, por lo que el área que representa a  $P_f$  disminuirá. Lo contrario ocurre cuando dicho valor es relativamente pequeño, lo que significa que la diferencia entre la capacidad y la demanda es mínima, y consecuentemente el margen de seguridad también.

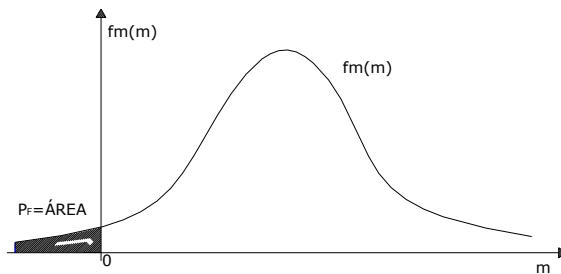


Figura 2.3 Función de distribución para el margen de seguridad M [Fuente: Marengo (1993)]

Al igual que este margen, existe otro índice cuyo objetivo primordial es orientar a los tomadores de decisiones, con relación al nivel de seguridad que tiene una estructura, denominado factor de seguridad, que se explica a continuación.

**Factor de seguridad**

En ingeniería, el factor de seguridad (F.S.), 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 F.S. 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 (4):

$$P_F = \int_0^1 f_{\theta}(\theta) d\theta = F_{\theta}(1.0) \dots \dots \dots (4)$$

Gráficamente, la ecuación anterior se representa por medio de la Figura 2.4, donde el área debajo de la curva define la probabilidad de falla.

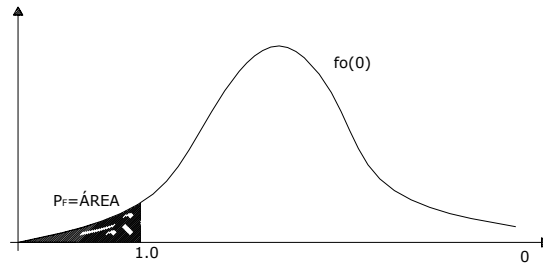


Figura 2.4 Función de distribución para el Factor de Seguridad (F.S.) [Fuente: Marengo (1993)]

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 y Rico, 1995).

Teniendo claros ya los conceptos relacionados con: capacidad, demanda, probabilidad de falla, margen 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 (ver por ejemplo Jacinto, 2003). Sin embargo, aquí solo se reportan los que se consideran son más aplicables al caso de las presas de tierra, y que han sido reportados en textos relevantes para esta área.

## 2.3 Métodos de Análisis de Probabilidades de Falla

### 2.3.1 Método del Periodo de Retorno

Este método se emplea en sistemas de ingeniería asociados a eventos hidrológicos y sísmológicos. Debido a que dichos fenómenos producen cargas que varían aleatoriamente, es indispensable fijar un periodo de retorno de diseño, que indique el tiempo que pasará entre un evento de magnitud considerable y otro similar. Tal es el caso de las lluvias y sismos que pueden afectar no solo a las presas, sino también a otras estructuras como por ejemplo: puentes, alcantarillas, edificios y hospitales.

Cabe mencionar que este método es útil para dimensionar los distintos de elementos de la obra, durante la etapa de diseño que es cuando se tiene la capacidad de modificar su grado de resistencia. En el caso de las presas de tierra, algunas de las variables a considerar son: precipitación, empuje hidrostático, empuje de azolves y sismo. Para aplicar esta técnica, primero se requiere determinar un gasto o sismo de diseño. Una vez determinados, se establece cual es su periodo de retorno, es decir, el tiempo esperado en el que volverá a presentarse uno u otro.



De esta manera, es común que para un vertedor, el periodo de retorno de una avenida extraordinaria se fije en 10000 años. En el caso de la cortina, se manejan periodos entre los 10 y los 20 años, mientras que las obras de desvío en presas de tierra y enrocamiento son diseñadas con intervalos que van de los 50 a los 100 años. En cuanto a los sismos, el periodo de retorno para presas es del orden de 100 años (Marsal, 1983).

En términos del margen de seguridad, el periodo de retorno se puede definir como el tiempo promedio en que la magnitud de la resistencia  $X$  será igualada o excedida (Marengo, 1993). En cuanto a nomenclatura, este periodo se expresa como  $T_m$  y se mide en años. Así, la probabilidad de que un evento  $Z$  iguale o exceda a  $X$  en cada año de vida de la obra esta dado por:

$$P(Z \geq X) = \frac{1}{T_m(x)} \dots\dots\dots(5)$$

En fenómenos naturales,  $Z$  se supone como una variable continua. Si el riesgo de falla se define como la probabilidad de que  $Z$  sea mayor que  $X$  en cada año, entonces la probabilidad de que un sistema no falle es su complemento, como se expresa en (6):

$$P(Z \leq X) = 1 - \frac{1}{T_m(x)} \dots\dots\dots(6)$$

Por lo tanto, la probabilidad de que no se presente una falla en alguno de los “n” años de vida del proyecto, será:

$$P(Z \leq X) = \left(1 - \frac{1}{T_m(x)}\right)^n \dots\dots\dots(7)$$

Antes de presentar las bondades y limitaciones de esta técnica, es importante explicitar la suposición sobre la que se basan las ecuaciones anteriores: *la ocurrencia de los fenómenos de la variable aleatoria  $Z$  es independiente de la vida útil de la obra ( $n$  años)*. Esto indica que no necesariamente se presentará un evento extraordinario durante la vida de la obra.

### 2.3.2 Método de Integración Directa

El análisis de riesgo en este caso se realiza por medio del uso de la integración directa, es decir, de forma analítica ó numérica á partir de las funciones de densidad de las variables de carga y resistencia. Ambas funciones de distribución requieren estar definidas, y el analista debe verificar que describen correctamente las variables de interés, de lo contrario los resultados no representarán el comportamiento de la estructura estudiada.

De este modo, se han desarrollado procedimientos que permiten incorporar las incertidumbres al modelo de probabilidad, en la evaluación del riesgo de falla de presas, haciendo uso de una integración directa para la valoración del riesgo hidrológico (Tang, 1980). Por ejemplo, en 1977 se calculó la sobre-elevación y el riesgo estructural de una presa, en forma analítica, por medio de funciones de densidad de probabilidad supuestas para avenidas y para modos de falla. En el

ejercicio, no se consideraron ni las incertidumbres hidrológicas, ni las hidráulicas, ni las de modelación paramétricas, por lo que no se pudo explicar el fenómeno en su totalidad.

En el mismo tenor de ideas, se han definido los riesgos para alcantarillas y bordos, estimando primero los parámetros estadísticos de carga y resistencia, con formulas de aproximación de primer orden, asignando entonces funciones de distribución a una y a otra. De manera similar se han estudiado otras estructuras por medio de este método, cuyos resultados han demostrado que si no se toman las consideraciones y suposiciones adecuadas, el ejercicio corre el riesgo de no reflejar las condiciones actuantes en la estructura, y por lo tanto generar resultados poco confiables.

### 2.3.3 Método de Simulación de Monte Carlo

Es un proceso para analizar riesgos que asigna a cada evaluación, un conjunto particular de valores de variables aleatorias, generadas artificialmente de acuerdo con la distribución de probabilidad que se esta estudiando. Es usual que la simulación se efectuó con una computadora, y el valor del riesgo esperado puede estimarse con mayor precisión cuando se examina un gran número de eventos.

El primer paso para emplear el método es la generación de un conjunto de valores para las cargas y resistencias ( $X_i$  y  $Y_i$ ), de acuerdo con sus funciones de distribución o propiedades estadísticas. Acto seguido, por medio de la generación sistemática de variables aleatorias se puede estimar el valor de la función del margen de seguridad  $M(X-Y)$ , a través de cálculos relativamente sencillos pero iterativos, obteniéndose un conjunto de valores de  $F_M(0)$ <sup>5</sup>. Finalmente, el riesgo de falla se evalúa por la relación entre el número de valores negativos de  $F_M(0)$  con respecto al total de elementos generados.

El empleo de este método es frecuente en el área de seguridad de presas, utilizándose para conocer las distribuciones de probabilidad de las variables de carga y resistencia en distintos elementos (ej: cortina, vertedor, obra de toma, etc). También es empleado en el diseño y operación de presas en cascada. En esencia, puede decirse que el Método de Monte Carlo es una de las técnicas aplicadas a problemas que no pueden resolverse analíticamente debido al comportamiento no lineal o complejo de las relaciones que intervienen en los sistemas analizados. Así mismo, ésta herramienta permite que los valores de probabilidad de falla buscados converjan eficientemente, debido a que el procedimiento es una aproximación lineal, y no una estimación puntual como tradicionalmente se hace.

Pese a esta ventaja, existen riesgos al usar el método, pues su exactitud depende de: (i) el tamaño de la muestra, (ii) el número de simulaciones, (iii) que los momentos estáticos reales de la unión de funciones de distribución de probabilidad sean correctos, y (iv) que el número de iteraciones sea suficiente para modelar el fenómeno. En el pasado, cuando no se contaba con herramientas tan precisas y potentes como las computadoras actuales, el empleo de la simulación era limitado debido no solo a sus altos costos sino también a los amplios tiempos de ejecución.

---

<sup>5</sup> Notar que se usa el “cero” dentro de la función, por que ese valor corresponde al límite entre una estructura segura y otra que no lo es.

Afortunadamente esta situación ya no prevalece, como resultado de los avances en materia de procesamiento de datos.

### 2.3.4 Método del Primer Orden del Segundo Momento Estadístico

En proyectos de ingeniería, la evaluación de los primeros dos momentos estadísticos (media y desviación estándar), puede realizarse contando con la información adecuada para un determinado fenómeno que se desee estudiar. Los indicadores de seguridad pueden limitarse a estos dos primeros momentos, pero en algunos casos también se pueden emplear los cuatro primeros momentos (siendo asimetría el tercero, y curtosis el cuarto), como es el caso de las distribuciones acotadas<sup>6</sup>.

Con base en estas ideas, las evaluaciones relativas a la seguridad de presas pueden limitarse a una formulación basada en el primero y segundo momentos estadísticos de las variables aleatorias que intervienen en el problema por resolver. De este modo, con el enfoque de la varianza, la confiabilidad puede medirse completamente en función del primero y segundo momentos de las variables analizadas. El lector interesado puede hallar la formulación matemática del método del primer orden del segundo momento estadístico en el Anexo B.

Habiendo presentado algunos métodos para calcular probabilidades de falla, ahora se discutirán las RB, que son una herramienta útil para evaluar riesgos, y que involucran a las probabilidades de falla.

## 2.4 Redes Bayesianas

Las RB son una representación gráfica de dependencias para razonamiento probabilístico en sistemas expertos. Esta herramienta es clara y flexible, ya que permite la elaboración de modelos conceptuales y cuantitativos, características por las cuales las teorías matemáticas han hecho uso constante de ellas (Hanea, 2008).

Las RB están integradas por nodos, que representan a las variables, y Arcos (ejes o flechas) que los unen y representan dependencias condicionales entre ellas. Los nodos pueden representar cualquier tipo de variable, desde un parámetro medible (o medido), hasta una variable latente o una hipótesis. Existen, de hecho, algoritmos que realizan inferencias y aprendizaje basados en este tipo de redes.

Cuando un nodo precede a otro, el primero es llamado *Padre*, mientras que el nodo que lo sucede se denomina *Hijo*. Los arcos y los nodos de una RB forman el esqueleto del modelo, haciéndolo flexible y fácil de entender. Es común en este tipo de representaciones que un nodo este precedido por más de un padre, es decir, que cuente con un conjunto de padres (grupo que incluye también a los padres de los padres y demás generaciones antecesoras). Asimismo, un padre puede tener varios hijos, ó un conjunto de hijos (grupo de descendientes), formado por los hijos, los hijos de los hijos y demás generaciones venideras.

---

<sup>6</sup> La diferencia entre una distribución acotada y una ilimitada (como la curva normal), es que la primera tiene un dominio “acotado” dentro de un rango de valores  $[X_1, X_2]$ , mientras que la segunda va de  $(-\infty, \infty)$ . Mas detalles se pueden encontrar en (Walpole, 1992).

En la Figura 2.5 se muestra una red (a) y una red bayesiana (b). Como se puede apreciar, el conjunto de nodos (A-E), cuentan con arcos que tienen dirección (dirigidos) en ambos casos. Sin embargo, en el primero (a) los arcos generan un ciclo (B-C-E-D-B), ya que las flechas eventualmente salen y vuelven a llegar al mismo nodo (B), por lo que se presenta un comportamiento cíclico. Para el caso (b), la dirección de las flechas es acíclica, ya que en ningún caso los ejes regresan a su origen, por lo que se esta ante la presencia de una RB.

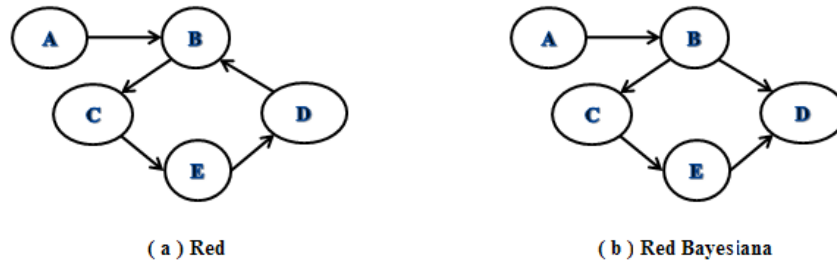


Figura 2.5 Representación esquemática de una red y de una red bayesiana

Así, las propiedades básicas de una RB pueden resumirse en dos: (i) se trata de un gráfico acíclico, y (ii) dirigido, en el que un conjunto de variables se interrelacionan entre sí. De nuevo, los *arcos* se representan a través de los respectivos coeficientes de correlación, cuyo valor oscila en el intervalo -1 a 1, en función de su intensidad y dirección, y denotan precisamente la relación existente entre las variables. El valor de la correlación, indica la magnitud de la dependencia entre el nodo padre y el hijo. Es importante notar que correlaciones positivas, significan que: si crece el nodo A (padre), lo hará también el nodo B (hijo), definiendo un comportamiento monótono creciente. Cuando la correlación es negativa, mientras uno crece el otro disminuye, siendo ahora el comportamiento monótono decreciente.

En general, en las Redes Bayesianas Discretas (RBD), para el nodo  $i$  se deben especificar  $k$  probabilidades condicionales, donde  $k$  es igual al producto del número de estados del nodo  $i$  por el número de estados de cada uno de los padres de  $i$ . Por ejemplo, si un nodo padre puede adquirir dos estados (EP1 y EP2), y el hijo tres (EH1, EH2 y EH3), se tendrán que definir en total seis probabilidades condicionales ( $2 \times 3$ ), es decir:  $P(EP1/EH1)$ ,  $P(EP1/EH2)$ ,  $P(EP1/EH3)$ ,  $P(EP2/EH1)$ ,  $P(EP2/EH2)$  y  $P(EP2/EH3)$ .

Así, los parámetros dentro de una RBD crecen exponencialmente en función tanto del número de padres de las variables, como de los estados que adopta cada uno (Pearl, 1988). Esta situación impone dificultades para el modelado cuando las variables en estudio son continuas, ya que para modelar su comportamiento es necesario discretizar los valores en un gran número de estados, lo que a su vez genera una gran cantidad de información que puede resultar incluso inmanejable. Por ejemplo, si un nodo padre asume 100 estados, y su hijo otros 100, las probabilidades condicionales que tendrían que ser definidas sumarían, 10000.

Para aliviar esta, y otras restricciones de las RBD, se han desarrollado las Redes Bayesianas Continuas No-Paramétricas (RBCNP)<sup>7</sup>, que permiten representar distribuciones

<sup>7</sup> En este documento, las RBCNP serán también llamadas “redes continuas”.

multidimensionales de probabilidad con variables continuas y no discretas. De hecho, las RBCNP serán empleadas en este trabajo para desarrollar el modelo propuesto.

Un análisis crítico de las ventajas y limitaciones de las RBCNP, y su comparación con otros modelos similares se puede encontrar en Hanea *et al.* (2006). Al igual que sus contrapartes discretas, las redes continuas son grafos dirigidos acíclicos, pero ahora a cada nodo se le asigna una distribución continua de probabilidad (o, si es requerido, también puede asignársele una discreta).

En cuanto a los arcos, estos hacen uso ya sea de correlaciones de rango, o de correlaciones condicionales de rango, de acuerdo al procedimiento descrito en Hanea *et al.* (2006). Dichas correlaciones indican la intensidad de la fuerza de dependencia entre las variables, y de igual forma oscilan entre  $-1$  y  $1$ , para relaciones inversas y directas respectivamente. Para cuantificar estas correlaciones, en el caso de la presa mexiquense, se seguirán los pasos propuestos en Morales-Nápoles y Cooke (2008), como se describe más adelante. Pero por ahora es importante discutir la forma en la que se establecen las correlaciones entre las variables de la red.

### 2.5 Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango

Como ya se mencionó, las correlaciones denotan la relación entre variables. De este modo, para el caso de la red continua, la asignación de correlaciones de rango se realiza mediante dos actividades: (i) establecer un orden en los nodos (no necesariamente cronológico), y (ii) calcular las correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango de los ejes que los unen. Un ejemplo de este procedimiento se presenta en la Figura 2.6, donde se considera un modelo de cuatro nodos (1, 2, 3 y 4).

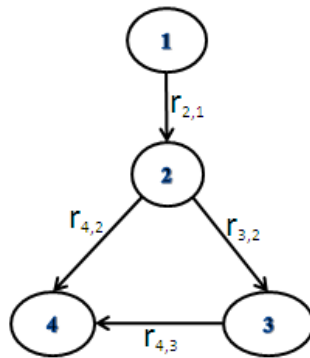


Figura 2.6 Ejemplo de Red Continua

Las correlaciones mostradas indican la intensidad de la fuerza entre las variables 1 y 2 ( $r_{2,1}$ ), entre las variables 2 y 3 ( $r_{3,2}$ ), entre las variables 3 y 4 ( $r_{4,3}$ ) y así sucesivamente; leyéndose como: correlación de 2 dado 1, correlación de 3 dado 2 y correlación de 4 dado 3 respectivamente. Así, si la inserción de nuevos arcos a la red fuera necesaria, se realizaría un análisis detallado, en el cual se tomarían en cuenta los nuevos elementos, ya que se generarían correlaciones condicionales nuevas entre los padres e hijos existentes, modificando los ya existentes y los nuevos arcos.

Los pasos antes descritos no necesariamente dan una asignación única a cada red. De hecho, una red puede representarse de distintas formas en función del orden que el analista le da a los nodos, y las correlaciones entre las variables dependerán del orden seleccionado para los nodos que las contienen. Pero, independientemente de ese orden, las correlaciones de rango condicionales son, en conjunción con las distribuciones de probabilidad continuas, el segundo elemento a considerar en las RBCNP.

En este sentido, se puede afirmar que una correlación de rango condicional es similar a una correlación simple, excepto por que se calcula con la distribución condicional, es decir, se trata de la correlación que existe entre dos variables, dado un evento aleatorio que tiene implicaciones sobre la variable de interés (Morales-Nápoles y Cooke, 2008). Por esta razón, en lo sucesivo tanto las correlaciones de rango condicional como las simples serán referidas únicamente como “correlación”.

La correlación existente entre dos variables puede adoptar distintas configuraciones dependiendo de su sentido e intensidad. La Figura 2.7 muestra las probables configuraciones que puede adoptar la correlación.

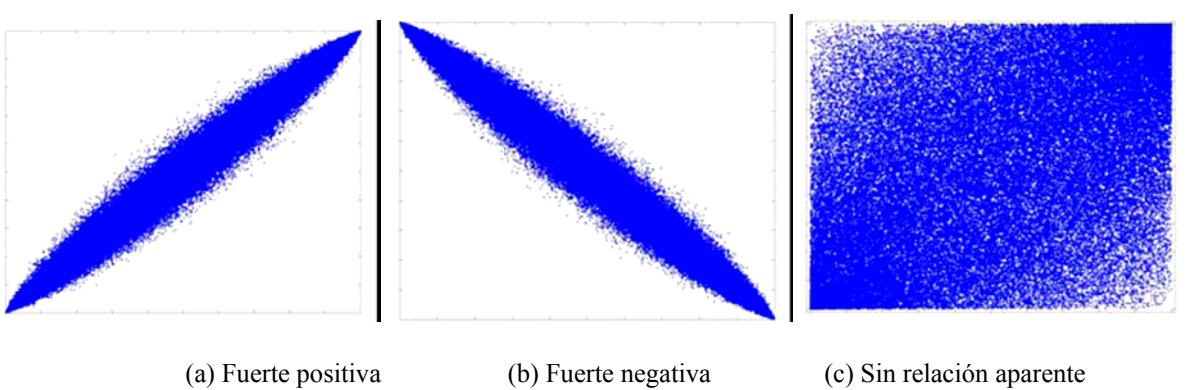


Figura 2.7 Tipos de correlaciones entre variables (Morales *et al*, 2008)

- (a) Fuerte positiva, es aquella donde a valores altos de una variable le corresponden valores altos de otra (correlación positivas entre ambas y los valores adoptados serán cercanos a 1),
- (b) Fuerte negativa, que es el extremo opuesto, donde a valores altos de una variable le corresponden valores bajos de otra (los valores ahora adoptados serán cercanos a -1),
- (c) Sin relación aparente, en la que no existe una relación clara entre las variables (variables independientes), por lo que los valores de la correlación tienden a cero ya sea por la izquierda o por la derecha.

Las RB y las correlaciones de rango, en general, son herramientas útiles para construir diversos modelos de análisis. Sin embargo, para obtener resultados confiables, es indispensable que se basen en datos correctos. Desafortunadamente, existen ocasiones en las que la información con la que se cuenta es escasa, o incluso inexistente. Por ejemplo, cuando se quiere investigar el efecto de la contaminación en la salud humana, es difícil llevar a cabo experimentos que permitan llegar a conclusiones sobre dicho impacto. Puesto que la salud de las personas estaría en juego en una situación así, se recurre entonces a la opinión de especialistas.

En este tenor de ideas, el Juicio Estructurado de Expertos (JEE) es una herramienta que se basa en el método científico, y que permite cuantificar las distribuciones marginales de probabilidad que no pueden ser generadas a partir de datos medibles o experimentos (Morales *et al*, 2008a). Para ello, emplea precisamente el juicio de peritos en los temas de interés. En el siguiente apartado se desarrollan algunos aspectos relevantes acerca de esta metodología, así como la manera en la que se aplicará a este trabajo de investigación.

## 2.6 Juicio Estructurado de Expertos

El JEE 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, como se describió en el ejemplo de la sección anterior.

La motivación del JEE, 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. El llamado “modelo clásico”, que será utilizado en este trabajo, fue documentado de manera formal por Cooke (1991). Recientemente se llevó a cabo un recuento de las características principales de dicho modelo, y se encontró que había sido aplicado en las industrias: nuclear, aeronáutica, química y de gas, construcción, vulcanología y salud (Cooke y Goznes, 2008). El lector interesado puede encontrar más detalles y un ejemplo de la aplicación del JEE en el sector aéreo en el artículo de Morales-Nápoles y Cooke (2008), donde queda de manifiesto el desarrollo que este enfoque ha tenido durante casi dos décadas.

El nombre “modelo clásico”, tiene su origen en una analogía entre las pruebas de hipótesis de la estadística clásica, y el cálculo de calibraciones en el juicio estructurado de expertos. Así, un concepto clave en dicho modelo es el de variables de calibración, que son aquellas cuyo valor verdadero, en el momento de la consulta, es conocido por el analista pero no por el experto. Por ejemplo, el analista puede averiguar la magnitud de un terremoto ocurrido en una región en una fecha específica, y preguntarle al experto sobre dicha magnitud. Si el especialista responde correctamente, o se aproxima al valor verdadero de manera importante, entonces estará bien calibrado.

Así, estas variables cumplen con tres objetivos:

- Cuantificar el desempeño de los expertos como asesores de probabilidades subjetivas. Las medidas que se obtienen para valorar el desempeño individual de los expertos son dos: la puntuación de calibración (PC), y la puntuación de información (PI).
- Combinar las opiniones de los expertos, con base en su desempeño individual, para generar distribuciones de probabilidad óptimas, y
- Evaluar y validar la combinación de los juicios de expertos.

De esta manera, se insiste en que el juicio estructurado de expertos tiene como función principal lograr el consenso racional, mismo que conduce a la distribución de probabilidad que representará al grupo de peritos, mediante pasos apegados al método científico. A continuación se presentan los conceptos básicos del modelo clásico, y se ejemplifican más adelante a través del caso de estudio de la presa en el Estado de México.

En esencia, los expertos son cuestionados acerca de variables que pueden tomar valores inciertos en un rango continuo, y generalmente se les preguntan los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución subjetiva de incertidumbre. Cabe mencionar que, una vez que se ordenan ascendientemente, el percentil 5 corresponde al valor que está por encima del 5% de los datos. De igual forma, el percentil 50 es aquel que está arriba del 50% de los datos (y por lo tanto por debajo del otro 50%), y así sucesivamente. Para extraer la información, los especialistas se enfrentan a “preguntas de interés” tales como:

*“Tome como referencia una eventual inundación, debida a la falla de la presa bajo estudio. Ahora considere los costos públicos y privados totales, para un periodo de tiempo igual a la máxima esperanza de vida promedio restante de las personas afectadas, por todos los posibles daños y pérdidas en: salud y vidas humana?. Indique el 5, 50 y 95 percentil de su distribución de incertidumbre (medidos en pesos (\$) actuales)”.*

Así, el experto podría dar los siguientes valores: \$20000, \$3000000, y \$19000000 respectivamente, lo cual indicaría que tiene una gran incertidumbre, como lo muestra la separación entre los percentiles, es decir, el rango tan amplio entre un valor y otro. La Figura 2.8 presenta la distribución hipotética que se podría generar con estos datos. Como se puede apreciar, para el especialista entrevistado sólo el 5% de las veces se tendrían costos humanos inferiores a \$20000. Análogamente, en la mitad de las ocasiones se tendrían costos menores a \$3000000 y, esperaría que en un 95% de los eventos se alcanzaran costos por debajo de los \$19000000.

Las “preguntas de calibración”, de manera similar, presentan un formato idéntico al planteamiento descrito, aunque cuestionan aspectos de los cuales el analista cuenta con datos a-priori. Intuitivamente se puede decir que las preguntas de calibración miden la probabilidad de que un conjunto de resultados experimentales correspondan, en un sentido estadístico, con las respuestas brindadas por los especialistas. Esta alcanza su valor máximo en 1 y, valores cercanos a cero indican que es poco probable que la información proporcionada por el experto sea correcta.



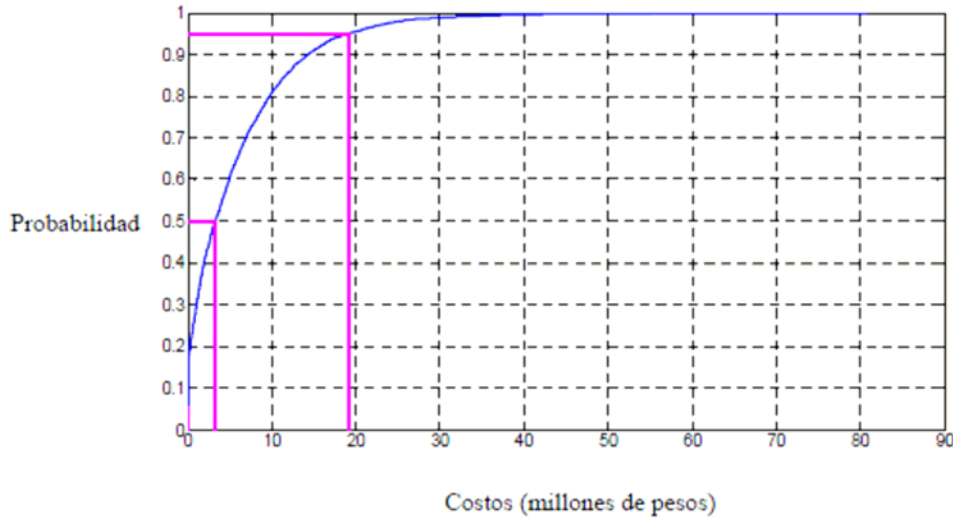


Figura 2.8 Distribución de probabilidad acumulada hipotética de los costos económicos humanos generados por la falla de una presa

En contraste, con las de calibración las preguntas de interés miden el grado en el que una distribución está “concentrada” o “extendida” con relación a una distribución de probabilidad base, como la uniforme o la log-uniforme. Para tener mayor certidumbre en torno a los conceptos de calibración e información, en la Tabla 2.1 se presenta la explicación de estas de manera numérica, como podemos apreciar, en la esquina superior derecha de la tabla el experto fue evaluado en los siguientes términos: calibración alta e información baja. Esto se debe a que el valor asignado al 50 percentil por el especialista es muy cercano al “valor real”, lo que conduce a una buena calibración. No obstante, el experto no posee la suficiente información acerca del rango en el que se encuentra la variable, por lo que amplía los límites inferiores y superiores, lo cual denota, precisamente, falta de información. Notar que esta última situación no se da en el ejemplo de la esquina inferior derecha de la tabla, donde no sólo la calibración es alta, sino también la información.

		Calibración					
		Baja	Alta				
Información		Baja			Alta		
		Baja	Distribución Teórica	Distribución Teórica			Distribución Teórica
5%	50%		95%	5%	50%	95%	
5	10		15	5	10	15	
Distribución JEE	Distribución JEE			Distribución JEE			
Alta	5%	50%	95%	5%	50%	95%	
	100	1000	10000	1	11	20	
	Distribución Teórica	Distribución Teórica			Distribución Teórica		
	5%	50%	95%	5%	50%	95%	
	5	10	15	5	10	15	
	Distribución JEE	Distribución JEE			Distribución JEE		
	5%	50%	95%	5%	50%	95%	
	50	52	54	6	10	14	

Tabla 2.1 Conceptos de calibración e información

Una vez que las preguntas de interés y calibración son obtenidas, es necesario asignar pesos específicos a cada experto, con base en sus puntuaciones. Estos pesos son usados para calcular promedios ponderados, los cuales representarán la opinión del grupo. A la combinación lineal (promedio ponderado) de la opinión de los expertos se le llama “tomador de decisiones”(TD).

En este estudio, el tomador de decisiones por pesos globales (TDPG), y el tomador de decisiones por pesos iguales (TDPI) han sido considerados. El primero se calcula con base en los pesos específicos de cada experto, dándole más importancia al especialista que obtuvo el mayor peso. En contraste, el segundo asigna pesos iguales a cada experto, por lo que se trata de la media aritmética. Todos aquellos expertos cuyo peso específico este por encima de un nivel de significancia  $\alpha=0,05$  serán considerados en el TDPG. Notar que los pesos específicos se obtienen mediante el producto de las puntuaciones de información y calibración.

De esta forma, en la presente investigación se entrevistaron cuatro expertos (ver Anexo C), con amplios conocimientos tanto de las presas en estudio como de la región donde se ubica. Es importante mencionar que este proyecto es más amplio, y el modelo que aquí se presentará, para fines de la tesis, considera una sección del modelo, la referente a la falla de la cortina de la presas. De hecho, el estudio general ha sido enfocado a siete presas de tierra mexiquenses (ver Anexo D), y ha considerado la evaluación de diez variables, la descripción detallada de esto se dará más adelante.

Por ello, como parte de esta tesis solo se requirió que cada uno de los cuatro especialistas proporcionara información para cuantificar seis variables de interés, y respondiera 20 preguntas de calibración, similares a las del ejemplo ya mencionado (sobre costos por daños). Las otras cuatro variables de interés se pudieron calcular con datos estadísticos, por ejemplo las tasas de precipitación y la frecuencia sísmica de las zonas donde se localizan las siete presas. Adicionalmente, cada especialista respondió 21 preguntas para caracterizar la dependencia entre las diferentes variables en el estudio. La explicación detallada de estos aspectos se encuentra adelante, en la sección 3.3.2, y las preguntas referidas se pueden consultar en el Anexo E.

Después de aplicar el cuestionario, basado en el modelo clásico, a los expertos participantes en un taller realizado en la UAEMex en Julio de 2008, se obtuvieron los resultados que se resumen en Tabla 2.2. Los valores presentados se calcularon en un programa llamado EXCALIBUR (EXpert CALIBration), que fue desarrollado en la Universidad Tecnológica de Delft, Holanda (TU Delft).

Expertos	Puntuación de Calibración (PC)	Puntuación de Información (PI)	
		Tomando en cuenta todas las variables	Tomando en cuenta sólo las pregunta de calibración
A	0,0001381	0,92	0,83
B	3,59E-14	2,25	2,20
C	3,22E-09	1,51	1,58
D	3,57E-07	0,09	0,87
TDPG	0,0009212	0,84	0,76
TDPI	0,07164	0,30	0,33

Tabla 2.2 Resumen de indicadores del modelo clásico para los expertos de riesgos en presas de tierra del Estado de México

Como se puede observar, en la primera columna se presentan las claves de los cuatro expertos participantes en el estudio (A, B, C y D), además de los dos expertos virtuales (TDPG y TDPI, que se reitera son calculados como promedios, a partir de los datos de los expertos “reales”). En la segunda, se aprecia la Puntuación de Calibración (PC) de los “seis” especialistas, donde el TDPI, resultó ser mayor a 0,05 con un valor de 0,07164. En la práctica, PCs menores a ese valor fallarían en otorgar el nivel de confianza requerido en el estudio. En cambio, puntuaciones de calibración superiores a 0,05 son suficientes para soportar la hipótesis del modelo clásico.

De acuerdo con la misma Tabla, la combinación de opiniones de los expertos es mejor que la de cada uno individualmente. Tanto el TDPG como el TDPI alcanzaron una calibración mayor que la de cada especialista por separado. Comúnmente la PC del TDPG es mayor que la del TDPI, sin embargo aquí se presentó el caso inverso. De esta forma, el TDPI supera el nivel de confianza mínimo requerido en el enfoque (0,05), y es por lo tanto el que será usado en los cálculos posteriores.

La tercera y cuarta columnas presentan la Puntuación de Información (PI) de los expertos para todas las variables, y para cuando sólo se toman en cuenta las preguntas de calibración. El análisis de los datos muestra que el experto más informativo (B), es también el más bajo en la calibración. Éste ha sido un patrón recurrente en estudios anteriores (ver Morales-Nápoles y Cooke, 2008).

Pese a que el TDPI fue el mejor calibrado en el ejercicio, resultó ser también el menos informativo. No obstante, se reitera que es el único que excede el nivel de significancia requerido, por lo que el resto del análisis se realizará con base en los resultados de este tomador de decisiones. Las seis variables de interés mencionadas anteriormente, han sido tomadas en cuenta como distribuciones marginales en el modelo de cuantificación de riesgos en presas de tierra en el Estado de México (ver sección 3.4 más adelante para identificar las variables y el modelo). Asimismo, las distribuciones marginales y los estimadores de dependencia obtenidos en el ejercicio del JEE, serán empleados en la RB en la que se fundamenta el modelo. Pero antes, de dar paso al capítulo tres, se procede al análisis de los métodos hasta ahora descritos.

## 2.7 Análisis de los métodos

La necesidad del hombre por estimar el riesgo y la confiabilidad de las distintas estructuras que construye, ha propiciado el desarrollo de distintos métodos, procedimientos y técnicas que le ayudan a tener una mayor certidumbre de las posibles causas, consecuencias y efectos que implicaría el que una estructura falle. Como se ha señalado, el objetivo principal de la investigación es analizar el riesgo y la confiabilidad de una de las principales obras de infraestructura, las presas de tierra, motivo por el cual se han presentado algunas herramientas de evaluación.

Así, durante la revisión de la literatura se identificó que los métodos con los cuales se han analizado riesgos en presas son: (i) método del periodo de retorno, (ii) integración directa, (iii) simulación de MonteCarlo y (iv) método del primer orden del segundo momento estadístico. Adicionalmente, se detectaron las redes Bayesianas como un enfoque fresco que también puede usarse para el mismo fin. A continuación, se presentan los beneficios y limitaciones de cada una de estas metodologías.

En cuanto al método del periodo de retorno, se pueden indicar dos ventajas que lo hacen ser una herramienta ampliamente usada en la práctica profesional. Por un lado está su facilidad de uso, ya que al establecer la magnitud de un evento y su intervalo esperado de ocurrencia, se puede calcular la probabilidad de falla de una estructura directamente. Por otro lado, su interpretación resulta intuitiva, y no requiere análisis extensos ni complejos para transmitir a los ingenieros el significado de sus resultados (Aparicio, 1994). Esto se debe a que tanto el periodo de retorno como la vida de la obra se miden en años.

No obstante, también existen algunos obstáculos en su empleo. Por ejemplo, cuando no se tienen registros históricos que indiquen la frecuencia con la que se presentan los eventos de interés, las estimaciones pueden ser poco realistas (Aparicio, 1994). Tampoco puede usarse directamente como una medida del riesgo de estructuras sujetas a las acciones provocadas por un fenómeno, por lo que se tiene que convertir a una probabilidad de falla.

Asimismo, al emplear la ecuación (7) para calcular la probabilidad de falla, existe una gran incertidumbre asociada a las variables que integran las expresiones de carga y resistencia de los sistemas, que no son tomados en cuenta con este método. Por lo que el riesgo total de un sistema complejo, en el que intervienen fenómenos naturales, no debe evaluarse con este método, excepto en las etapas tempranas de diseño.

Finalmente, es importante cuestionar hasta que punto se pueden comparar los periodos de retorno de, por ejemplo, sismos y precipitaciones. Al ser eventos diferentes, se tienen que calcular distintas probabilidades de falla, lo cual puede generar confusión en los diseñadores. Pese a estos inconvenientes, el periodo de retorno se sigue usando en la actualidad y se considera importante su uso, siempre que se tenga conciencia de sus limitaciones (Marengo, 1993).

Del mismo modo, el principal beneficio de emplear el método de integración directa es que el resultado es exacto, siempre y cuando se definan de manera adecuada las funciones de distribución, ya que las ecuaciones utilizadas son sumamente sensibles. En la actualidad, incluso distribuciones complejas pueden integrarse, debido al desarrollo de la tecnología que ahora hace posible realizar procesos, que en el pasado hubieran sido imposibles por su grado de dificultad y tiempo de realización.

Anteriormente, la integración directa era sin duda inviable, porque se complicaba la derivación y la integración de las funciones de densidad, aun cuando se tuviera en mano una buena definición de dichas funciones de densidad. Pero, de nuevo, hoy en día se cuenta con herramientas de gran alcance que hacen que este problema sea mínimo.

No obstante, la probabilidad de falla evaluado con este método es sumamente sensible a la función de distribución asignada, por lo que una aproximación mal hecha ó una suposición impropia, pueden disminuir la precisión al hacer la integración directa, siendo este uno de los mayores inconvenientes al aplicar esta tecnica de análisis (Marengo, 1993).

En lo que al Método de Monte Carlo se refiere, su principal ventaja es que puede ser aplicado a problemas que no permiten soluciones analíticas directas, debido al comportamiento no lineal o complejo de las relaciones que intervienen en los sistemas analizados. Otra bondad del método es

que facilita la obtención eficiente de la probabilidad de falla, debido a que el procedimiento es una aproximación lineal, y no una estimación puntual como tradicionalmente se hace.

En contraste, tiene la limitante de depender del tamaño de la muestra y del número de simulaciones, las cuales afectan la precisión. Este problema, sin embargo, puede ser minimizado con el uso de las computadoras y programas actuales. Pese a ello, el criterio del analista juega un rol importante en el proceso de modelación, y es crucial que sepa elegir las variables a simular para obtener resultados confiables.

El empleo del método del primer orden del segundo momento es sin duda recomendable, por el grado de precisión que ofrece, ya que se basa en el número de iteraciones realizadas para obtener el valor buscado. A pesar de esto, cuenta con la gran limitante de que los datos de entrada deben de estar disponibles al momento de comenzar el análisis, situación que como ya se mencionó, en ingeniería muchas veces no es posible. Por ello, no es aplicable al caso de estudio.

Habiendo expuesto los beneficios y limitaciones de los métodos “tradicionales” de análisis de riesgo y confiabilidad en presas, se puede observar que su aplicabilidad depende de la existencia de la información necesaria, para poder generar las funciones de distribución y densidades necesarias. Así, si bien es cierto que permiten modelar matemáticamente algunos fenómenos en específico, también es cierto que no toman en cuenta la interacción con otras causas que pueden generar una falla.

En contraste, como se mencionó en este capítulo, las RB en combinación con el JEE ofrecen una herramienta con ventajas interesantes, en donde áreas del conocimiento como las matemáticas, estadística, geotecnia, hidrología e hidráulica se pueden integrar para generar un modelo representativo. De este modo, es posible conjugarlas para obtener un procedimiento multidisciplinario, que tome en cuenta datos aun cuando estos no existan en la literatura, o no se puedan obtener experimentalmente.

La aplicación de este procedimiento, como se verá en los capítulos subsecuentes, permite la actualización inmediata de la información, ahorrando tiempo y recursos humanos y financieros para la adquisición de datos. Lo anterior obedece a que los experimentos requeridos para obtener dichos datos, ya no son necesarios puesto que la información se obtiene directamente de los expertos, logrando así los ahorros citados. Partiendo de estos beneficios, en el siguiente capítulo se desarrollará de manera escrupulosa el modelo objeto de esta investigación, para posteriormente ser aplicado al caso de estudio, siete presas en el Estado de México.

## 2.8 Resumen

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 *et al*, 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.

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 cinco métodos para realizar el ejercicio de evaluación de riesgos, señalando sus bondades y limitaciones (periodo de retorno, integración directa, simulación de Monte Carlo, método del primer orden del segundo momento y redes Bayesianas). Como resultado de esta revisión, se concluye que el uso de las RBCNP y el JEE es relevante en el presente trabajo, pues satisfacen los requerimientos establecidos para alcanzar los objetivos del proyecto. No menos importante es el hecho de que su aplicación es escasa en esta rama del conocimiento, por lo que su aplicación en México es innovadora.

## **CAPÍTULO 3. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS (CASO PARTICULAR DE PRESAS DE TIERRA EN EL ESTADO DE MÉXICO)**

### **3.1 Introducción**

Las presas forman parte de la infraestructura de un país, y juegan un papel imprescindible en el desarrollo de la región donde se ubican, siendo detonadores de progreso y generando bienestar para las personas que viven en sus cercanías. La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT, 2007) reportó que México cuenta con alrededor de 4000 presas, de las cuales 2500 son de tierra y enrocamiento, representado más del 60%, cantidad que revela su importancia y motivo por el cual se han seleccionado este tipo de obras en la presente investigación para ser analizadas.

En esencia, se busca reducir la incertidumbre de falla en torno a estas estructuras, ya que su relevancia para el desarrollo del país requiere que los tomadores de decisiones conozcan el comportamiento que tendrán a lo largo de su vida útil. De esta manera, se han seleccionado siete presas ubicadas dentro del Estado de México, que servirán como caso de estudio para llevar a cabo el ejercicio de evaluación de riesgo en esta tesis. La metodología a seguir para elegir las, se basó en tres criterios: (i) edad, (ii) altura de la cortina, y (iii) material de construcción (ver el siguiente apartado donde se describe su elección con mayor detalle).

Así, en este capítulo, primero se describirá el proceso de selección de las presas bajo estudio. Acto seguido, y adoptando el procedimiento propuesto por Hanea *et al.* (2006), y los pasos sugeridos por Morales y Cooke (2008), se desarrollará un modelo matemático cuya estructura se basa en una RBCNP. Posteriormente, se presentarán las variables de interés, que serán integradas al modelo. Estas, han sido clasificadas en tres grupos: (i) factores que contribuyen a la falla de la presa (frecuencia sísmica, lluvias intensas y falta de mantenimiento), (ii) modos de falla (desbordamiento, deslizamiento de taludes, tubificación y abrechamiento), y (iii) consecuencias de falla (inundación, costos humanos, costos económicos y costos totales).

Habiendo descrito las variables que intervienen en el modelo, su cuantificación será discutida. En este sentido, se recurrió tanto a registros estadísticos (cuando existían), como a la opinión de expertos (cuando los registros no se tenían disponibles). Cabe recordar que en esta parte del proceso se ha contado con el apoyo y colaboración del M. en C. Oswaldo Morales Nápoles de la Universidad Tecnológica de Delft, Holanda, quien participó activamente en el proyecto. Por último, se presenta el procedimiento seguido para calcular las dependencias y correlaciones de rango existentes entre las variables de interés, aunque los detalles de su estimación se describirán en el capítulo siguiente.

### **3.2 Presas de tierra en el Estado de México**

El Estado de México se ubica en la zona centro del país, colindando con los Estados de Guerrero, Michoacán, Querétaro, Hidalgo, Tlaxcala, Puebla, Morelos, y el Distrito Federal. Siendo el Estado más poblado de la República Mexicana (con más de 15 millones de habitantes), existe una gran demanda de servicios (ej: transporte, agua, luz, bienes, etc), por lo que es

necesario construir y mantener la infraestructura que permita satisfacer las necesidades de sus habitantes.

En materia de presas, estudios estadísticos demuestran que las estructuras de tierra con más de 30 años de edad, y entre 15 y 30 m de altura, son las que presentan mayores índices de falla (Marengo, 2002). Por ello, se tuvo que investigar cuáles eran las presas en el Estado que cumplían simultáneamente con estos criterios de selección (edad, altura de cortina y material de construcción). Aunque las investigaciones de Marengo (2002) revelan que las presas de tierra de 5 años o menos, también fallan con cierta frecuencia, la construcción de presas nuevas en el Estado de México, con las otras características descritas (altura, material) no ha sido común en el último lustro por lo tanto, su estudio se descartó para los fines de la presente investigación.

En la revisión de la literatura, se encontró que, hasta 1976, la entidad contaba con 53 estructuras en general (SRH, 1976). De ellas, cinco (Huapango, San Antonio, Ñadó, La Loma y El Molino) fueron construidas antes de 1900, y las otras 48 durante el siglo XX. A su vez, 19 se construyeron de tierra y enrocamiento entre 1942 y 1972, por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), ahora Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

De las 19, menos de la mitad se encontraban en el rango de altura establecido. Como resultado, se identificaron siete presas, localizadas en los municipios del Estado de México, particularmente en el valle de Toluca y en las proximidades del Distrito Federal, que cumplieron con los criterios de selección, y que estadísticamente son las más vulnerables ya que otras obras con sus características han fallado en algún momento, en algún lugar del mundo (Foster *et al*, 2002). Así, las estructuras seleccionadas fueron:

1. Embajomuy,
2. San Joaquín,
3. José Trinidad Fabela,
4. Dolores (La Gavia),
5. José Antonio Alzate (San Bernabé),
6. Ignacio Ramírez y
7. El Guarda

En la Figura 3.1 se muestra su localización geográfica. Se ha colocado un número sobre la presa correspondiente, a partir de la lista anterior, para apreciar su ubicación. Estas presas servirán como base para realizar el análisis de riesgo y confiabilidad, considerando los diferentes eventos que pudieran ocasionar su eventual falla, como: los factores de contribución, los modos de falla y las consecuencias.

En la Figura 3.2 se muestra una vez más la localización geográfica de las presas seleccionadas, así como las áreas de afectación potenciales que se verían impactadas como resultado de la eventual falla de alguna de ellas. Estas variables se discutirán con detalle en líneas siguientes, pero antes, se muestra la descripción de las presas de interés. Para no interrumpir la continuidad del trabajo, solo se desarrollan dos de las siete, la presa José Antonio Alzate (San Bernabé) y La Ignacio Ramírez. La descripción de las demás presas, se puede consultar el Anexo D.



### 3. Aplicación de los métodos

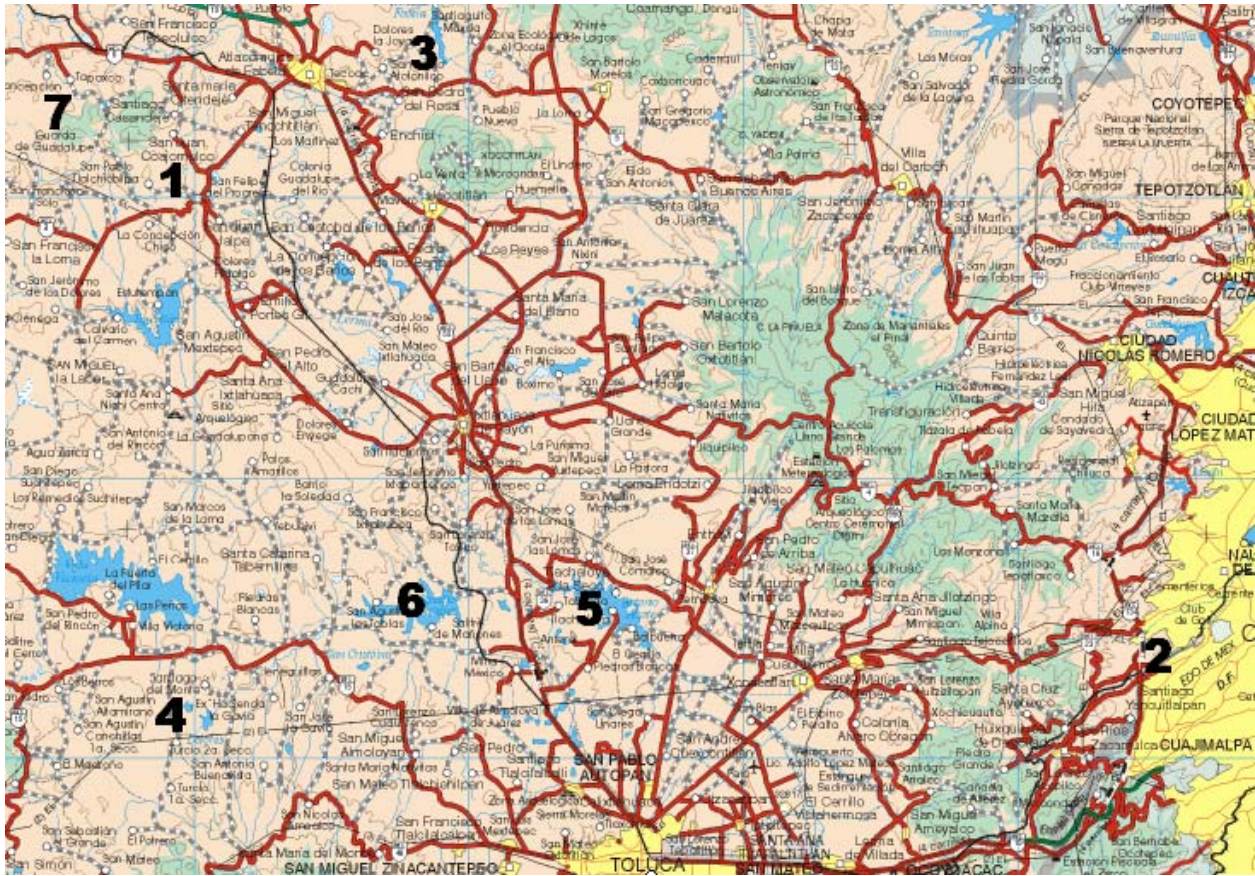


Figura 3.1 Localización geográfica de las presas bajo estudio

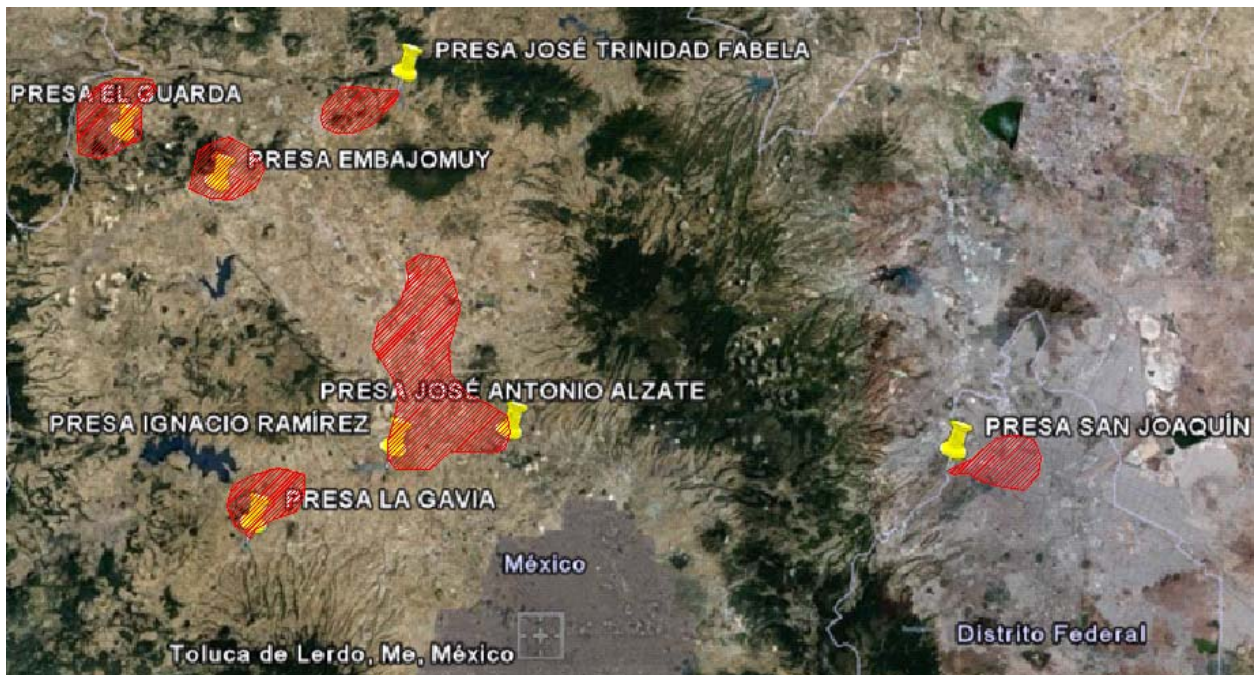


Figura 3.2 Área posible de afectación ante la eventual falla de las presas

### **PRESA JOSÉ ANTONIO ALZATE (SAN BERNABÉ)**

Localizada en los municipios de Temoaya, Toluca de Lerdo e Ixtlahuaca de Rayón, en la parte norte de la ciudad de Toluca, es una estructura cuyos propósitos iniciales fueron la irrigación, el control de avenidas y la generación de energía eléctrica. Actualmente, la función del embalse es de estabilización de las diversas descargas de aguas negras e industriales provenientes de los municipios de la región, así como el control de avenidas. La presa fue construida bajo la dirección de la SRH en 1962, beneficiando a los municipios de Almoloya de Juárez e Ixtlahuaca principalmente (SRH, 1976).

La cuenca de captación cuenta con un área aproximada de 2100 km<sup>2</sup>, siendo una de las presas más grandes de las siete estudiadas. Su cortina se forma de material granular, un corazón de material impermeable, dentellón de concreto, y esta recubierta de roca en ambos paramentos. La cortina fue desplantada sobre un horizonte de material denominado toba arcillo-arenosa. Debido a la geología del lugar, la cimentación fue diseñada para permitir el flujo del agua, por tal motivo se construyeron obras de drenaje en el cuerpo de la cortina. Esta, alcanza una altura de 24 m y una longitud de 282 m con un ancho de corona de 10 m.

En cuanto al vertedor, este se localiza en la margen izquierda siendo perpendicular a la cortina con una longitud de 75 m y una capacidad de 254 m<sup>3</sup>/s. El embalse de la estructura cuenta con una capacidad total de almacenamiento de 52,5 hm<sup>3</sup>. En la Figura 3.3 se muestra la geometría de la cortina y condiciones de diseño para la estructura, entre los que se pueden observar desde los niveles hidráulicos y taludes, hasta la disposición de los distintos materiales que forman la cortina de la presa.

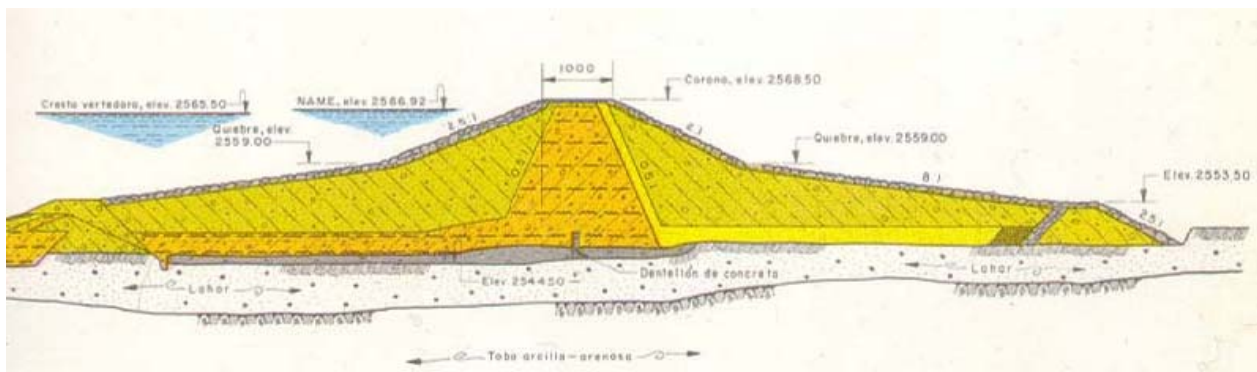


Figura 3.3 Sección transversal de la cortina José Antonio Alzate (SRH, 1976)

En la Figura 3.4 se muestran las condiciones actuales del embalse y de la obra de excedencias. Se puede comentar que el primero se encuentra contaminado con lirio acuático, ya que las descargas residuales de las fábricas de la zona han generado problemas de contaminación, afectando en ocasiones la salud de las personas que viven cerca del cuerpo de agua. De hecho, la obra de toma se encuentra obstruida por los contaminantes presentes en la zona de las rejillas, motivo por el cual es necesario realizar el mantenimiento periódico de las instalaciones.



( a ) Embalse



( b ) Obra de excedencias

Figura 3.4 Condiciones actuales de la presa José Antonio Alzate (San Bernabé)

### PRESA IGNACIO RAMÍREZ

Se ubica en el municipio de Almoloya de Juárez (zona centro del valle de Toluca). Su construcción comenzó, y fue también dirigida por la SRH en 1965, año en que fue terminada y puesta en operación, con el propósito de usar sus aguas para el riego de las zonas agrícolas de los municipios aguas abajo de la cortina. La corriente que alimenta el vaso se denomina “La Gavia”, con un escurrimiento medio anual de  $74 \text{ hm}^3$ , gasto que es captado en un área de  $550 \text{ km}^2$ . La capacidad total de diseño de almacenamiento de la obra es de  $36,3 \text{ hm}^3$ .

La cortina se constituye de materiales granulares, con un corazón de material impermeable que impide el flujo del agua, y los paramentos aguas arriba y aguas abajo se encuentran recubiertos por enrocamiento para asegurar su estabilidad. La cortina esta desplantada sobre un estrato de toba arcillo arenosa, y tiene una altura de 24 m hasta la corona, con longitud de 480 m. En la Figura 3.5 se presenta el corte de la sección transversal, donde se indican los niveles de diseño.

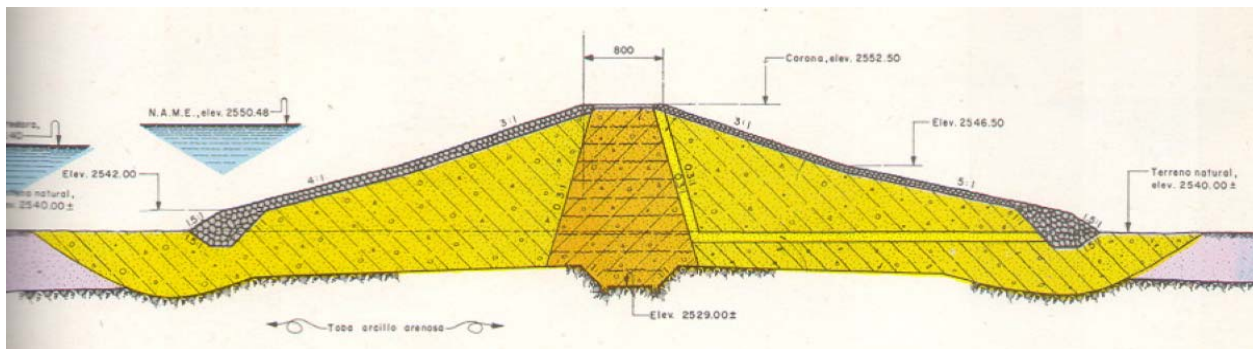


Figura 3.5 Sección transversal de la cortina Ignacio Ramírez (SRH 1976)

En lo que respecta a la obra de excedencias, se trata de un vertedor de tipo L localizado en la margen izquierda, con longitud de cresta de 13 m y con capacidad de diseño de  $65 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la Figura 3.6 se muestra el estado actual del embalse, cortina y obra de toma. El primero, al momento de la visita, se encontraba por debajo de su nivel máximo, lo cual permitió observar el paramento de la cortina aguas arriba como puede apreciarse en la fotografía de la izquierda.

Asimismo, se tuvo la oportunidad de ver el funcionamiento del canal de llamada y la obra de toma, ya que esta última se encontraba abierta pese a que las rejillas estaban obstruidas parcialmente por basura.

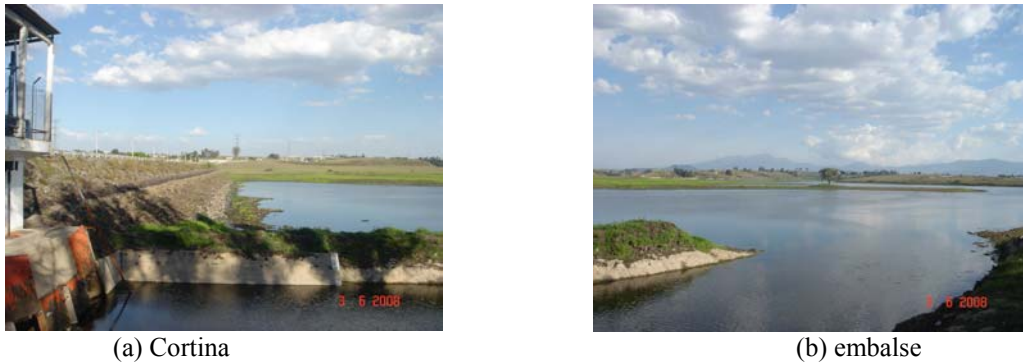


Figura 3.6 Condiciones actuales de la presa Ignacio Ramírez

A continuación se presentará la aplicación de las RB y el JEE en la construcción del modelo objeto de este trabajo de investigación.

### 3.3 Uso de las Redes Bayesianas y del Juicio Estructurado de Expertos en la elaboración del modelo

#### 3.3.1 Modelo Gráfico

Los modelos gráficos de dependencia ayudan a representar distribuciones de probabilidad multidimensional (Hanea *et al* 2006). Para lograrlo, se utilizan gráficos sencillos compuestos de nodos y arcos, que permiten observar las posibles dependencias entre las variables. Estas ideas se aclararan a lo largo del capítulo, de momento cabe mencionar que los dos pasos para representar un modelo gráficamente son: (i) colocar en los nodos a las variables de interés, y (ii) conectar los nodos por medio de arcos que representan la relación causa-efecto entre las variables. Notar que la conexión de nodos no es aleatoria, sino que responde a evidencias o hipótesis que el analista tenga sobre la relación existente entre las variables conectadas.

Para justificar el uso de modelos gráficos, se argumenta aquí que si bien es cierto que los distintos métodos de análisis de riesgo y confiabilidad analizados en el capítulo anterior son útiles, también es cierto que se limitan solo a considerar un número limitado de variables. De este modo, en ellos se ignoran los efectos, así como distintos modos de falla que se pudieran presentar conjuntamente en un mismo evento, poniendo en riesgo a la estructura. Además, algunos métodos requieren de gran cantidad de información y tiempo para realizar los cálculos correspondientes.

Por ejemplo, hasta donde el autor conoce, ninguno de los métodos estudiados podría predecir el efecto simultáneo de un sismo y una precipitación intensa, en cualquiera de las presas de interés. Es por ello que se considera apropiada la utilización de los modelos gráficos, ya que como se verá, son capaces de efectuar este tipo de análisis. Ésta condición se logra por medio del manejo

de variables aleatorias, y distribuciones de probabilidad continuas, que en ocasiones no se pueden medir fácilmente en la realidad.

Para explicar mejor la idea anterior, podría mencionarse que para cuantificar, por ejemplo, un desbordamiento, se tendría que construir un modelo a escala o bien usar la estructura real, para determinar que tanto subiría el nivel de la lámina de agua sobre la corona de la cortina durante una lluvia extraordinaria. El primero tiene asociado un costo y un tiempo de experimentación, y el segundo no es factible ya que pondría en riesgo a la población aguas abajo de la cortina, y no se tendría control sobre la situación.

Al tener estas implicaciones los experimentos, es necesario recurrir a herramientas alternas, como el JEE, que permiten tener la información deseada con alta precisión, sin necesidad de incurrir ni en gastos ni en riesgos, excepto por la inversión de tiempo requerida tanto por parte del analista como del experto para contestar los cuestionarios respectivos. Esto se menciona, ya que en el proceso de cuantificación de la red construida aquí, se hará uso tanto de datos existentes, como de algunos que no existen, como se describe a continuación.

### 3.3.2 Cuantificación de los modelos gráficos

La recolección de datos inexistentes para sustentar el modelo, no fue tarea fácil ya que el uso del JEE requiere la participación directa de expertos en el tema. Estos, por un lado, no son abundantes en la entidad, y por otro lado cuentan con agendas apretadas que les impiden dedicar mucho tiempo al ejercicio. Así, fue necesario organizar un Taller (denominado “de expertos en presas de tierra”) que permitió la adquisición de información, misma que se convirtió, a través del JEE, de opiniones y experiencia a información válida, teniendo como base el método científico. Después de identificar<sup>8</sup> y contactar a ocho expertos, cuatro finalmente tomaron parte en la investigación (ver anexo C).

Para extraer la información requerida, se diseñó un instrumento (ver anexo E), el cual está integrado por tres secciones: (i) variables de interés (6 preguntas), (ii) correlación entre variables (21 preguntas), y (iii) calibración (20 preguntas). En suma, se desarrollaron 47 preguntas con un formato similar, independientemente de si eran de interés, de correlación o de calibración. En seguida se muestra un ejemplo del tipo de cuestionamiento, al cual se enfrentaron los expertos.

*“Considere observaciones de la tasa de precipitación diaria en cualquiera de las 5 estaciones de medición de lluvia relacionadas con Villahermosa, Tabasco, desde enero de 1961 hasta junio de 1985, obtenidas con el programa ERIC II de CONAGUA. Con estas tasas se toma el promedio a lo largo de las 5 estaciones y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para la precipitación promedio diaria. ¿Cuál es el valor esperado de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?. Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre”.*

---

<sup>8</sup> Se contactó a personas que hubieran publicado artículos relacionados con el tema, o que trabajaran en dependencias relevantes como la CONAGUA, CFE, SEDAGRO (Secretaría de Desarrollo Agropecuario), organismos municipales y la propia Universidad.

Así, las respuestas posibles esperadas a la pregunta anterior, para el 5, 50 y 95 percentiles podrían ser: 0,05, 3,3 y 19,1 mm/día, siendo estos los estimadores de incertidumbre del experto. Recordar que, como se describió en la sección 2.6, el 5 percentil es el valor por encima del 5 % de los datos, el 50 percentil esta por arriba del 50% de ellos y así sucesivamente. En este caso, las respuestas significan que se esperaría que sólo el 5 % de las ocasiones se tendrían valores por debajo de 0,05 mm/día, en la mitad de ellas los valores estarían por debajo de 3,3 mm /día, y rara vez rebasarían los 19,1 mm/día. Estos tres datos permiten construir la distribución de incertidumbre acumulada, misma que se presenta en la Figura 3.7.

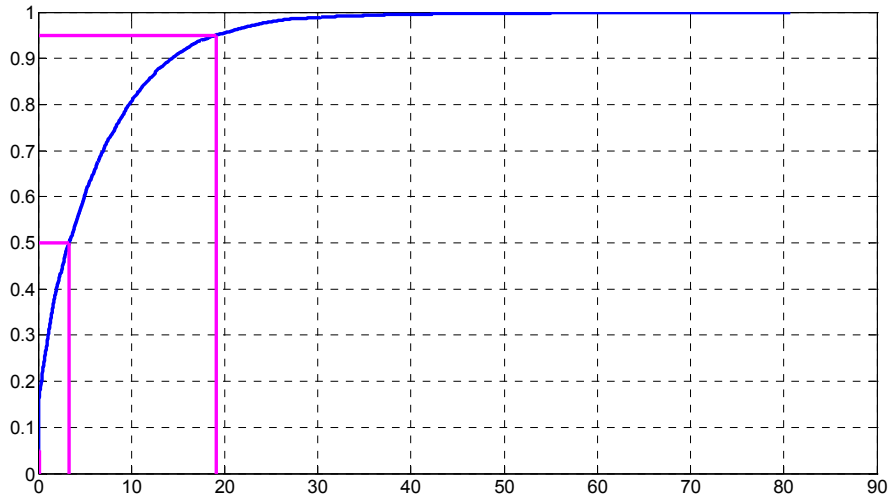


Figura 3.7 Distribución acumulada de probabilidad del promedio móvil de 7 días en Tabasco

De este modo, la información proporcionada por los expertos, permite obtener las distribuciones requeridas. Para determinar que tan precisas son sus estimaciones de las variables de interés, estas se analizan en paralelo con las variables de calibración e información. En el siguiente capítulo se presentarán los resultados obtenidos en esta etapa, así como las correlaciones de rango asociadas.

Por ahora, se continuará con la descripción de las variables que se usarán en el modelo, con especial énfasis en los factores de contribución (frecuencia sísmica, lluvias intensas y mantenimiento<sup>9</sup>), y los modos de falla (desbordamiento, deslizamiento de taludes, tubificación y brecha). En lo que se refiere a las consecuencias (inundación, costos humanos, costos económicos y costos totales), estas han sido ya descritas por Rivero (2009), por lo que se recomienda revisar su trabajo.

### 3.4 El modelo y sus variables

La estructuración de un modelo cualitativo es fundamental para la buena comprensión de un evento, en el cual intervienen distintas variables. Básicamente, el modelo presenta las relaciones que guardan dichas variables entre sí, proporcionando una idea de las causas y efectos

<sup>9</sup> La variable mantenimiento del modelo será desarrollada en la tesis de David Carlos Pérez Flores, misma que también forma parte del proyecto de investigación UAEM 2491/2007.

de distintos fenómenos. Así, el modelo aquí propuesto se basa en las RBCNP, y además de representar cualitativamente la relación entre las variables, también lo hace cuantitativamente.

Durante su construcción, se tomaron en cuenta los siguientes criterios (Delgado, 2006):

1. Sencillo: fácil de interpretar por parte de los interesados en el tema (profesionistas, académicos, administradores y estudiantes),
2. Entendible: es decir, comprensible para todos los participantes en el ejercicio de evaluación del riesgo,
3. Sistemático: cuantifica metodológicamente la distribución de probabilidad de las variables consideradas y, por tanto, las respectivas consecuencias del colapso de una presa,
4. Estructurado: presenta claramente las variables que influyen en la falla de una presa de tierra, y los vínculos entre ellas,
5. Integral: considera la mayoría de los aspectos y variables que intervienen en el fenómeno de falla,
6. Práctico: adaptable a casos reales, y
7. Aplicable: representa las condiciones reales, y puede ser usado en la toma de decisiones de manera adecuada.

Dichos criterios sirvieron como guía para desarrollar el modelo de la Figura 3.8. Para diseñarlo, primero se revisó la literatura referente a fallas de presas de tierra (CONAGUA, 1999), la cual permitió definir las variables de interés que intervienen en su colapso. Como se puede observar, el modelo se encuentra dividido en tres niveles, cada uno correspondiendo a los factores de contribución, modos de falla y consecuencias respectivamente (de arriba hacia abajo). En la figura estos se pueden distinguir por el color de los nodos.

De esta forma, en el primer nivel se encuentran los factores que contribuyen a que se presenten los modos de falla en una presa. Las variables consideradas son: (i) frecuencia sísmica, (ii) precipitación y (iii) mantenimiento. Es importante insistir en que las primeras dos variables serán descritas con detalle en el presente trabajo, mientras que la tercera será abordada en otra tesis (Pérez-Flores, 2009). Por lo tanto solo se hará una descripción breve de la variable mantenimiento, para no perder de vista ni el alcance ni el objetivo anteriormente establecidos.

En el segundo nivel se encuentran los modos de falla, originados por los factores del primero, y que pueden llevar a las presas a un colapso total o parcial. Las variables consideradas ahora son: (i) desbordamiento, (ii) deslizamiento de taludes aguas abajo de la cortina, (iii) tubificación y (iiii) brecha. Es necesario mencionar que los modos de falla mencionados en este trabajo no son los únicos que pueden causar la ruptura de una presa, pero si son los modos más comunes por los cuales las presas de tierra dejan de operar como fueron diseñadas (Marengo, 1994)<sup>10</sup>.

En el tercer nivel se presentan las consecuencias de los dos niveles anteriores. Como ya se aclaró, la descripción y análisis de este conjunto de variables se brindan en otra tesis (Rivero, 2009), por lo que aquí solo se mencionan, siendo ellas: (i) inundación, (ii) costos humanos, (iii) costos

---

<sup>10</sup> Otro modo de falla es el agrietamiento, pero es más relevante para presas de concreto que para las de tierra y enrocamiento (Foster *et al*, 2000).

económicos, y (iv) costos totales. Así, las variables del primero y segundo niveles se describen enseguida.

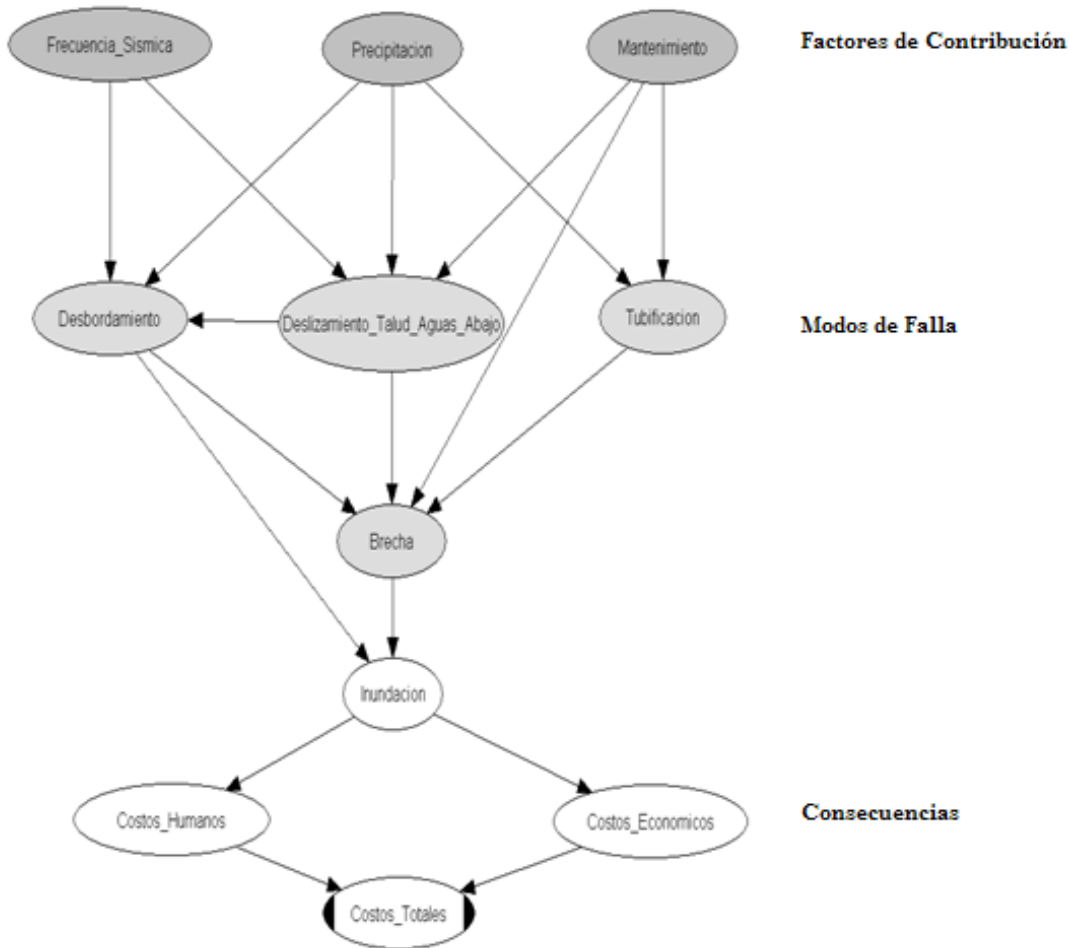


Figura 3.8 Modelo general del proyecto de investigación UAEM 2491/2007

### 3.4.1 Frecuencia sísmica

Los sismos se originan debido a la acumulación de energía en la corteza terrestre, que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra (placas tectónicas) se desplazan, generando su liberación súbitamente y llevando a situaciones inestables. Dichos desplazamientos pueden ser consecuencia ya sea de actividades volcánicas o tectónicas, que se producen principalmente en los bordes de las placas.

Aunque las actividades tectónica y volcánica son las principales causas por las que se producen los sismos, existen también otros factores que pueden originarlos, por ejemplo: desprendimientos de rocas en las laderas de las montañas, hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones, e incluso la actividad humana (ej: el lanzamiento de una bomba atómica). Estos mecanismos generan eventos de baja magnitud, que generalmente caen en el



rango de microsismos, y son temblores que sólo pueden ser detectados por sismógrafos (<5 grados Richter).

Así, el número de sismos registrados en una región y en un período de tiempo determinado se denomina frecuencia sísmica. La información recabada en el presente estudio, obtenida del Servicio Sismológico Nacional (SSN), ha permitido la construcción de las distribuciones de frecuencia necesarias. De esta manera, para la variable del modelo denominada, en este trabajo como “frecuencia sísmica”, se han considerado los eventos sísmicos mayores a 5,5 grados de magnitud en la escala de Richter, comprendidos entre el año 2000 y el 2008.

Los datos completos se muestran en el Anexo F, y corresponden a los registrados en la zona cercana a las presas de interés (Valle de Toluca). En dicho anexo, se muestra la fecha, hora, profundidad, localización, magnitud, y número de sismos mayores a 5,5 grados, así como el valor promedio de la magnitud por año registrado en la zona<sup>11</sup>. Cabe mencionar que las siete presas mexiquenses se encuentran cerca de la falla de Acambay, ubicada en la zona norte del Estado de México, siendo una de fallas más activas de la región.

A nivel internacional, México es catalogado como una de las franjas con mayor frecuencia sísmica, presentándose eventos de magnitud baja, media y alta a lo largo de un año cualquiera. Por ejemplo, se tienen registros de sismos tan devastadores como los registrados: el 30 de enero de 1973, el 29 de noviembre de 1978, el 14 de marzo de 1979 y el 19 de septiembre de 1985. Para ellos, la magnitud de intensidad rebasó los 7,5 grados, siendo el de 1985 el de mayor magnitud de 8,5 en escala de Richter (Servicio Sismológico Nacional), y causando daños incalculables en la capital del país con severas afectaciones a la infraestructura citadina.

En la Tabla 3.1 se muestra un resumen de la frecuencia sísmica por año, de los eventos registrados en el país del 2000 al 2008. Asimismo, se presenta la cantidad de movimientos clasificados por su magnitud, que va de aquellos menores a 3 grados, hasta los que alcanzaron los 8 grados (que en este periodo en particular son inexistentes).

AÑO	TOTAL DE SISMOS	SISMO DE MAGNITUD						
		< 3	3	4	5	6	7	8
2000	1052	37	463	531	18	2	1	0
2001	1344	17	704	585	32	6	0	0
2002	1688	4	879	761	40	4	0	0
2003	1324	5	729	568	18	3	1	0
2004	945	1	429	491	24	0	0	0
2005	847	1	459	373	12	2	0	0
2006	1077	0	589	464	23	1	0	0
2007	1234	0	533	670	27	4	0	0
2008	1772	4	1037	709	18	4	0	0

Tabla 3.1 Sismos reportados por el SSN, del periodo comprendido entre el 2000 a 2008

<sup>11</sup> En el anexo F se puede observar que, anualmente, el promedio de las magnitudes de los sismos va de los 5.8 a los 6.3 grados Richter. Además se aprecia que los epicentros varían geográficamente yendo de Chiapas a Baja California. Es importante recordar que, los que se ubican más cerca (ej: Michoacán y Guerrero), son los que mayor magnitud presentan en el Valle de Toluca.

Con base en estos datos, se construirá la distribución de probabilidad de la variable “frecuencia sísmica”, misma que se integrará al modelo propuesto. Los detalles serán mostrados en el Capítulo siguiente, en la sección 4.2.1. Por ahora se continuará con la descripción de las otras variables que se incluyen en el presente trabajo.

### 3.4.2 Precipitación

La precipitación es cualquier forma de hidrometeoro que cae del cielo y llega a la superficie terrestre. Mientras que en ella se incluye la lluvia, la llovizna, y el granizo, la neblina y el rocío no se consideran formas de precipitación. La cantidad de precipitación sobre un punto de la superficie terrestre es llamada pluviosidad, y para medir la cantidad de precipitación que cae en una zona se hace uso de un pluviómetro (Aparicio, 1994).

Las dimensiones de una cuenca hidrográfica son muy variadas, y para determinar que tanto llueve en ellas es frecuente que en una región se sitúen varias estaciones pluviométricas. Así, en lo que se refiere a la variable considerada en el modelo, se ha hecho uso de las mediciones registradas en las estaciones pluviométricas cercanas a las siete presas de interés. Es importante notar que, los datos históricos internacionales muestran que la ocurrencia de una precipitación extraordinaria puede motivar que los elementos de retención de agua, naturales y construidos por el hombre, sufran averías o fallen (Foster *et al*, 2000).

La mayoría de las fallas en presas han sido consecuencia de un evento de este tipo, es decir, lluvias poco frecuentes que rebasan sus capacidades de diseño, poniendo en peligro tanto vidas humanas como bienes materiales y recursos ambientales. Consecuentemente, el hombre ha requerido desarrollar distintos métodos que le permitan predecir este tipo de fenómenos, y así poder tener mayor certidumbre en cuanto a su ocurrencia.

La intensidad de la precipitación se mide en milímetros por hora, o unidades de longitud (altura) por unidad de tiempo. Cuando se trata de precipitaciones muy intensas se pueden medir, por ejemplo, en milímetros por minuto. La distribución espacial de la precipitación sobre los continentes es muy variada, así existen extensas áreas como los desiertos, donde las precipitaciones son extremadamente escasas, del orden 0 a 200 mm de precipitación por año. En el desierto del Sahara la media anual de lluvia es de apenas algunos mm, mientras que en las áreas próximas el Golfo de Darién entre Colombia y Panamá, la precipitación anual es superior a 3000 mm. El desierto de Atacama en el norte de Chile, es el área más seca de todos los continentes. La orografía del terreno influye fuertemente las precipitaciones. Una elevación del terreno provoca muy frecuentemente un aumento local de las precipitaciones, al provocar la ascensión de las masas de aire saturadas de vapor de agua. Los valores más altos de precipitación registrados en el mundo han superado los 1000 mm en un día. Estos casos corresponden a un ciclón tropical y a una lluvia monzónica, respectivamente.

En general, para determinar la cantidad de precipitación que se presenta en una cuenca, en un período determinado, se pueden utilizar varios métodos, siendo los más comunes los: aritméticos, polígonos de Thiessen y el método de las isoyetas (Aparicio, 1994). Así, para el caso de estudio, en el procedimiento que se empleó primero se obtuvieron los datos de las estaciones pluviométricas cercanas a las presas de interés, con base en el programa llamado ERIC (Extractor

Rápido de Información Climatológica), el cual cuenta con registros en México que comprende del periodo 1920 a 1998.

En segundo lugar, con estos datos de precipitación, se crearon promedios móviles<sup>12</sup> de siete días, los cuales permitieron generar las distribuciones requeridas para sustentar el modelo. Estas distribuciones y la cuantificación se presentan más adelante en el trabajo, en la sección 4.2.2.

### 3.4.3 Tubificación

El agua, al fluir a través de la tierra, genera fuerzas erosivas que tienden a empujar las partículas del suelo, arrastrándolas en la dirección del flujo. Al momento en que se produce este arrastre se dice que ha comenzado el fenómeno de tubificación, el cual forma canalículos que aumentan de diámetro conforme avanza el proceso, y donde a su vez el agua fluye con mayor velocidad. Para el caso de una presa, la tubificación normalmente comienza en el talud de aguas abajo, y progresa hacia atrás, es decir al interior de la cortina, hasta que se presenta la inminente falla de la estructura (Juárez y Rico, 1996).

Una de las características del fenómeno es el tiempo de desarrollo, ya que puede haberse iniciado al momento de poner en operación el embalse y mostrar indicios de su presencia muchos años después sin que ya se pueda remediar. En otras palabras, sin el monitoreo adecuado, los síntomas de una tubificación pueden ser imperceptibles.

Los factores que comúnmente contribuyen a que se presente la tubificación son: la insuficiencia de compactación de los materiales del talud, tipo y calidad de los materiales que componen a la estructura, y rupturas de obras como son tubos o galerías al interior de la cortina. En la práctica, se ha observado una relación directa entre la tubificación y el índice plástico ( $I_p$ ) del material de la cortina, por lo que dicho valor es un buen indicador de que tan propensa es una presa a tener tubificación (Juárez y Rico, 1996)<sup>13</sup>.

Un ejemplo de tubificación en México, se presentó en la presa de la Laguna, ubicada en el Estado de Puebla, la cual forma parte del sistema hidroeléctrico de Necaxa (Marsal, 1983). En ella, se registró la ruptura del empotramiento izquierdo a causa de diversas tubificaciones, provocando tanto orificios de gran diámetro, como la generación de diversas brechas en la cortina. Estos daños, a su vez, causaron la destrucción de caminos y el deslizamiento masivo de taludes en la región de aguas abajo.

De este modo, estadísticamente hablando, la tubificación representó la segunda causa de falla en presas de tierra en el mundo, con un 25% del total de estas entre 1964 y 1983 (Marengo, 1994). Pese a su importancia, las investigaciones en el área son relativamente escasas y el autor tuvo dificultades para encontrar datos nacionales que fueran de utilidad para generar la distribución de

---

<sup>12</sup> Un promedio móvil sirve para suavizar las distribuciones de frecuencia de un conjunto de datos. Por ejemplo, si en una semana se presentan los siguientes datos: L (0 mm/día), M (0 mm/día), Mi (0 mm/día), J (140 mm/día), V (0 mm/día), S (0 mm/día) y D (0mm/día), entonces el promedio móvil de los siete días será de 20 mm/día. Como se puede apreciar, la distribución de frecuencias: 20, 20, 20, 20, 20, 20, 20 es mas suave que la 0, 0, 0, 140, 0, 0, 0.

<sup>13</sup> Valores menores al 6% del  $I_p$  representan una baja resistencia a la tubificación, y valores mayores al 15% indican una gran resistencia a la tubificación. Recordar que el  $I_p = LL-LP$ , donde LL es el límite líquido y LP el límite plástico.

probabilidad buscada. Por ello, se tuvo que recurrir al JEE, herramienta que permitió generar la información adecuada, misma que también es expuesta en el capítulo siguiente, en el sección 4.2.3

#### 3.4.4 Deslizamiento de talud

Un talud es cualesquier superficie inclinada, con respecto a la horizontal, que adoptan permanentemente las estructuras de tierra, ya sea de forma natural o por la intervención del hombre. Dicha superficie falla, cuando se presenta un desequilibrio en la masa de tierra, que puede ser producido por el aumento de las cargas actuantes en la corona del talud, o por la disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Estas dos condiciones llevan al talud a presentar un deslizamiento del terreno hacia abajo, originado por la falta de presión confinante que existe en la superficie inclinada del talud (Juárez y Rico, 1996).

Desafortunadamente la experiencia en este tema aun es escasa, y si bien se han desarrollado modelos matemáticos que permiten generar pronósticos del comportamiento del terreno, aun hacen falta más investigaciones en el área para determinar con precisión las superficies de falla. En la práctica, este tipo de fenómenos son más frecuentes en laderas naturales que en presas de tierra. Sin embargo, en este último caso, se puede mencionar el incidente registrado en 1986, en la presa de Huangmeishan, China, donde una falla por deslizamiento de talud provocó la muerte a 19 personas.

De hecho, este tipo de falla ocupa el tercer sitio en las presas de tierra, después del desbordamiento (~ 55%) y la tubificación (~ 25%), representando el 11% de estas (Marengo, 1994). La falla por deslizamiento de talud puede presentarse en la zona del embalse, aguas arriba, o bien aguas abajo de la cortina. Cabe mencionar que, en el presente trabajo, sólo se considera la falla por deslizamiento aguas abajo de la cortina. Este tipo de falla puede deberse ya sea a efectos de sobrecarga, a estratificación del material de construcción, a la presencia excesiva de agua en la cortina, y a la combinación de estos factores.

El análisis de estabilidad de talud se basa en la estimación del Factor de Seguridad (F.S.) del terraplén analizado, concepto ya discutido en la sección 2.2.3. Para el cálculo del F.S., primero se evalúan dos aspectos: por un lado el momento resistente, y por el otro el momento motor. En segundo término, se realiza el cociente de estos dos valores, generando el factor buscado. El F.S. normalmente adopta valores mayores a 1,5, sobre todo cuando el talud construido es de carácter permanente. Por consecuencia, para el caso de presas de tierra el valor mínimo recomendable es precisamente 1,5.

En lo que se refiere a las siete presas mexiquenses, el cálculo del F.S. se realizó mediante el método sueco o de Fellenius, que trabaja con iteraciones, con base en diferentes valores de las características del talud, hasta alcanzar el nivel de seguridad requerido. En la Figura 3.9 se presenta una descripción gráfica general del método de Fellenius, para la obtención del F.S. El lector interesado, puede consultar más detalles sobre el procedimiento de análisis, remitiéndose al método sueco de las dovelas (ver por ejemplo: Juárez y Rico, 1996).

Suelo uniforme:

$$F.S = \frac{M_{resistente}}{M_{motor}} = \frac{S_u \cdot R \cdot l}{W \cdot d}$$

Si se tiene estratificación:

$$F.S = \frac{M_{resistente}}{M_{motor}} = \frac{R \cdot \sum S_{ui} \cdot l_i}{\sum W_i \cdot d_i}$$

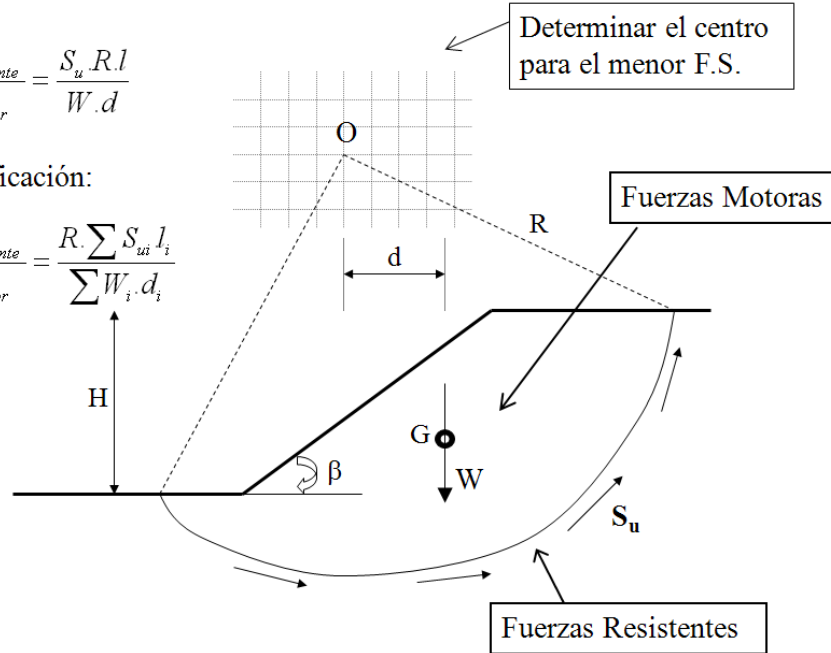


Figura 3.9 Descripción general del método de Fellenius

Donde:

- $\beta$  Ángulo de inclinación del talud
- $H$  Altura del talud
- $O$  Centro del círculo de falla (propuesto)
- $R$  Radio del círculo de falla
- $d$  Distancia del centro del círculo de falla a el centroide de la masa de suelo analizado
- $W$  Peso del suelo de la sección analizada
- $G$  Centroide de la masa de suelo analizada
- $l_i$  Espesor de la sección analizada (ancho, que se mide de forma perpendicular al plano y generalmente es unitario)
- $S_u$  Fuerza resistente

La bibliografía consultada permitió, en dos de los siete casos en el Estado de México, obtener el valor de diseño del F.S. de la memoria de cálculo de las presas bajo estudio (José Antonio Alzate -San Bernabé- e Ignacio Ramírez). En lo que respecta a las otras cinco estructuras, el cálculo del F.S. se realizó con ayuda del software Gslope versión 3,32, que emplea el método antes citado. En la Tabla 3.2 se muestran los valores de los factores de seguridad que se calcularon, así como los valores obtenidos de registros.

<i>Presa</i>	<i>Factor de Seguridad (F.S)</i>
San Joaquín	1,31
José Antonio Alzate*	1,95
Ignacio Ramírez*	1,36
El Guarda	1,93
José Trinidad Fabela	1,38
Dolores( la Gavia)	1,86
Embajomuy	1,75

\*Valores obtenidos de memoria de cálculo (SRH, 1976).

Tabla 3.2 Factor de seguridad de los siete casos de estudio

Como se puede observar tres de las siete presas tienen F.S.  $<1,5$ , pero afortunadamente siguen de pie. Con base en estos factores, en el capítulo subsecuente (sección 4.3.4), se construirá la distribución de densidad de la variable “deslizamiento de talud aguas abajo”, misma que se mide precisamente con el F.S.

### 3.4.5 Desbordamiento

Este tipo de evento se presenta, generalmente, por una mala estimación del gasto de diseño del vertedor, al considerar una avenida máxima menor a la que se debe desalojar. Otras causas comunes se relacionan con: el mal funcionamiento de la obra de toma o que este fuera de servicio, el deslizamiento de laderas aguas arriba de la cortina, sismos, oleajes producto del viento, y la liberación repentina de grandes volúmenes de agua en sistemas de presas en serie. Estas fuentes provocan el aumento del nivel del agua en el embalse, que a su vez se traduce en un excedente de agua, que se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud de aguas abajo (Juárez y Rico, 1996).

Pese a las razones naturales que pueden provocar una falla, son más bien las omisiones humanas las que más impacto pueden llegar a tener. Específicamente, en el diseño de las obras de una presa, la razón principal que genera un mal funcionamiento de sus elementos, es la extrapolación de estudios previos que no presentaron fallo en sus proyectos originales. Esta práctica se debe ya sea a la insuficiencia de información para diseñar una nueva estructura, o a la comodidad que representa hacer adaptaciones de proyectos previos similares. Como resultado, se insiste que las estadísticas mundiales sobre las causas de falla más comunes en presas de tierra, colocan al desbordamiento como la razón más importante de sus colapsos, representando más de la mitad de las causas -55,5% del total- (Marengo, 1994). Dicho porcentaje se integra de las fallas durante las dos primeras etapas del ciclo la vida de una presa: (i) construcción, y (ii) terminación, siendo en esta última donde más se presentan los deterioros.

En la investigación aquí presentada, el desbordamiento tuvo que ser cuantificado a partir del JEE, ya que no se encontraron registros sobre eventos similares en la zona de interés. Cabe mencionar que, durante las entrevistas a los expertos, dos de ellos revelaron que las lluvias del verano de 2008 habían sido muy intensas y que por lo menos una presa en la entidad (ninguna de las siete estudiadas), podría presentar desbordamientos. Hasta donde el autor conoce, no se presentó incidente alguno en ese momento, por lo que el caso no fue investigado con mayor profundidad. Al igual que las variables previas, la cuantificación del “desbordamiento” se muestra con detalle en el siguiente capítulo (sección 4.3.5).

### 3.4.6 Brecha

Se entiende por brecha una abertura transversal en el cuerpo de la cortina, provocada por el flujo de agua que transita sobre el mismo. Al presentarse en esa zona de la presa, el fenómeno ocasiona que se libere el agua y los sedimentos contenidos en el embalse súbitamente, causando afectaciones a la región aguas abajo de la obra. Incluso, puede darse el caso de que también haya afectaciones aguas arriba de la presa, ya que al haber un vaciado rápido del líquido, se pueden presentar deslizamientos masivos de laderas, que provocan derrumbes y daños al ambiente e infraestructura.

Como se puede observar en el modelo de evaluación de riesgos propuesto (ver Figura 3.8 atrás), la variable “brecha” esta relacionada, indirectamente, con las siguientes causas: “frecuencia sísmica” y “precipitación” y directamente con “desbordamiento”, “deslizamiento de taludes aguas abajo”, “mantenimiento”, y “tubificación”. En este sentido, en la literatura se han documentado fallas, en la cuales se presentaron una o varias brechas en el cuerpo de la cortina, debidas a las causas directas o indirectas mencionadas (MacDonald y Langridge- Monopolis, 1984).

En EUA, por ejemplo, la presa Teton se desbordó el 5 de Junio de 1976, provocando la creación de una brecha que liberó repentinamente el volumen de agua en ella contenida, y generando la muerte de 11 personas y de más de 13000 cabezas de ganado (USBR, 2009). Similarmente, en México se documentó una falla en la presa La Laguna en el año de 1969 producto del fenómeno de tubificación, que ocasionó la formación de una serie de brechas sobre la cortina, que iban de los 8 m a los 27 m aproximadamente (Marsal, 1983).

Así, la morfología que puede adoptar una brecha, de acuerdo con MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), es trapezoidal. La Figura 3.10 esquematiza esta configuración, siendo B el ancho superior de la brecha, b el ancho de plantilla, d la profundidad, y H la altura del dique. En general, se conservan las relaciones  $B/b \sim 1,3$ , y  $B/d \sim 3$  y el talud  $k \sim 3$ . La primera relación ( $B/b$ ) es inversamente proporcional a H. El tiempo de falla es, en general, menor a tres horas, y en más de la mitad de los casos en los que se basó el presente estudio, duró menos de 90 minutos.

Las propiedades mencionadas respecto a la formación de una brecha, en especial la que considera el tiempo de falla, no han sido incluidas en el proceso de cuantificación de este trabajo. Así, el análisis de la variable de interés dentro del modelo propuesto, busca determinar el ancho promedio de la brecha formada correspondiente a las siete presas bajo estudio, haciendo uso de los parámetros mencionados, mediante el método descrito por Wahl (1998). Las estimaciones realizadas con dicho método, sirvieron para construir la distribución de probabilidad, que sirven para sustentar el modelo propuesto.

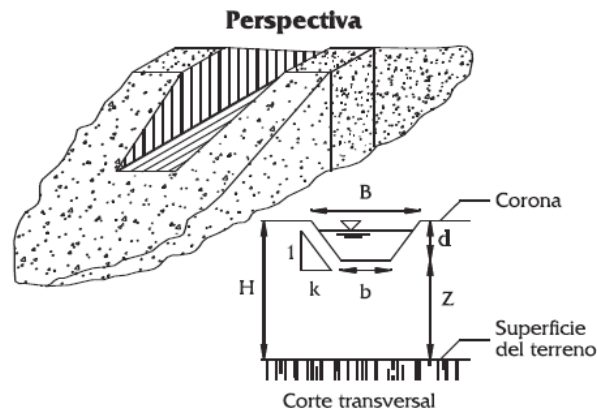


Figura 3.10 Morfología de la brecha (Wahl, 1998)

Antes de pasar al apartado de correlaciones de rango, en la Tabla 3.3 se describen las variables restantes que, como ya se mencionó, también forman parte del modelo general del proyecto, pero no del alcance de esta tesis.

<i>Variable</i>	<i>Descripción</i>	<i>Origen de la información</i>	<i>Unidades</i>
<b>Mantenimiento</b>	Es el número de años entre las actividades de mantenimiento, que se requerirían para conservar a las presas en óptimas condiciones (como nuevas).	JEE	Número de años entre mantenimientos
<b>Inundación</b>	Es el nivel de la lámina promedio de agua por día, aguas abajo de la Cortina, durante su eventual falla.	JEE	mm/día
<b>Costos Humanos</b>	Están relacionados con los costos públicos y privados, a lo largo de un período de tiempo equivalente a la esperanza de vida promedio restante de la población afectada, debidos a todos los posibles daños y perjuicios, pérdidas de vida y salud, causados por una inundación, consecuencia de la falla de una presa.	JEE	\$ pesos actuales
<b>Costos Económicos</b>	Se refiere tanto a los costos públicos como privados, debidos a todos los posibles daños en la infraestructura (por ejemplo, escuelas, hospitales, puentes, carreteras, sistemas de transporte), los campos (por ejemplo, granjas, cultivos), la vivienda, abastecimiento, comercios y centros de entretenimiento, a causa de una inundación, consecuencia de la falla de una presa.	JEE	\$ pesos actuales

Tabla 3.3 Variables de interés no consideradas en el trabajo de tesis

### 3.5 Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango

El conocimiento previo de las variables expuestas en el apartado anterior, permitirá desarrollar de manera adecuada la descripción de la dependencia, las correlaciones de rango y las correlaciones condicionales de rango. En línea con el concepto estadístico de correlación, el grado de dependencia existente entre dos variables puede expresarse por medio de un coeficiente que asume valores dentro del rango de -1 a 1.

La correlación de rango puede ser cuantificada por medio de tres distintos métodos. El primero emplea escalas predeterminadas, donde el experto expresará su incertidumbre acerca de las dependencias entre dos variables, con base en un rango previamente establecido por el analista. El principal problema con este enfoque es que predispone al experto, ya que tiene que brindar un valor en el rango especificado.

El segundo, hace uso de aproximaciones probabilísticas. Aquí, los especialistas son cuestionados sobre un conjunto de probabilidades, una probabilidad condicional, o una probabilidad de concordancia entre las variables de interés. Después, mediante una transformación a rangos de correlaciones, los resultados se emplean por el analista. Por último, se tiene la aproximación condicional de rango, en la que el experto se enfrenta a información de una de las variables, para que indique que relación tiene esta con otra. El lector interesado puede encontrar más detalles en Morales *et al*, (2008a)

Todos ellos son útiles en función de la necesidad que desee satisfacerse. Para efectos del presente estudio, el método más apropiado resultó ser el tercero (aproximación condicional de rango), ya que permitirá obtener de los expertos el grado de influencia de una variable sobre otra (ej: el grado de influencia del deslizamiento de taludes aguas abajo en el desbordamiento). Para extraer la información, se empleó el instrumento de recolección de datos (ver Anexo E), mismo que contiene una sección destinada a preguntas de correlación, permitiendo a los expertos expresar su incertidumbre con respecto a las variables de análisis. Un ejemplo de la estructura de las preguntas se presenta enseguida:



“Considere una situación en la que la variable deslizamiento, se encuentra por encima de 1.66 (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que el desbordamiento (mm) se encuentre por arriba de \_\_\_\_\_ (su mediana)?”

$$P(\text{Desbordamiento (mm)} \geq \text{mediana} = \text{_____} \mid \text{Deslizamiento} \geq 1.66$$

Con base en las respuestas de los especialistas a este tipo de preguntas, se construyen las curvas de distribución condicional para cada arco (flecha) del modelo. Para ejemplificar esto, en la Figura 3.11 se muestra una de estas curvas, donde en el eje abscisas se localiza el valor del coeficiente de correlación entre dos variables (a y b, que pueden ser desbordamiento y deslizamiento), mientras que en el eje de las ordenadas se tiene la probabilidad. Como se puede apreciar, el eje horizontal va de -1 a 1, mientras que el vertical de 0 a 1.

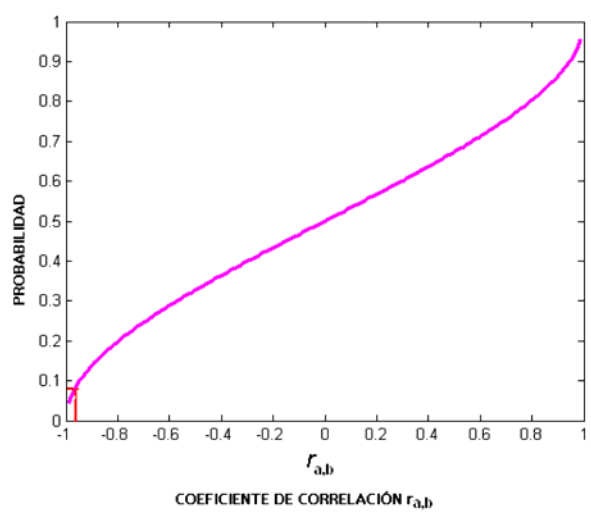


Figura 3.11 Curva normal condicional (nodos a y b)

El valor de la correlación entre las variables se determinará con base en la probabilidad emitida por el experto y la curva de distribución respectiva. La interpretación de los valores determinados en la etapa actual, se hará conforme a lo descrito en la sección 2.4 del capítulo anterior. Mientras que el análisis cuantitativo de los valores, se realizará en el capítulo siguiente, en el apartado 4.4.

### 3.6 Resumen

La elaboración de un modelo de evaluación de riesgos y confiabilidad en presas de tierra, tiene como finalidad representar las condiciones reales que conducen a la falla de estas estructuras en la práctica. Por ello, se ha tomado como eje rector el hecho de que el modelo este lo más apegado a la realidad, para poder “predecir” el comportamiento de la presa ante la presencia combinada de eventos, y finalmente reducir la incertidumbre de las consecuencias esperadas. Lo anterior, con el espíritu de poder tomar medidas preventivas oportunamente que eviten que los propietarios de las presas incurran en gastos por daños, que se pudieron evitar.

Para lograrlo, ha sido necesario seleccionar un método que garantice la representatividad de los fenómenos de interés, y que considere el mayor número de variables que intervienen en la secuencia de eventos que conducen a la falla. La revisión de la literatura reveló la existencia de un conjunto de herramientas para conseguir los requisitos antes mencionados (RBCNP y JEE). Así, en este capítulo se han presentado algunos detalles sobre estas técnicas, se han descrito dos de las presas bajo estudio, y se ha presentado el modelo y sus variables.

El conocimiento correcto de las últimas, así como la estimación de las relaciones existentes entre ellas han permitido actualizar el modelo, que ha pasado de ser una representación cualitativa, a ser una cuantitativa. Aunque en esta parte del trabajo solo se ha marcado la ruta a seguir para lograr dicha cuantificación, en el capítulo siguiente se analizan minuciosamente los resultados del modelo, partiendo de la descripción de las distribuciones de probabilidad a él integradas, y que se estimaron ya sea mediante datos estadísticos o aquellos proporcionados por los expertos en la materia.

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1 Introducción

El análisis de las distintas estructuras que edifica el ser humano para su beneficio, al verse expuestas a diversos fenómenos naturales o humanos, a lo largo de las etapas de su vida, requiere de herramientas que permitan determinar sus niveles de seguridad. Debido a que dichos fenómenos ponen en riesgo las inversiones realizadas, así como los servicios que brindan las obras, es importante cuantificar las consecuencias potenciales de falla, para tomar medidas preventivas que permitan minimizar los efectos de las solicitaciones a que se ven sometidas las estructuras.

En general, los eventos que se presentan y afectan a una obra, no pueden ser controlados por el ser humano. Por tal motivo, es necesario predecir en la medida de lo posible, el comportamiento estructural que se presentará ante la ocurrencia de un fenómeno. En este sentido, se han desarrollado métodos, procedimientos y técnicas para la cuantificación de las fuerzas a las que se ven expuestas los distintos tipos de estructuras, teniendo como principal objetivo la mitigación de riesgos. Algunas de ellas han sido ya analizadas en los capítulos precedentes.

Además de aplicar las herramientas, es determinante entender los resultados, ya que de su correcta interpretación dependen las decisiones relacionadas tanto con la seguridad, como con la durabilidad de la estructura. Así, en el presente capítulo se realiza el análisis de los datos obtenidos mediante el modelo propuesto y, se muestra que la aplicación simultánea del JEE y las RBCNP es de gran utilidad para soportar la toma de decisiones relacionadas con la administración de riesgos.

### 4.2 Análisis de Resultados

#### 4.2.1 Redes Bayesianas Continuas No Paramétricas (RBCNP)

Las RB, como ya mencionó, son grafos dirigidos acíclicos, formados por nodos y arcos en los que se representan las variables de interés y sus correlaciones respectivamente. Los dos principales tipos de redes son las discretas y las continuas, siendo el segundo la base en la que se fundamenta el modelo aquí desarrollado. Sin más preámbulo, en la Figura 4.1 se muestra el modelo diseñado en la tesis, donde los nodos de color oscuro son las variables que se han estudiado con mayor detalle, las cuales se insiste que corresponden a los factores de contribución, y a los modos de falla.

Recordar que los nodos transparentes han sido desarrollados en trabajos paralelos, donde se describen y cuantifican detalladamente. Así, como se puede apreciar el modelo consta de 10 variables (nodos) y un nodo funcional, el cual se distingue por medio de dos marcas oscuras en sus extremos (costos totales). Dichas variables se encuentran organizadas en los siguientes tres niveles: (i) factores de contribución, (ii) modos de falla y (iii) consecuencias.

Como se enfatizó en líneas anteriores, solo se han considerado aquellas variables que, de acuerdo con las estadísticas internacionales (Foster *et al*, 2000), son significativas para predecir la

eventual falla de la cortina de una presa de tierra. La intención es realizar el análisis de riesgo y confiabilidad en esas estructuras, a través de un modelo que cumple los criterios establecidos en la sección 3.4 (ej: fácil de entender, sistemático, bien estructurado, completo, práctico y aplicable).

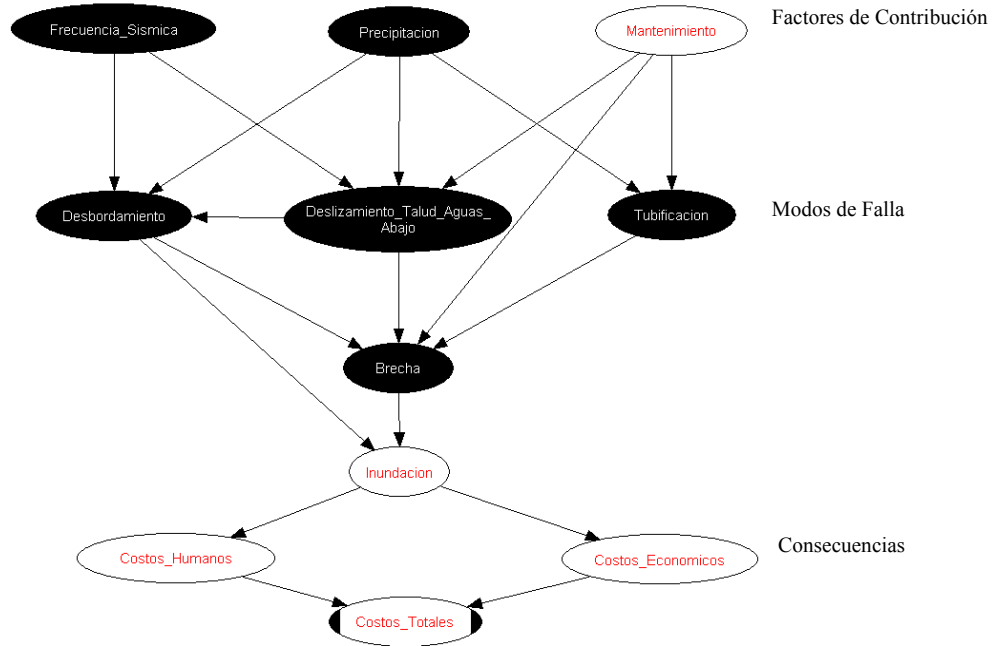


Figura 4.1 Modelo de evaluación de riesgos en presas de tierra del Estado de México

La lectura del modelo se puede realizar de arriba hacia abajo o viceversa. Por ejemplo, en el primer caso, si se parte de la variable “precipitación”, se puede continuar con la “tubificación”, luego con la “brecha”, para después continuar con la “inundación” y finalizar, eventualmente, en los costos totales. En esencia estas variables están correlacionadas, por lo que una puede conducir a otra generando una secuencia de eventos que producen la falla de la estructura, y generan costos humanos y económicos.

Lo mismo ocurre con la lectura inversa, es decir, los costos totales pueden provenir de una inundación provocada por un desbordamiento, que resultó de una ola producida por un sismo en el embalse. Hasta ahora, solo se ha presentado la parte cualitativa del modelo, sin embargo, en las siguientes secciones se resumen los resultados de su cuantificación. En primer lugar se aborda el caso del JEE.

#### 4.2.2 Juicio Estructurado de Expertos (JEE)

El primer paso para llevar a cabo el ejercicio, fue identificar a los expertos en el tema, para después invitarlos a formar parte del grupo de peritos. Aunque se ubicaron ocho, por cuestiones laborales o personales sólo cuatro especialistas en seguridad de presas de la localidad tomaron parte en la investigación (ver Anexo C). Para extraer la información, fue necesario organizar un *taller de expertos* en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería, donde ellos

proporcionaron datos para cuantificar las variables de las que no se tenían registros accesibles, así como su valiosa opinión respecto al modelo, lo cual permitió enriquecerlo.

El taller se dividió en cuatro partes: (a) presentación introductoria al JEE, (b) aplicación de preguntas de calibración e información, (c) aplicación de preguntas de interés y correlación, y (d) generación de curvas de probabilidad. Para realizar el ejercicio se elaboró el cuestionario que se encuentra en el Anexo E. Mientras que en la primera etapa se requirió la presencia de los expertos en las instalaciones de la Universidad, en las otras tres el autor tuvo que acudir a las oficinas de los especialistas, para recabar la información que no se recolectó durante el taller. La fragmentación del taller tuvo la finalidad de evitar que las respuestas de un perito influenciaran las de los otros durante el taller.

El manejo correcto de la información recabada por medio del JEE, permitió conocer los indicadores del modelo, mismos que se presentaron en la Tabla 2.2, aquí reproducida como Tabla 4.1, junto con los valores correspondientes. De nuevo el cálculo de estos parámetros se realizó con ayuda de un software denominado EXCALIBUR (Expert Calibration), desarrollado en TU-Delft, el cual procesa la información emitida por los expertos.

Expertos	Puntuación de Calibración (PC)	Puntuación de Información (PI)	
		Tomando en cuenta todas las variables	Tomando en cuenta sólo las pregunta de calibración
A	0,0001381	0,92	0,83
B	3,59E-14	2,25	2,20
C	3,22E-09	1,51	1,58
D	3,57E-07	0,09	0,87
TDPG	0,0009212	0,84	0,76
TDPI	0,07164	0,30	0,33

Tabla 4.1 Indicadores para los expertos, resultado de la aplicación del JEE<sup>14</sup>

En la tabla anterior se pueden observar los valores de; (i) calibración, (ii) información tomando en cuenta todas las variables, e (iii) información considerando sólo las preguntas de calibración correspondientes a cada experto. Se reitera que los cuatro expertos fueron designados como A, B, C y D, sin seguir algún orden o criterio específico, con el objeto de mantener su confidencialidad. Hubo además dos expertos virtuales, denominados TDPG (Tomador de Decisiones por Pesos

<sup>14</sup>Las RBCNP s Cabe aclarar que el modelo no está limitado a variaciones de la variable precipitación, sino que también se pueden manipular las otras (ej: frecuencia sísmica, mantenimiento, tubificación y deslizamiento), para tener un panorama general de los riesgos asociados a dichos eventos.

on una herramienta exacta, es decir, que los resultados que producen tienen asociados un 0% de error. Sin embargo, la confiabilidad de los resultados que producen depende de la información que se utilice durante el procesamiento de datos. Esto significa que si la información ingresada a una RBCNP es incorrecta, los productos generados por dicha red también serán incorrectos (aunque exactos). En el presente estudio, el JEE condujo a los resultados de la Tabla 4.1, donde se aprecia que sólo el TDPI cumple con el nivel de significancia requerido ( $\alpha=0,05$ ) para la puntuación de calibración. Como se discute en esta sección, ninguno de los expertos en forma individual obtuvo una puntuación en este rubro igual o superior al valor establecido. Esto es común en los ejercicios del JEE, y puede deberse a cualquiera de las dos causas siguientes: (i) que las preguntas de calibración diseñadas por el analista se alejen de los conocimientos de los expertos participantes, y/o (ii) que el perito desconoce las respuestas a los cuestionamientos, a él planteados. Así, la puntuación de calibración podría ser usada como una medida del “error” de cada especialista.

Globales), y TDPI (Tomador de Decisiones por Pesos Iguales), que son el producto de la combinación de las respuestas obtenidas de cada participante (ver sección 2.6 para más detalles). Los expertos virtuales tienen la función de generar curvas de probabilidades, que toman en cuenta la opinión de todos los peritos, y no se enfocan sólo en las propuestas por uno de ellos.

Al analizar las puntuaciones de los expertos (Tabla 4.1), se observan valores bajos en general, ya que para considerar que tienen un nivel aceptable de confianza, el indicador PC debe ser mayor de 0,05. En caso contrario, la opinión del experto no debe ser considerada como confiable. Cabe notar que eso no significa que el perito no conoce el tema, sino que sus respuestas a las preguntas de calibración no fueron del todo precisas.

También en la Tabla 4.1, se puede apreciar que los indicadores de los expertos “virtuales” en las PC, son mayores que la de los expertos “reales”, si bien resulta interesante ver que los primeros son los menos informativos. Habiendo analizado estos aspectos, se decidió emplear los resultados del TDPI como válidos, ya que fue el único experto que en las PC superó el nivel requerido ( $0,07164 > 0,05$ ). En consecuencia, los resultados subsecuentes se originan con base en la información generada por el TDPI.

### 4.3 Distribuciones Acumuladas de Probabilidad

En seguida se presenta la obtención y el análisis de las distribuciones de probabilidad para las variables de interés, caracterizándose todas ellas por ser no Paramétricas<sup>15</sup>, y dos (tubificación y desbordamiento) por tener su origen en la información de los expertos. Es importante mencionar que dichas distribuciones fueron construidas con la ayuda del software UniNet. La descripción general de las variables fue realizada en el capítulo anterior, por lo que en esta sección sólo se analizarán las gráficas de distribución acumulada de probabilidad.

#### 4.3.1 Frecuencia Sísmica

La manera de caracterizar esta variable será mediante el número de sismos mayores o iguales a 5,5 grados en escala de Richter, registrados por año, con algún efecto en la región de interés. Se ha elegido esa magnitud, ya que son los sismos que la superan los que pueden provocar la eventual falla de la cortina de una presa de tierra. De esta forma, en la Figura 4.2 se muestra la distribución acumulada de probabilidad correspondiente a la variable frecuencia sísmica.

Como es evidente, se obtuvieron los siguientes valores: 3,63, 6,47 y 10,49 que corresponden a los percentiles 5, 50 y 95 respectivamente. La interpretación de estos números revela que los expertos consideran que el 5% de las ocasiones se presentarán menos de 3,63 sismos mayores o iguales a 5,5° Richter al año en la región donde se ubican las presas. De igual manera, el 50% de las veces se tendrán menos de 6,47 eventos mayores o iguales a los 5,5° Richter por año, y se esperaría que el 95% de las veces se presenten menos de 10,49 eventos mayores o iguales a los

---

<sup>15</sup> Las Distribuciones Paramétricas como la normal, pueden definirse completamente con base en parámetros como  $\mu$  y  $\sigma$ . En contraste, las No Paramétricas pueden adoptar cualquier forma y no responder a parámetros conocidos a priori.

5.5° Richter al año. Esto significa que sería poco probable que en un año cualquiera se presentaran más de 10,49 sismos con intensidad mayor o igual a 5,5° Richter.

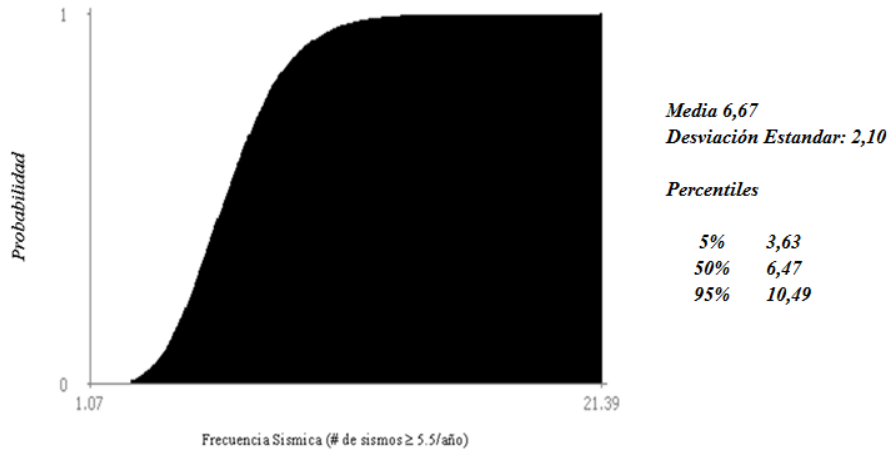


Figura 4.2 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “frecuencia sísmica”

Notar que los valores de la media y desviación estándar son 6,67 y 2,10 respectivamente, lo cual indica que es común que se tengan cuando menos entre 6 y 7 movimientos telúricos por año, con magnitudes superiores a la establecida.

### 4.3.2 Precipitación

De manera similar, en la Figura 4.3 se muestra la gráfica de distribución acumulada de probabilidad correspondiente a la precipitación, dicha variable fue definida por los milímetros de lluvia promedio por día que caen en las cuencas de las presas de interés. La gráfica se lee de la siguiente manera, en el eje de las abscisas se representa la precipitación promedio diaria medida en mm/día, mientras que en el eje de las ordenadas se tiene la probabilidad de ocurrencia del fenómeno.

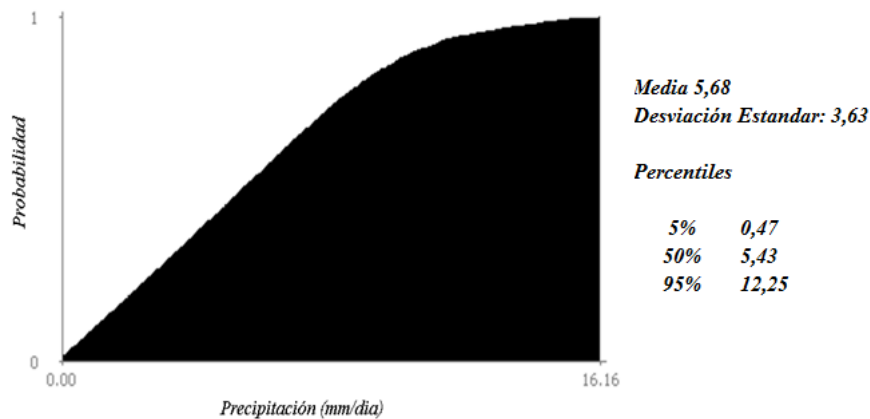


Figura 4.3 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “precipitación”

Como se puede observar, los valores calculados de los percentiles 5, 50 y 95 son 0,47, 5,43 y 12,25 mm/día respectivamente. Al igual que en el caso de la variable anterior, la interpretación de los datos indica que los expertos consideran, en promedio, que el 5% de las veces se presentaran

precipitaciones menores a 0,47 mm/día, el 50% de las ocasiones las precipitaciones serán menores de 5,43 mm/día, y el 95% de las veces la precipitación no excederá los 12,25 mm/día.

Asimismo, se puede afirmar que muy rara vez se registrarán precipitaciones mayores a 16,16 mm/día, siendo este el valor máximo calculado por el modelo. En el mismo tenor de ideas, los valores para la media y la desviación estándar son: 5,68 y 3,63, de donde puede intuirse que el promedio de precipitación registrada para las cuencas de interés es 5,68 mm/día.

### 4.3.3 Tubificación

Para medir la tubificación presente en el cuerpo de la cortina de la presa, se empleó el gasto que transita a través de ella, medido en lt/seg. Cabe mencionar que este fenómeno también se puede presentar en la cimentación, pero la literatura reveló que es la cortina el elemento más susceptible de verse afectado por esta razón (Foster *et al*, 2000). Así, en la Figura 4.4 se muestra la gráfica de la distribución acumulada correspondiente a la tubificación, obtenida con la ayuda del programa UniNet. El volumen de agua, caracterizado como la tubificación, se gráfica en el eje *x*, y en el eje *y* la probabilidad de que el fenómeno se presente, estimada con base en la opinión de los expertos.



Figura 4.4 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “tubificación”

De este modo, los valores mostrados a la derecha de la gráfica anterior, corresponden respectivamente a los percentiles 5, 50 y 95, es decir, 2,73E-05, 0,202 y 94,97, y se interpretan de la misma forma que los dos casos anteriores.

### 4.3.4 Deslizamiento de Taludes

Esta variable fue caracterizada por medio del F.S., factor calculado para cada presa de interés. En la Figura 4.5 se observa la distribución acumulada de probabilidad correspondiente al deslizamiento de talud, en esta ocasión adimensional.

Los valores que se muestran en la figura anterior corresponden a los 5, 50 y 95 percentiles respectivamente, que son: 1,20, 1,67 y 2,04, con la misma interpretación que los casos ya expuestos.



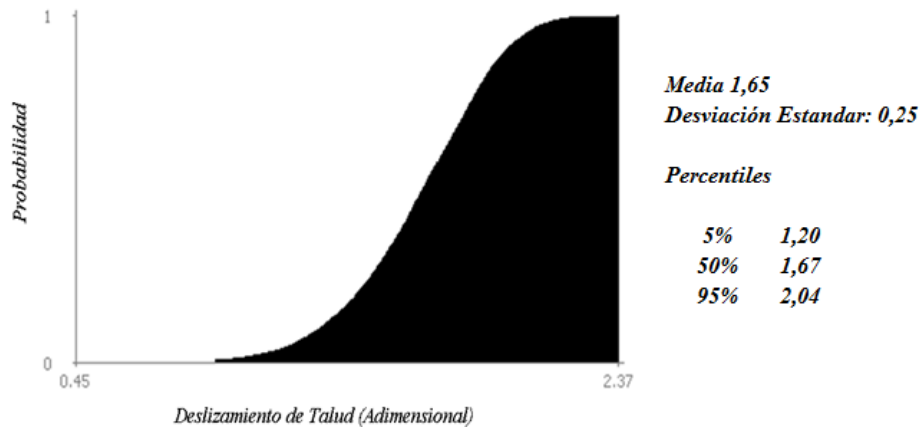


Figura 4.5 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “deslizamiento de talud”

### 4.3.5 Desbordamiento

En la Figura 4.6 se muestran los valores obtenidos después de procesar la información solicitada a los expertos, para la variable correspondiente al desbordamiento. Se cuantificó en milímetros, medidos a partir de la corona de la cortina (el nivel del agua del embalse localizada en la cota de la corona significa que se tiene una altura de lámina de agua igual a cero), con el fin de medir la elevación promedio de la lámina, que se presentaría al ocurrir un eventual desbordamiento sobre la cortina.

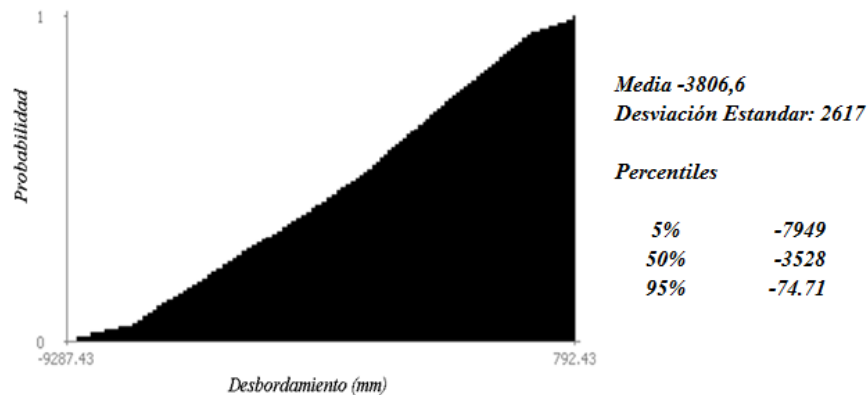


Figura 4.6 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “desbordamiento”

Los valores mostrados en la figura corresponden a los percentiles solicitados a los expertos, es decir, 5, 50 y 95. Dichos percentiles corresponden a las cuantías -7949, -3528 y -74,71. Como puede observarse, los valores calculados son negativos lo que significa que el nivel del agua estará normalmente por debajo de la cota de la corona.

En lo que se refiere a la interpretación, se puede afirmar que los expertos consideraron que, en promedio, para el 5% de los eventos presentados se tendrán valores menores a -7949 mm, es decir, cantidades que crecen en sentido negativo (ej: -8000 mm). En el mismo orden de ideas, para el 50% de los casos se presentarán valores menores a -3528 mm, y para el 95% de los eventos se presentarán valores menores a los -74,71 mm. De hecho, de acuerdo a la opinión de

los peritos, sería sorprendente que se presentaran niveles menores a -9287,43, y mayores a 792,43 (ver Figura 4.6). Notar que la media y la desviación estándar corresponden a -3806,06 y 2617 respectivamente.

#### 4.3.6 Brecha

Para finalizar el análisis de distribuciones acumuladas de probabilidad, en la Figura 4.7 se muestra la asociada a la variable brecha. Los datos cuantificados son, para cada presa, el ancho de brecha formada en la cortina, medida en metros, producto de la presencia de algún fenómeno causante (ej: sismo o lluvia intensa).

Así, los valores mostrados en la figura corresponden a los percentiles expresados por el grupo de expertos siendo: 9,68E-06; 1,32 y 44,13 respectivamente para los percentiles 5, 50 y 95. La interpretación de los valores es similar a la de las otras cinco variables presentadas.

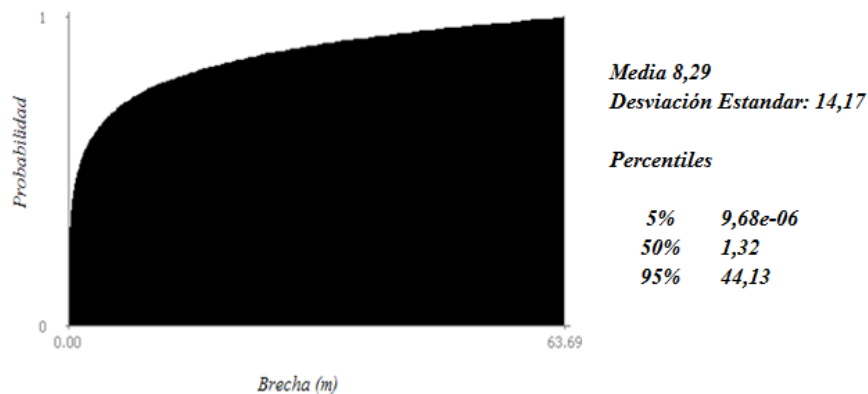


Figura 4.7 Distribución acumulada de probabilidad para la variable “brecha”

Ahora que ya se han descrito las distribuciones acumuladas de probabilidad de las variables de interés, se presentarán los resultados de las correlaciones de rango y las correlaciones de rango condicionales, que determinan la intensidad de las interrelaciones entre dichas variables.

#### 4.4 Correlaciones de Rango y Correlaciones Condicionales de Rango

Antes de continuar, es importante insistir en que el JEE permite obtener datos que se basan tanto en las experiencias teóricas como prácticas de los expertos, por medio de un instrumento elaborado para este fin. La información recabada es sometida a un proceso de validación, para que pueda ser aplicada en la elaboración de curvas de probabilidad, y gráficas de distribución acumulada, las cuales muestran la incertidumbre de los peritos en el área.

Paralelo a lo anterior, se tienen que establecer las correlaciones entre las variables, para que se utilicen en el modelo propuesto. Así, la obtención de las correlaciones de rango y correlaciones condicionales, permite determinar el grado de interrelación existente entre dos o más variables<sup>16</sup>. La sección de preguntas de correlación del cuestionario desarrollado (ver Anexo E), permite la

<sup>16</sup> La construcción de las funciones de distribución condicional de la cópula normal bivariada, vistas como función de la correlación de rangos, permiten lograr este objetivo. Para mas detalles consultar (Morales et al, 2008).

obtención de los datos de interés, como se detalló, así como la construcción de las distribuciones de probabilidad respectivas, mediante el uso de un programa desarrollado en Matlab para ese fin.

La correlación entre variables, se obtiene de la intersección entre el valor de la probabilidad obtenida, y la gráfica de la función de distribución, que definen un punto, al cual le corresponde un valor de correlación en el eje de las abscisas (ver Figura 4.8 más adelante). La obtención de la correlación se hace de manera gráfica trazando una línea vertical desde el punto de intersección sobre la curva hasta el eje de las abscisas. La intensidad del valor de la correlación dependerá del valor de la probabilidad, deducida del análisis de los datos recabados por el instrumento, y la interpretación del valor se ha descrito ya en la sección 2.5.

En la presente sección sólo se describirán las correlaciones condicionales de rango existentes entre las seis variables de interés abordadas. De nuevo, las variables incluidas en el modelo pero no consideradas aquí se pueden consultar en Rivero (2009).

En la Figura 4.8, se muestran las gráficas de las distintas funciones de distribución condicional de las variables: desbordamiento (identificada con el número 5), la frecuencia sísmica (1), la precipitación (2), y el deslizamiento de talud (4). Con esta nomenclatura numérica, se caracterizan las correlaciones de manera más sencilla, ya que por ejemplo, (5/1), se lee como la correlación existente entre las variables desbordamiento y la frecuencia sísmica. Así, la probabilidad calculada por medio del TDPI para distintas probabilidades condicionales son:  $P_{5/1}=0,30$ ,  $P_{5/2}=0,17$  y  $P_{5/4}=-0,12$ , valores que permiten obtener las correlaciones condicionales de rango. Las probabilidades anteriores permiten calcular los coeficientes de correlación de sus respectivas gráficas, los cuales son:  $r_{5/1}=0,60$ ,  $r_{5/2}=0,56$  y  $r_{5/4}=0,45$ . Las correlaciones fueron obtenidas al ingresar en la gráfica mediante el eje vertical que representa la probabilidad calculada con el JEE, y saliendo de ella a través del eje de las abscisas que simboliza el coeficiente de correlación condicional.

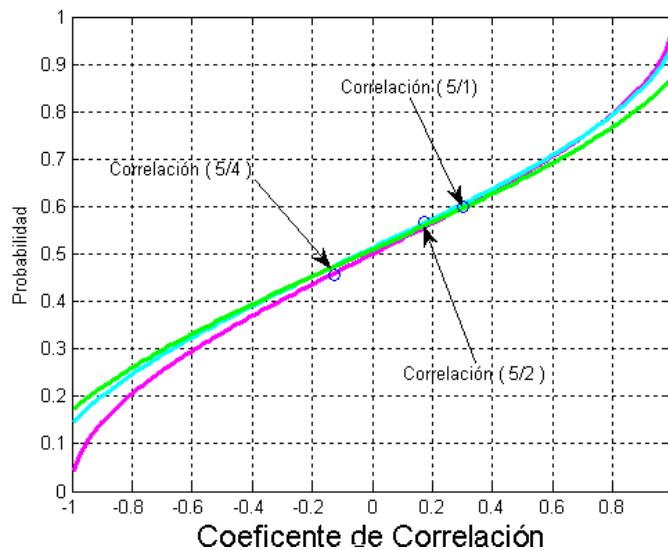


Figura 4.8 Función de distribución condicional de la variable desbordamiento (5), dadas las variables frecuencia sísmica (1), precipitación (2), y deslizamiento de talud (4)

Siguiendo los mismos pasos, la Figura 4.9 muestra las gráficas de las funciones de distribución para el deslizamiento de talud (4), dadas las variables: frecuencia sísmica (1), precipitación (2) y mantenimiento (3). Así, el valor del coeficiente de correlación condicional, y la probabilidad calculadas son:  $r_{4/1} = -0,44$ ,  $r_{4/2} = -0,32$ ,  $r_{4/3} = -0,39$  y  $P_{4/1} = 0,37$ ,  $P_{4/2} = 0,40$  y  $P_{4/3} = 0,36$  respectivamente.

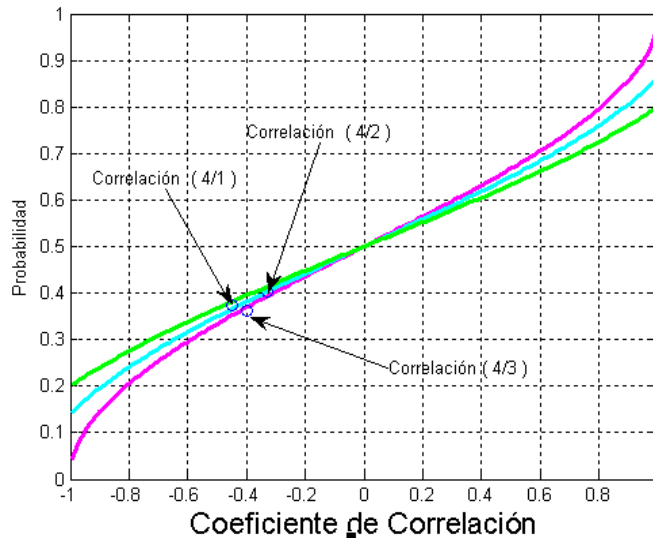


Figura 4.9 Función de distribución condicional del deslizamiento de talud (4), dadas las variables: frecuencia sísmica (1), precipitación (2), y mantenimiento (3), para la obtención del coeficiente de correlación

De manera similar, en la Figura 4.10 se muestran las gráficas de las funciones de distribución para la tubificación (6), dadas las variables: precipitación (2) y mantenimiento (3). Así, el valor del coeficiente de correlación condicional y la probabilidad calculada son:  $r_{6/2} = 0,10$ ,  $r_{6/3} = 0,17$  y  $P_{6/2} = 0,53$ ,  $P_{6/3} = 0,56$  respectivamente. El lector debe notar que, aunque el procedimiento seguido para obtener las correlaciones es similar en todos los casos, las curvas de probabilidad varían de un caso a otro. Esto se debe a que la relación existente entre las variables es diferente en todos los escenarios, es decir, el “mantenimiento” es distinto a la “precipitación” y así sucesivamente.

En el mismo tenor de ideas, en la Figura 4.11 se exponen las gráficas de las funciones de distribución para la brecha (7), dadas las variables: mantenimiento (3), deslizamiento de talud (4), desbordamiento (5) y tubificación (6). En esta ocasión, los valores de los coeficientes de correlación condicional y probabilidades fueron:  $r_{7/3} = 0,22$ ,  $r_{7/4} = -0,46$ ,  $r_{7/5} = 0,57$ ,  $r_{7/6} = 0,52$  y  $P_{7/3} = 0,61$ ,  $P_{7/4} = 0,35$ ,  $P_{7/5} = 0,67$  y  $P_{7/6} = 0,67$ .

Para finalizar la descripción de las funciones de distribución de las variables de interés, en la Figura 4.12 se observan aquellas obtenidas de las probabilidades producto del JEE, relativas a la variable inundación (8), dados los fenómenos desbordamiento (5) y brecha (7). Así, los valores de los coeficientes de correlación condicional son:  $r_{8/5} = 0,06$ ,  $r_{8/7} = 0,11$ .

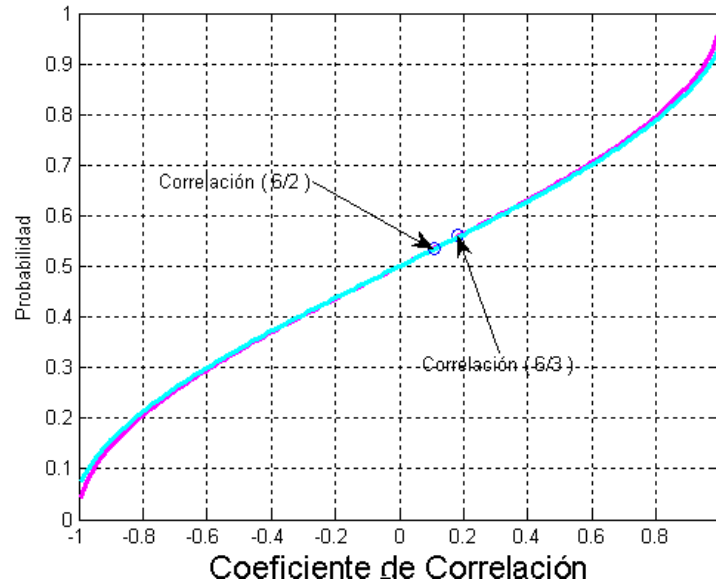


Figura 4.10 Funciones de distribución condicional de la variable Tubificación, dadas las variables precipitación y mantenimiento, para la obtención del coeficiente de correlación

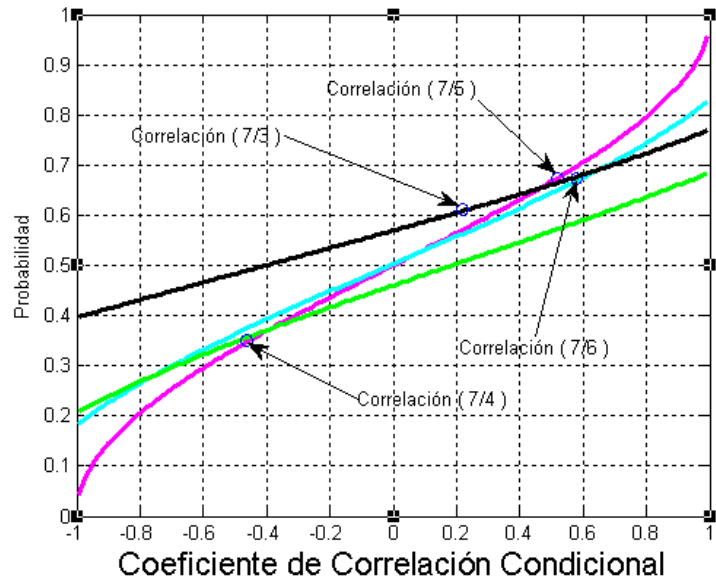


Figura 4.11 Funciones de distribución condicional de la variable brecha (7), dadas las variables mantenimiento (3), deslizamiento de talud (4), desbordamiento (5) y tubificación (6), para la obtención del coeficiente de correlación

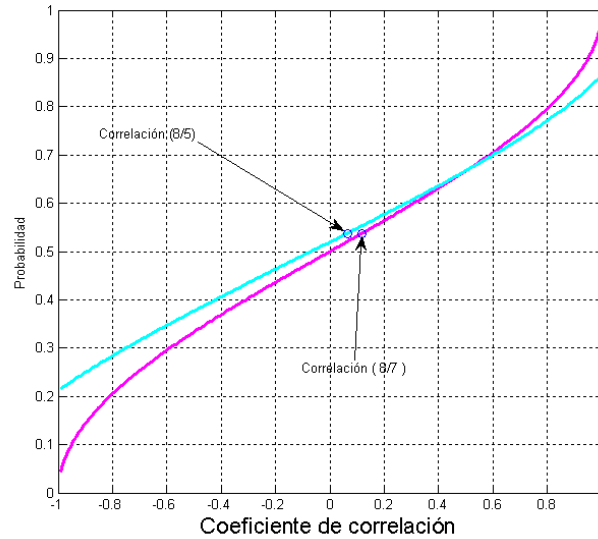


Figura 4.12 Funciones de distribución condicional de la variable inundación (8), dadas las variables: desbordamiento (5) y brecha (7), para la obtención del coeficiente de correlación

Antes de presentar el análisis de sensibilidad, se puede afirmar que las correlaciones aquí obtenidas demuestran que los arcos (flechas) propuestos en el modelo, matemáticamente hablando, tienen un valor distinto a cero por lo que se concluye que las relaciones existen<sup>17</sup>. En términos cualitativos, más adelante se presentarán algunos casos de fallas reales en México, donde se ratifica que el modelo representa adecuadamente la secuencia de eventos que han conducido a la ruptura de presas de tierra en el país<sup>18</sup>.

#### 4.5 Análisis de Sensibilidad del Modelo

El análisis de sensibilidad permite conocer si el modelo propuesto, y los métodos empleados, realmente son representativos de los fenómenos estudiados. Para llevarlo a cabo, ha sido necesario contar con toda la información requerida por las herramientas que permitieron construirlo, desde las distribuciones de probabilidad de cada variable, hasta las correlaciones existentes entre ellas. La Figura 4.13, muestra las últimas, escritas sobre los arcos de la RBCNP.

Otra manera de presentar los nodos del modelo, es mediante histogramas. Ahora cada variable estará representada por su gráfica de frecuencias, y en el recuadro respectivo se anotan tanto la media como la desviación estándar (ver la parte inferior de los cuadros en la Figura 4.14). La finalidad de emplear los histogramas es observar, esquemáticamente, la forma que adoptan las distribuciones de probabilidad, y brindar al analista la posibilidad de identificar visualmente el comportamiento de las variables.

<sup>17</sup> Es importante notar, que en la práctica es difícil obtener correlaciones de “0”, ya que aunque dos variables sean teóricamente independientes, los cálculos producen resultados diferentes a ese valor. Por ejemplo, si se correlaciona la suma de los números de la matrícula de un automóvil con la edad del conductor, seguramente el coeficiente de correlación no equivaldrá a cero.

<sup>18</sup> De ellas, sólo una (Talpujahuá) ha ocurrido en el Estado de México. Sin embargo, para no limitar la descripción solo a una estructura, se han documentado otras a nivel nacional.

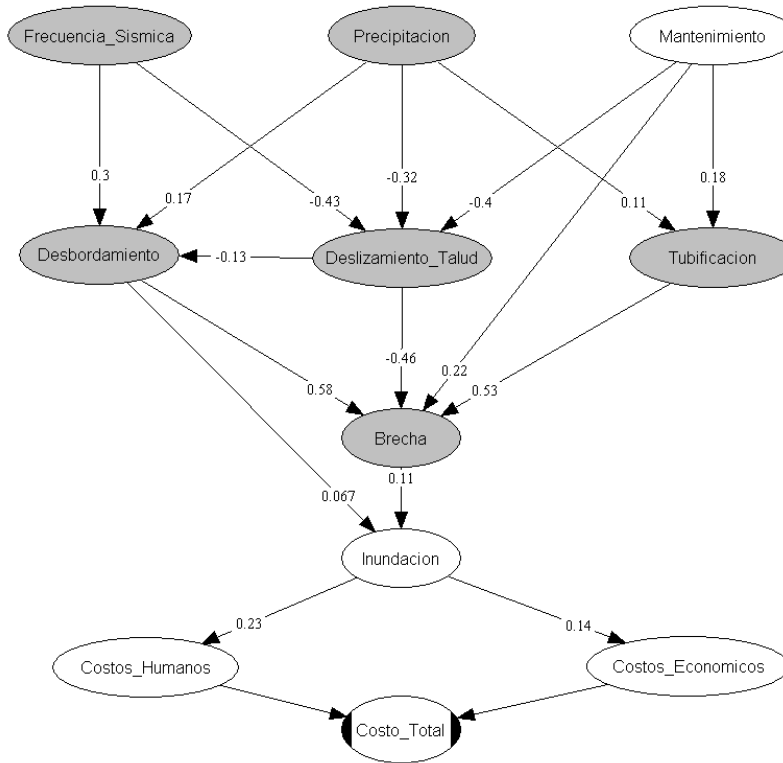


Figura 4.13 Modelo para el análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra en el Estado de México

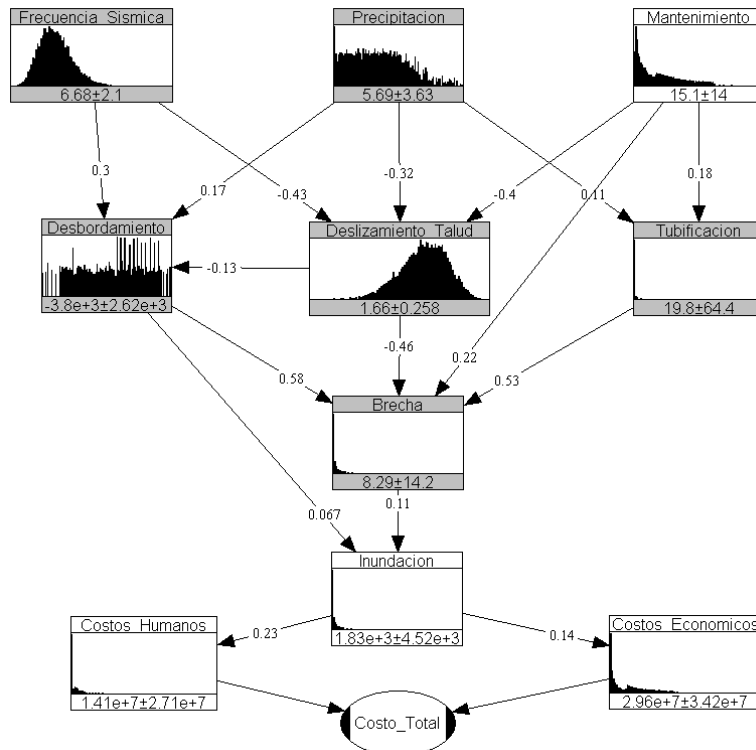


Figura 4.14 Representación del modelo de análisis de riesgo y confiabilidad en presas de tierra (RBCNP), mediante histogramas

A través de UniNet, es posible calcular la correlación existente entre cada una de las variables del modelo, con todas las demás. Así, en la Tabla 4.2 se muestran la matriz de los coeficientes de correlación del modelo.

Variable	Inundación	Frecuencia sísmica	Deslizamiento de talud	Tubificación	Precipitación	Desbordamiento	Brecha	Costos Humanos	Costos Económicos	Mantenimiento
Inundación	1	0,042	-0,043	0,042	0,033	0,115	0,113	0,228	0,138	0,023
Frecuencia sísmica		1	-0,369	0	0	0,299	0,238	0,010	0,006	0
Deslizamiento de talud			1	-0,106	-0,287	-0,128	-0,429	-0,010	-0,006	-0,400
Tubificación				1	0,105	0,017	0,528	0,010	0,006	0,180
Precipitación					1	0,200	0,221	0,008	0,005	0
Desbordamiento						1	0,493	0,027	0,017	-0,025
Brecha							1	0,027	0,016	0,327
Costos Humanos								1	0,033	0,006
Costos Económicos									1	0,003
Mantenimiento										1

Tabla 4.2 Matriz de coeficientes de correlación, generada con UniNet

Observar que los valores mostrados en el modelo gráfico de la Figura 4.14 y la matriz de correlaciones de la Tabla 4.2, no necesariamente coinciden, ya que los primeros corresponden a las correlaciones condicionales de rango, mientras que los últimos son coeficientes de correlación “simples”. Para más detalles, se recomienda consultar Hanea (2008) y Morales *et al* (2008a). De esta forma, con base en la matriz se puede afirmar que las correlaciones con valores más altos, son las de brecha dado el desbordamiento (0,493), así como la de brecha dada la tubificación (0,528), lo cual significa que las suposiciones hechas para desarrollar el modelo son consistentes con los números obtenidos. Es decir, la brecha está “fuertemente” correlacionada tanto con el desbordamiento como con la tubificación, tal como lo describen las estadísticas nacionales (Marengo, 2002), e internacionales (Foster *et al*, 2000).

Una vez obtenidos los datos e información necesarios, se puede llevar a cabo un ejercicio para probar el modelo con los datos “reales” de las presas bajo estudio. En general, para caracterizar cada una de las siete, se tienen que tomar los valores conocidos de las estructuras, para sustituirlos en el modelo. Aquí, se debe notar que se han llamado “valores tipo”, a los que son generados por el modelo, sin haber asignado valores a las variables. La Tabla 4.3 los muestra. Los percentiles 5, 50 y 95 obtenidos de las gráficas de las distribuciones acumuladas de probabilidad, servirán como “valores tipo”, dependiendo del análisis requerido.



Presa Tipo	Percentil	Frecuencia sísmica	Precipitación	Mantenimiento	Desbordamiento	Deslizamiento de talud	Tubificación	Brecha	Inundación	Costos Humanos	Costos Económicos	Costos Totales
Caso (%)	(%)	(núm de sismos >5.5/año)	(mm/día)	(años)	(mm)	(FS)	Lps	(m)	(mm/día)	(\$)	(\$)	(\$)
1	5	3,63	0,47	1,36	-7,95	1,20	0,000	9,49E-06	0,02	3,05E+03	4,88E+05	1,00E+06
2	50	6,47	5,43	11,27	-3,53	1,68	0,20	1,32	299,35	3,34E+06	2,04E+07	3,21E+07
3	95	10,49	12,25	40,99	-0,07	2,04	94,97	44,13	6403,20	5,3E+07	8,64E+07	1,38E+08

Tabla 4.3 Valores tipo (por defecto) del modelo para los tres percentiles 5, 50 y 95

Como se puede apreciar, el resultado final del modelo son los costos totales, calculados mediante la consideración de las interrelaciones de todas sus variables. Cabe señalar que dichos costos no son necesariamente la suma aritmética de sus predecesoras, ya que su valor final depende del valor de los coeficientes de correlación empleados en los arcos que unen los nodos de costos humanos y costos económicos con los de costos totales, que no son lineales.

Para efectuar los cálculos, se ha decidido seleccionar el 5, 50 y 95 percentiles como valores de referencia para hacer comparaciones. Así, a partir de las condiciones iniciales del modelo, se está en posibilidades de iniciar el análisis, con la finalidad de observar el comportamiento y resultados finales que provocarían la ocurrencia de uno o diferentes fenómenos sobre la cortina de alguna de las presas de interés.

El procedimiento empleado para ejecutar el análisis consistió en cuatro pasos: (i) tomar la lectura de los “valores tipo” del modelo, previo a la inserción de datos, (ii) asignar valores “reales” de la presa bajo estudio, en las variables a manipular (variables independientes), (iii) tomar ahora la lectura de los valores generados (variables dependientes) a partir de las variables insertadas, y (iv) comparar las variaciones.

Como primer ejemplo, se ha seleccionado la presa tipo<sup>19</sup>, y en particular el valor correspondiente al 50 percentil para la variable independiente “precipitación”. Simulando la presencia de lluvias torrenciales en la zona de interés<sup>20</sup>, se pretende observar como varía el nivel de desbordamiento y el ancho de brecha que se producirían como consecuencia de las lluvias. Resulta evidente que, este ejercicio, está enfocado al estudio de las causas y modos de falla que propician dicho evento sobre la cortina. Las demás variables serán consideradas en ejercicios posteriores.

<sup>19</sup> Presa tipo es aquella cuyos valores corresponden con los del modelo antes de que este sea manipulado por el analista.

<sup>20</sup> La zona de interés en este caso sería aquella que comprende a las siete presas bajo estudio. En este ejemplo, lo anterior implicaría la presencia de lluvias extraordinarias en el Estado de México completo.

En la Tabla 4.4 se resumen los resultados obtenidos después de aplicar el procedimiento anterior a distintos valores de la variable precipitación, resaltando el efecto tanto en el desbordamiento como en la brecha. Como se aprecia, los valores empleados para la variable independiente varían de 0 a 16 mm/día, con un intervalo de 2 mm/día. Con esto, se busca determinar el comportamiento que se presenta en las diferentes variables dependientes (desbordamiento y brecha) debido a la precipitación.

Precipitación ( mm/día )	Desbordamiento ( mm )			Brecha ( m )		
	5	50	95	5	50	95
Percentil						
0	-9,08	-5,39	-0,77	1,88E-06	0,21	20,71
2	-8,51	-4,22	-0,30	5,15E-06	0,70	34,29
4	-8,23	-3,82	-0,15	8,54E-06	1,03	39,35
6	-7,95	-3,37	-0,07	1,41E-05	1,45	43,13
8	-7,75	-3,14	0,11	2,66E-05	2,04	47,27
10	-7,65	-2,84	0,29	4,99E-05	2,88	50,64
12	-7,46	-2,53	0,47	1,37E-04	4,06	54,25
14	-7,36	-2,30	0,47	2,59E-04	5,23	56,79
16	-6,67	-1,69	0,66	5,31E-03	10,65	59,46

Tabla 4.4 Altura del desbordamiento y ancho de brecha en función de la precipitación

A continuación se discuten los valores mínimos y máximos obtenidos en la tabla, y se interpretan para identificar las posibles consecuencias sobre la cortina de alguna de las presas de estudio. La cantidad máxima referente al desbordamiento, producto de la precipitación, para el percentil 50 es: -1686,2 mm. Este valor revela que la probable ocurrencia de un desbordamiento sobre la cortina es virtualmente imposible, dado que para que esto suceda, y atendiendo a la definición dada para esta variable en la sección 4.3.5 se tendrían que tener valores positivos. En contraste, si se considera ahora el 95 percentil, el valor del desbordamiento ahora sería de: 655,51 mm, lo que implica el inminente escape de agua sobre la cortina de la presa.

Por lo general, los niveles del agua dentro del embalse, medidos con respecto a la cota de la corona, se encuentran por debajo de los niveles de diseño (por ello son negativos). No obstante, la eventual presencia de algún fenómeno extraordinario podría generar un escenario desfavorable para la estructura. Por ello, su estudio y valoración son de gran importancia.

En la Figura 4.15, se muestra la gráfica de los percentiles 5, 50 y 95 para la variable desbordamiento en función de la precipitación, donde el valor correspondiente a los 7 mm/día de la segunda variable, pertenecientes a la curva del percentil 95, coincide con el “0” del desbordamiento. Esto significa que lluvias superiores a los 7 mm/día, propiciarían que el agua se comenzara a verter sobre la cortina de la presa, trayendo consigo la erosión del talud aguas abajo, saturación del suelo y, la eventual formación de una brecha. Consecuentemente, el valor “0” del eje vertical ha sido considerado en este caso como la cota de la corona de la cortina.

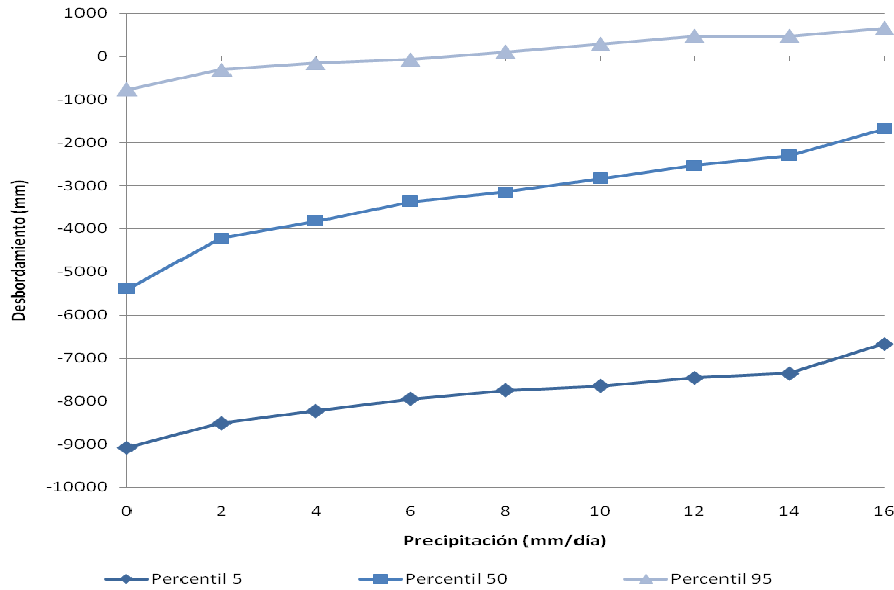


Figura 4.15 Percentiles 5, 50 y 95, respectivos al desbordamiento en función de la precipitación

De manera similar, en la Figura 4.16 se muestra el comportamiento de la variable brecha en función de la precipitación. Para el percentil 5, los valores obtenidos muestran que el ancho de la apertura en la cortina sería insignificante, como se observa en la gráfica correspondiente, y no representaría peligro para la estructura de la presa. Sin embargo, el percentil 50 muestra un rango de ancho de brecha que va de los 0,20 a los 10,64 m.

El ancho de la brecha para la precipitación en el rango de 0 a 14 mm/día muestra un ligero cambio, puesto que apenas crece de 0,2 a 5,23 m, dando tiempo de reacción para poder corregir el desperfecto en la cortina, o tratar de tomar otro tipo de medidas de abandono de poblados con potencial de ser afectados. En contraste, para una precipitación entre 14 m/día y 16 mm/día el ancho de la brecha crece rápidamente duplicándose de 5,23m a 10,64 m, comprometiendo la seguridad de la cortina.

Por último, el percentil 95 produce los valores extremos del ancho de brecha que se podrían presentar cuando se varía la precipitación de 0 a 16 mm/día. Como se puede notar, la brecha iría de los 20,7 a los 59,45 m, revelando un comportamiento “inverso” al del percentil 50, ya que al principio crecería rápidamente y después lo haría con menos velocidad hasta alcanzar el ancho máximo de brecha.

En el mismo tenor de ideas, en la Figura 4.17 se muestran las curvas de los percentiles 5, 50 y 95, correspondientes a los eventos brecha y desbordamiento como funciones de la precipitación. Partiendo de esa representación gráfica se deduce que el percentil 95, en ambos casos, producirá anchos de brecha de 20 a 60 m, y desbordamientos cercanos a los 70 cm de lámina de agua sobre la cota de la corona de la cortina. La magnitud de estos valores sugiere que los eventos asociados a ellos, serían capaces de generar el colapso inevitable y súbito de la estructura, y que por consecuencia se ocasionarían tanto daños a la salud humana, como a la infraestructura de la región aguas abajo de la presa.

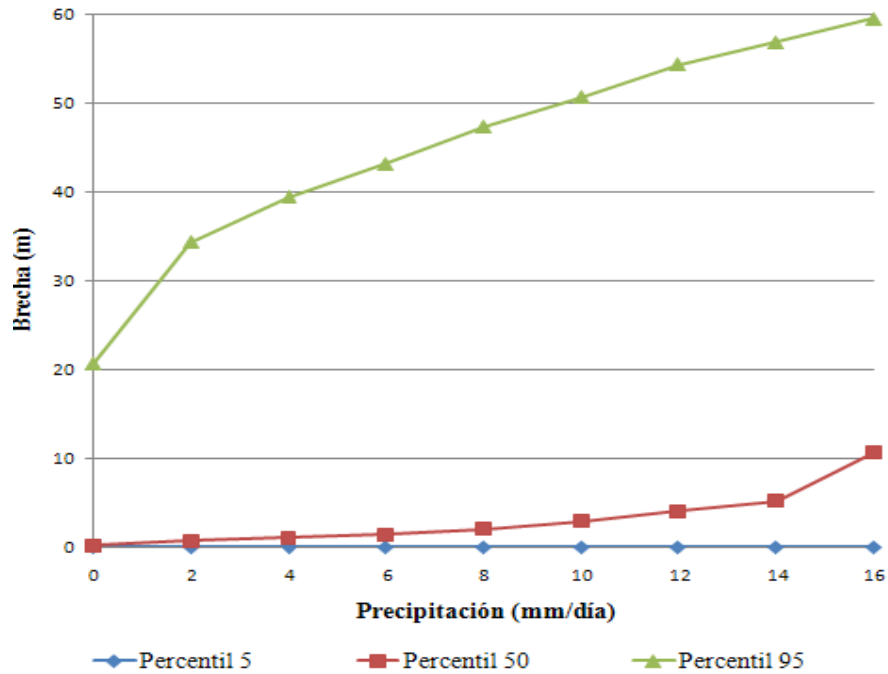


Figura 4.16 Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al ancho de brecha formada en la cortina de la presa, en función de la precipitación

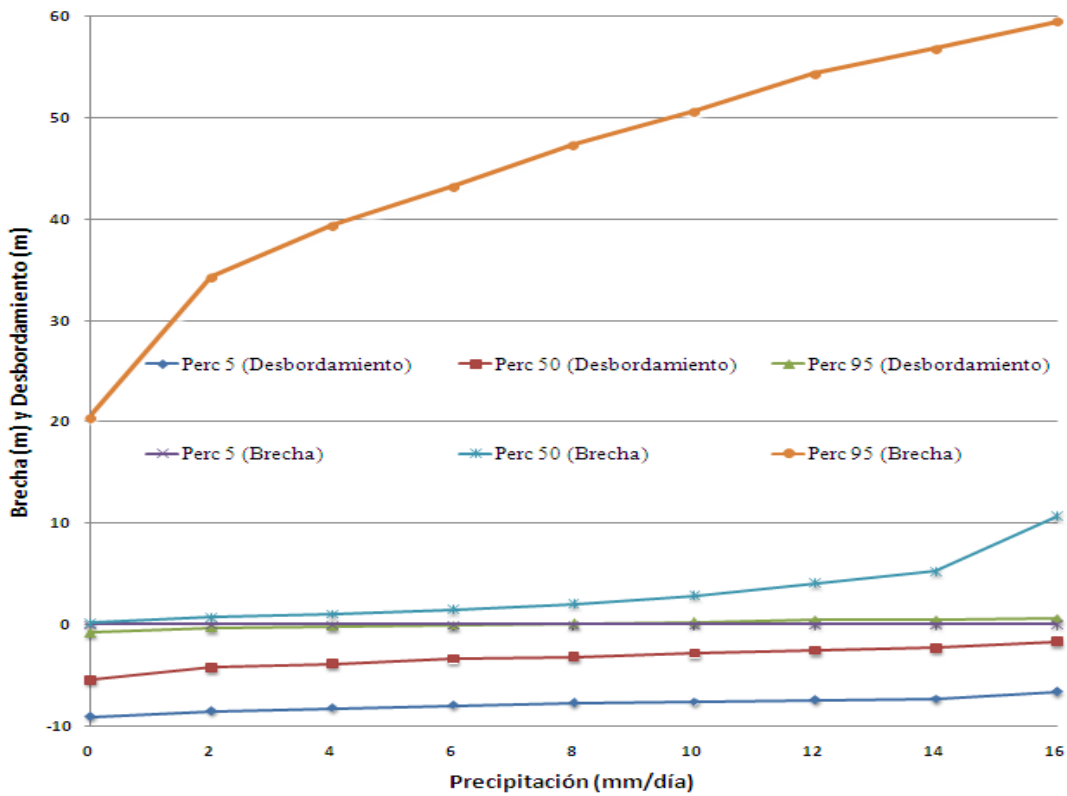


Figura 4.17 Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas a la brecha y desbordamiento, como funciones de la precipitación

Cabe aclarar que el modelo no está limitado a variaciones de la variable precipitación, sino que también se pueden manipular las otras (ej: frecuencia sísmica, mantenimiento, tubificación y deslizamiento), para tener un panorama general de los riesgos asociados a dichos eventos.

De hecho, en el apartado siguiente, se describe el análisis realizado con el modelo para tres de las siete presas del Estado de México, que se recuerda fueron seleccionadas con base en los siguientes criterios: edad, uso, y la localización geográfica. Así, se busca determinar las probabilidades asociadas a fenómenos que pondrían en riesgo a las estructuras, a través de variaciones en la magnitud e intensidad de dichos fenómenos. Con base en estos argumentos, las presas seleccionadas son: San Joaquín, José Antonio Alzate e Ignacio Ramírez.

#### 4.6 Aplicación del modelo a tres presas en el Estado de México

Como ya se ha especificado, para caracterizar a cada una de las tres presas, se asignarán valores “reales” a una o más variables, para que a través de ellas se determine el comportamiento de las demás. De esta manera, se registrarán los resultados obtenidos con el modelo para los percentiles 5, 50 y 95, del mismo modo que se hizo en los ejercicios anteriores.

Con base en el procedimiento descrito en la sección previa, la Tabla 4.5 muestra los registros generados a partir de la caracterización de la presa San Joaquín. Dicha información, es resultado del condicionamiento de las variables: frecuencia sísmica (que para este caso es de 6,47 sismos mayores a 5,5 grados Richter por año), mantenimiento (propuesto como 65 años, asumiendo que no se han tenido actividades de renovación desde que se termino de construir la presa), y deslizamiento de talud (que es 1,31, es decir, el factor de seguridad del talud de la cortina).

Así, la variable que adopta valores dentro de un rango determinado es la precipitación (que van de 2 mm/día a 16 mm/día). Se ha propuesto emplear a esta como variable independiente, ya que como se ha observado y lo atestigua la historia, es uno de los factores que más influyen directa o indirectamente en la falla de este tipo de estructuras (Foster *et al*, 2000). Como resultado del manejo de los datos en el modelo, se obtuvieron distintos escenarios de respuesta para las variables desbordamiento, tubificación y brecha, mismos que se resumen en la Tabla 4.5.

Precipitación ( mm/día )	Desbordamiento ( m )			Tubificación ( Lps )			Brecha ( m )		
	5	50	95	5	50	95	5	50	95
2	-8,51	-4,51	-0,54	1,07E-04	1,92	277,27	0,21	13,7	59,45
4	-7,95	-4,12	-0,30	1,36E-04	2,5	308,34	0,32	16,46	59,45
6	-7,85	-3,63	-0,23	1,67E-04	3,19	338,61	0,38	18,89	60,83
8	-7,75	-3,30	-0,07	2,20E-04	4,09	368,88	0,49	22,18	60,83
10	-7,56	-2,99	0,11	2,80E-04	5,2	393,65	0,62	24,87	62,24
12	-7,36	-2,68	0,29	3,62E-04	6,48	422,54	0,80	27,26	62,24
14	-7,26	-2,38	0,47	4,94E-04	7,97	442,63	0,96	30,57	62,24
16	-6,48	-1,69	0,66	1,08E-03	13,23	457,85	1,78	38,45	63,69

Tabla 4.5 Registros de desbordamiento, tubificación y brecha de la presa San Joaquín, en función de la precipitación

En la tabla anterior, se puede observar que los valores calculados corresponden a los percentiles 5, 50 y 95. En cuanto a la variable desbordamiento, y tomando como referencia el 50 percentil, se tienen valores que van de los -4,51m a los -1,69 m de altura del agua con respecto a la cota de la

corona. Dichos niveles indican que la presa aun tendría capacidad para almacenar más líquido en el volumen del embalse, lo cual no representa una falla por que no ha habido desbordamiento.

En contraste, para el percentil 95 se observa que valores de precipitación mayores a los 9 mm/día ocasionarían que la lámina de agua sobre la cortina se elevara gradualmente hasta alcanzar los 66 cm (cuando la precipitación es del 16 mm/día), trayendo consigo erosión, y por ende daño parcial o total a la estructura. Además, en la tabla se observan los resultados de los percentiles 5, 50 y 95 para la tubificación, evidenciando que los caudales esperados para el percentil 5 son relativamente bajos, pero nunca despreciables ya que contribuyen a que otros modos de falla se presenten, o permiten percatarse de inminentes fallas o deficiencias.

En lo que se refiere al percentil 50 de la tubificación, se presentan valores significativos, los que permiten argumentar, con base en estudios de monitoreo, que son gastos normales esperados que fluyen a través de la cortina, sin que esta presente problemas estructurales. No obstante, no se debe perder de vista su análisis, ya que las medidas registradas mediante instrumentos de medición en campo, permiten observar la evolución del fenómeno (Marsal, 1983), lo cual a su vez contribuye a su mejor entendimiento y modelaje.

De acuerdo con los resultados obtenidos, para el 95 percentil de la variable tubificación, se tienen gastos que van de los 277,77 hasta los 457,85 lt/seg, mismos que advierten una potencial falla total o parcial de la cortina de la presa, que conduciría a pérdidas de vidas humanas y económicas, ya que este modo de falla es súbito. Debido a esta situación, no se puede establecer un proceso correctivo para salvaguardar la integridad humana y de la estructura, por lo que se debe vigilar con cautela el comportamiento de este tipo de variable en la práctica.

De la misma manera, se presentan los valores registrados para el ancho de brecha, obtenidos de las variables desbordamiento, tubificación y deslizamiento de talud. Recordar que el deslizamiento se ha caracterizado aquí por el factor de seguridad, representado por un valor fijo dentro del modelo y siendo único para cada presa. Así, la respuesta del ancho de la brecha se encuentra en función de la precipitación, a la cual se le asignó nuevamente el rango de valores que va de los 2 a los 16 mm/día.

De esta forma, el ancho de brecha calculado para el percentil 5 muestra valores relativamente pequeños que oscilan entre los 0,21 y los 1,78 m. En contraste, los registros respectivos al 50 percentil se localizan en un intervalo de ancho de brecha entre 13,7 y 38,45 m. Como es evidente, con respecto al 5 percentil existe una gran diferencia en los registros, lo que significa que la formación de una brecha en el segundo escenario (50 percentil), implica la creación de un hueco considerable en la cortina, que finalizaría su desarrollo hasta que se estabilizara el material de la cortina que es erosionado, o que el volumen del embalse se desalojara en su totalidad.

En lo que se refiere al percentil 95, se percibe un comportamiento casi lineal (ver Figura 4.17) teniendo poca variación para el intervalo de precipitación simulado. Los valores se encuentran entre 59,45 y 63,69 m. Este comportamiento se puede deber a que se presentan de manera súbita grandes volúmenes de agua sobre, y a través de la cortina, ocasionando un ancho de brecha incontrolable en comparación con los de los percentiles 5 y 50. Esto permite que el agua fluya y abundantemente a través de la brecha, impidiendo que las zonas potenciales de afectación en la región reaccionen a tiempo.

#### 4. Análisis y discusión de resultados

A continuación se presentan las graficas de las variables dependientes antes mencionadas (como función de la precipitación), en las cuales es posible identificar visualmente su comportamiento. Para analizar los distintos escenarios hipotéticos a los que estaría sometida la cortina de la presa San Joaquín, al ocurrir una precipitación en el rango esperado, se han elaborado las graficas que muestran el desbordamiento (m), la tubificación (lts/seg), y el ancho de brecha (m) (ver Figura 4.18).

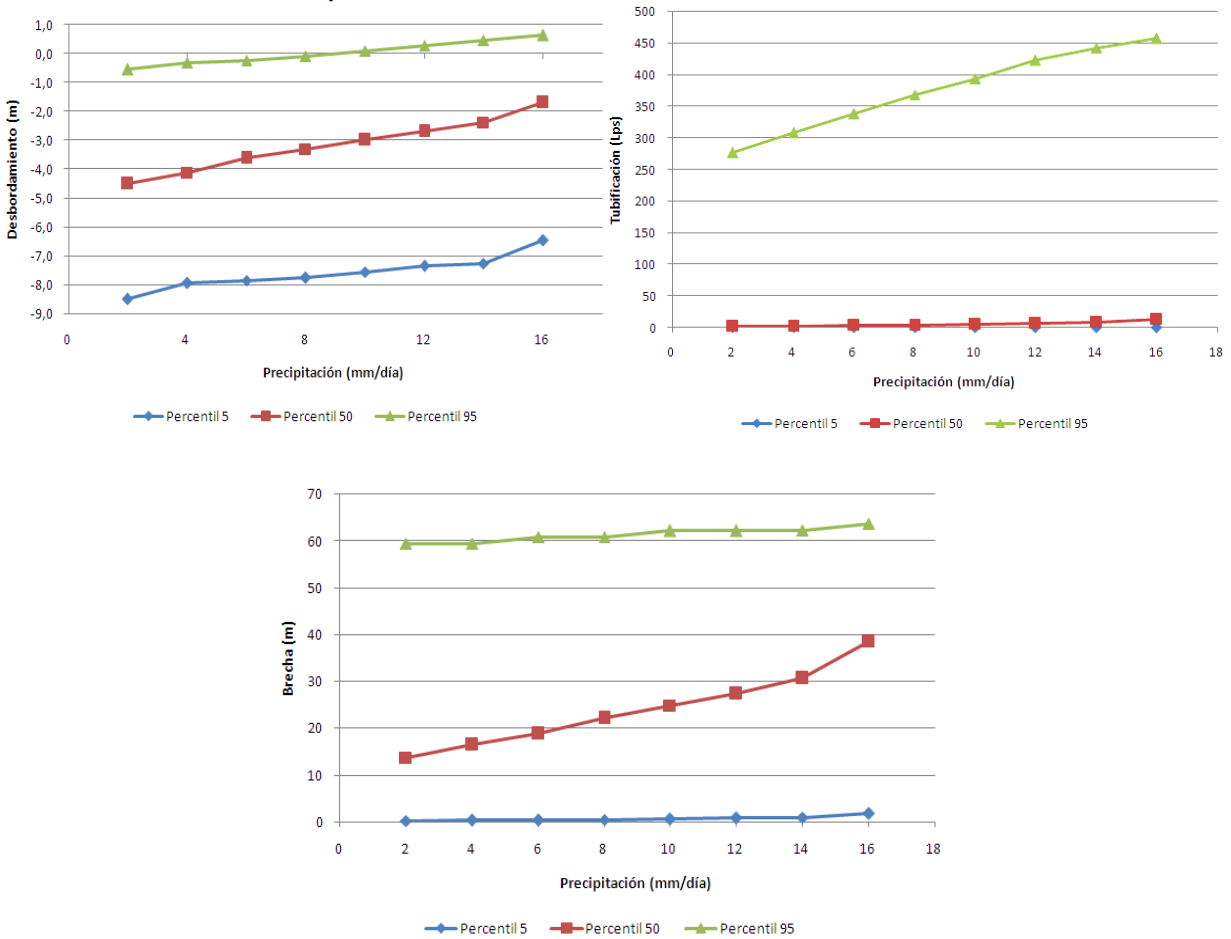


Figura 4.18 Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento, tubificación y brecha, en función de la precipitación para la Presa San Joaquín

Ahora, para la presa José Antonio Alzate, al igual que en el caso anterior, se adoptará el mismo procedimiento, fijando una o más variables y asignandoles un rango de acción. El comportamiento calculado por el modelo se muestra en la Tabla 4.6.

Precipitación ( mm/día )	Desbordamiento ( m )			Tubificación (lts/seg )			Brecha ( m )		
	5	50	95	5	50	95	5	50	95
2	-7.95	-4.02	-0.30	5.62E-05	0.78	177.21	0.00003	1.44	35.09
4	-7.85	-3.45	-0.15	6.99E-05	1.05	201.37	0.00006	1.86	38.45
6	-7.65	-3.14	-0.07	8.03E-05	1.36	236.04	0.00014	2.34	41.20
8	-7.56	-2.84	0.11	9.82E-05	1.78	266.96	0.00023	3.01	44.13
10	-7.26	-2.53	0.29	1.24E-04	2.2	295.95	0.00048	3.79	47.27
12	-7.06	-2.22	0.47	1.50E-04	2.83	320.72	0.0010	4.77	49.49
14	-6.87	-1.95	0.66	1.84E-04	3.51	357.84	0.0022	5.73	51.82
16	-5.98	-1.30	0.66	3.50E-04	6.14	417.04	0.021	9.27	56.79

Tabla 4.6 Registros de desbordamiento, tubificación y brecha de la presa José Antonio Alzate (San Bernabé), en función de la precipitación

Las variables sujetas a un valor determinado fueron en esta ocasión: frecuencia sísmica (6,47 sismos mayores a 5,5 grados Richter por año), deslizamiento de talud (1,94) y el mantenimiento (47 años). Los valores entre paréntesis son similares, conceptualmente hablando, a los del caso de la presa San Joaquín. De nuevo, la precipitación adoptó un rango de 2 a 16 mm/día, para simular la ocurrencia del fenómeno. De este modo, fueron registrados los diversos escenarios para caracterizar el comportamiento de las tres variables: (i) desbordamiento, (ii) tubificación y (iii) brecha, ordenados para los percentiles 5, 50 y 95.

Así, bajo las condiciones elegidas, el desbordamiento reveló que el percentil 5 tiene valores de los que no hay que preocuparse considerablemente, ya que sus magnitudes no representan mayor riesgo para la cortina. Como puede observarse, el intervalo se mueve de los -7,95 a los -5,98 m, teniendo un rango de 1,97 m. El percentil 50, por otro lado, se define en un rango de -4,02 m a -1,30 m (lecturas consideradas, de nuevo, a partir de la cota de la corona de la cortina), y se puede decir que el nivel del embalse no ha alcanzado una altura significativa que represente un peligro para la estructura, dado que se encuentra en el rango de seguridad del bordo libre.

El 95 percentil muestra el cambio de lecturas negativas a lecturas positivas. Físicamente, cuando se asume el valor de cero, la presa esta a punto de desbordarse. Los valores en este caso se localizan entre -0,30 y 0,66 m, con intensidades de precipitación de 2 a 16 mm/día respectivamente. Así, puede mencionarse que, precipitaciones mayores a los 7 mm/día, aproximadamente, y dadas las condiciones antes mencionadas, producirían que el agua fluyera sobre la cortina de la presa, iniciándose una falla total o parcial en la estructura por desbordamiento.

Con respecto a la tubificación, el percentil 5 muestra indicadores bajos, mismos que no representan peligro para la estructura. En contraste, el percentil 50 genera registros del orden de 0,78 a 6,14 lts/seg, rango considerado dentro del margen de seguridad para presas de este tipo, sin ignorar que cualquier cantidad de agua que fluya, representa un peligro tanto para la cortina como para las estructuras adyacentes.

Asimismo, los valores calculados para el 95 percentil muestran un intervalo de entre 177,21 y 417,04 lts/seg, los cuales pueden ser caudales considerables para las presas de tierra por el tipo de material con que son construidas. Por este motivo, se origina la erosión interna, que puede



generar una falla, ya que se produce desde el interior del terraplén de la cortina, sin presentar indicio alguno sino hasta el momento de la ruptura.

De la misma manera, en la tabla se muestran los anchos de brecha obtenidos para los percentiles 5, 50 y 95 respectivamente. El 5 percentil indica que los anchos de brecha esperados son pequeños, y por lo tanto no representan un riesgo para la estructura. Dichos espacios en el cuerpo de la cortina son equiparables con anchos de grietas, que pueden considerarse seguras para la estructura. Analizando los datos, se observa que el ancho máximo registrado para este percentil es de 2 cm.

En lo que se refiere al percentil 50, los datos van de 1,44 a 9,27 m, lo cual indica que incluso precipitaciones mínimas son capaces de generar anchos de brecha mayores a los del 5 percentil, y que eventualmente se pueden traducir en el inicio de la falla. Cabe mencionar que los anchos pequeños (<2 m, por ejemplo, en una cortina de 400 m de longitud como la presa Ignacio Ramírez), permiten la realización trabajos correctivos cuando su presencia en la cortina es evidente.

En cuanto al ancho máximo de brecha obtenido, se aprecia que este corresponde al 95 percentil, lo cual significa que, el 95% de las veces, no se presentan escenarios graves en los que la cortina falla totalmente, sin posibilidad de emprender acciones que eviten su colapso. En este caso, el intervalo se encuentra entre 35,08 y 56,79 m, aperturas equiparables o mayores a la altura total de la cortina, definiendo una relación altura de presa:ancho de brecha de 1:1,5 y, en el peor de los casos, 1:2 o mayores. Al presentarse este modo de falla, se pueden liberar grandes caudales de agua y materiales, producto del arrastre asociado con el desbordamiento a través de la brecha, que pueden causar pérdidas de vidas humanas, económicas y ambientales aguas abajo de la cortina.

Para finalizar este análisis, en la Figura 4.19 se muestra esquemáticamente el comportamiento de las variables bajo estudio, producto de la manipulación del modelo, después de aplicarlo a la presa José Antonio Alzate. Las gráficas corresponden a: desbordamiento (m), tubificación (lts/seg) y ancho de brecha (m) respectivamente, como función de la precipitación (mm/día).

Hasta el momento, se ha realizado el análisis del comportamiento de dos presas (San Joaquín y José Antonio Alzate), ante diversos fenómenos. Para ello, se ha considerado únicamente el cambio en una variable del modelo (precipitación), asignando un intervalo de ocurrencia al fenómeno, lo que ha permitido determinar la influencia de este sobre las demás variables correlacionadas en el modelo. Ahora, se pretende observar el comportamiento del modelo, al manipular dos variables simultáneamente, asignando un rango de acción a cada una, y observando el impacto que tienen en las demás variables.

En este sentido, el siguiente ejercicio estudia nuevamente a la presa José Antonio Alzate, con la finalidad de observar el comportamiento de los anchos de brecha y el desbordamiento, al considerar variaciones en un rango de ocurrencia para otras variables.

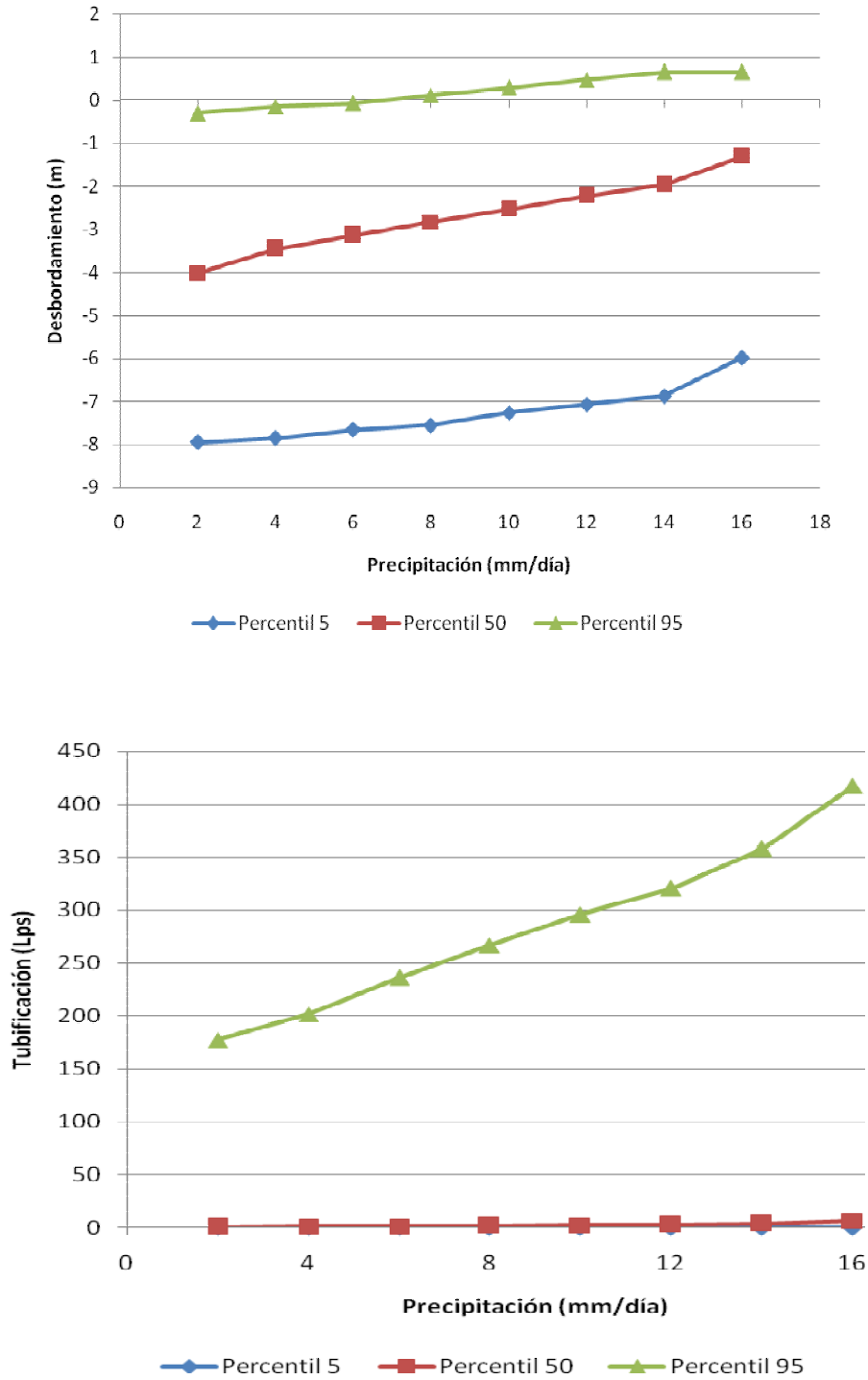


Figura 4.19 Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento, tubificación y brecha, en función de la precipitación, para la Presa José Antonio Alzate (San Bernabé)

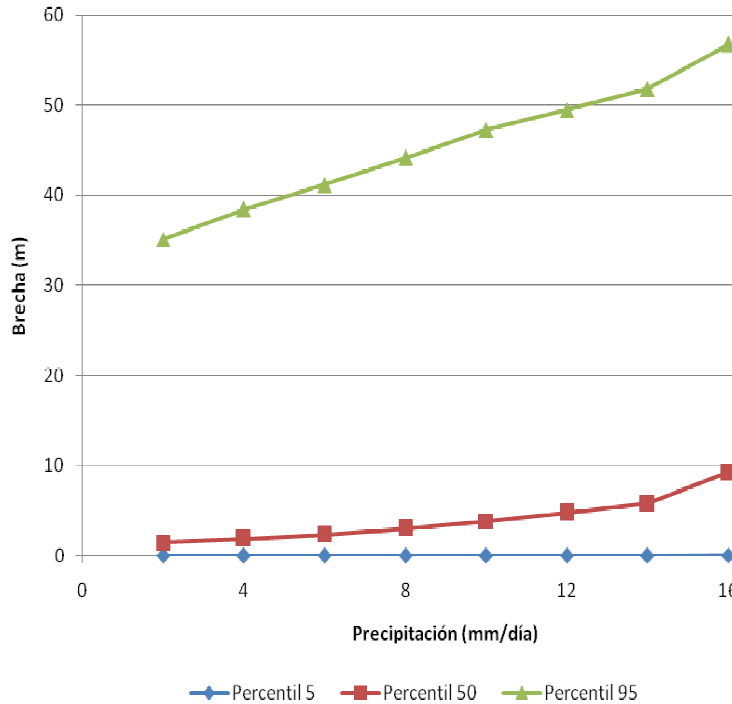


Figura 4.19 (Continuación) Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento, tubificación y brecha, en función de la precipitación, para la Presa José Antonio Alzate (San Bernabé)

Así, para el ejercicio en particular, se mantendrán condicionadas tanto al deslizamiento de talud (1,95), como al mantenimiento (47 años). En paralelo, la precipitación se moverá en un rango que va de los 2 a los 16 mm/día, y la frecuencia sísmica en otro de 6 a 9 sismos mayores a 5,5 en escala de Richter por año. De esta manera, el desbordamiento y el ancho de brecha permitirán identificar la sensibilidad del modelo ante combinaciones de diversos eventos. Los resultados obtenidos bajo estas circunstancias se resumen en la Tabla 4.7.

Frecuencia Sísmica (# Sismos $\geq$ 5,5/año)	Precipitación (mm/día)	Desbordamiento (m)			Brecha (m)		
		5	50	95	5	50	95
6	2	-9,29	-7,26	-2,38	4,00E-06	0,33	17,23
6	4	-9,08	-6,08	-1,30	9,68E-06	0,66	25,45
6	6	-8,51	-4,81	-0,61	2,65E-05	1,20	32,75
6	8	-7,85	-3,63	-0,23	8,26E-05	2,09	40,26
6	10	-7,46	-2,76	0,29	3,30E-04	3,42	45,15
7	12	-6,87	-1,99	0,47	1,50E-03	5,23	50,64
8	14	-6,18	-1,38	0,66	7,75E-03	7,54	55,50
9	16	-4,71	-0,61	0,79	2,06E-01	13,70	59,45

Tabla 4.7 Percentiles 5, 50 y 95 del desbordamiento y brecha, en función de la frecuencia sísmica y precipitación

Como se ve, en la tabla se muestran los percentiles 5, 50 y 95 de las variables dependientes (desbordamiento y brecha), ambas medidas en metros, así como los intervalos propuestos para las variables condicionadas (frecuencia sísmica y precipitación). De nuevo, las lecturas para el desbordamiento se encuentran referidas a la corona de la cortina, por lo que valores negativos

significan que no se ha presentado el fenómeno sobre la estructura de la presa, es decir, implican que el agua no ha rebasado la altura total de la cortina.

En lo que respecta a la frecuencia sísmica y a la precipitación, estas fueron manipuladas con la intención de determinar su efecto en el desbordamiento y el ancho de brecha. Para evitar ser repetitivos, la descripción de los percentiles para cada caso ya no se presenta, en el entendido de que el lector puede interpretar la información de la misma manera que en los ejercicios anteriores.

De esta manera, en la Figura 4.20 se muestran las graficas del comportamiento de las variables antes citadas, con base en las condiciones planteadas en los párrafos anteriores. En esta ocasión, las graficas corresponden al desbordamiento y al ancho de brecha sobre la cortina de la presa.

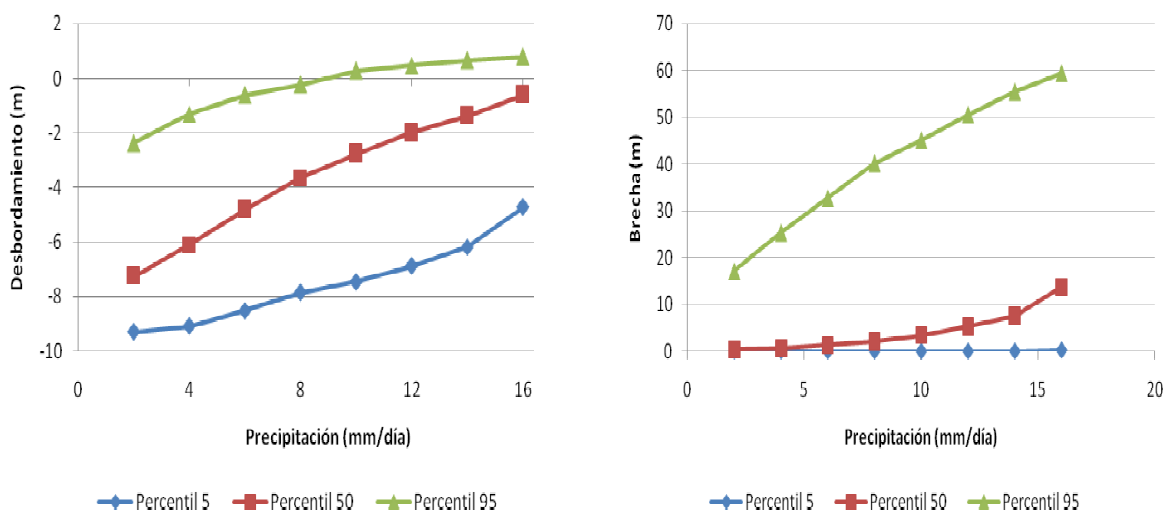


Figura 4.20 Curvas de los percentiles 5, 50 y 95, respectivas al desbordamiento y brecha, en función de la frecuencia sísmica y la precipitación (Presa José Antonio Alzate)

A continuación se presenta el análisis de los datos obtenidos al manejar dos variables del modelo, también con datos pertenecientes a la presa José Antonio Alzate. Otra vez, se intenta determinar si el modelo representa distintos fenómenos, en caso de que estos se presentaran simultáneamente. Este comportamiento se muestra en la Tabla 4.8, donde se puede observar el aumento en la respuesta del desbordamiento y el ancho de brecha, dada una (precipitación) y dos variables (precipitación y frecuencia sísmica).

En esencia, se han restado los valores de las Tablas 4.6 y 4.7 para calcular estos valores. Por ejemplo, para el caso del desbordamiento en el 50 percentil y con una precipitación de 2 mm/día, se ha calculado el valor absoluto de la diferencia entre los valores  $|-7,26-(-4,02)|$ , lo que ha conducido al 3,24 que aparece en la Tabla 4.8.

Entonces, la información de la tabla anterior muestra la diferencia en magnitud de las variables dependientes, al manipular una y dos variables independientes. Cabe señalar que se muestran los valores absolutos, debido a que solo se pretende obtener el tamaño de la variación del comportamiento bajo las condiciones mostradas, sin importar su dirección. De esta manera,

puede mencionarse que se obtienen datos con rangos de variación considerables, lo cual significa que existe mayor peligro para la estructura cuando dos fenómenos se presentan conjuntamente. Este resultado cuantitativo, esta en línea con la intuición.

Frecuencia Sismica (# Sísmos 2.5.5tofo)	Precipitación ( mm/día )	Desbordamiento ( m )			Brecha ( m )		
		5	50	95	5	50	95
6	2	-1,34	-3,24	-2,07	0,00003	1,11	17,86
6	4	-1,23	-2,63	-1,15	0,00005	1,20	13,00
6	6	-0,86	-1,66	-0,54	0,00011	1,14	8,45
6	8	-0,29	-0,79	-0,34	0,00014	0,92	3,87
6	10	-0,20	-0,23	0	0,00015	0,37	2,12
7	12	0,20	0,23	0	0,00047	0,46	1,15
8	14	0,69	0,58	0	0,006	1,81	3,69
9	16	1,28	0,69	0,14	0,18	4,43	2,66

Tabla 4.8 Aumento de respuesta del comportamiento al manipular dos variables (frecuencia sísmica y precipitación) y una sola (precipitación)

Por ejemplo, para el caso del 95 percentil de la brecha, cuando se tiene una precipitación de 16 mm/día, se obtuvieron 2,66 m de diferencia, que se originaron del incremento de 56,79 (al manipular unicamente la variable precipitación) a 59,45 (al manipular tanto la precipitación como la frecuencia sísmica).

Para clarificar aun más el uso de las variables y su respuesta, en la Figura 4.21 se muestra la gráfica del percentil 50, referente al ancho de brecha. Es pertinente comentar que para diferenciar los distintos casos mostrados, en adelante, el denominado con la letra (a) pertenece al ejercicio donde se manipula una variable, mientras que el nombrado como (b) corresponde al ejercicio donde se manipulan dos variables. Así, dicho ejemplo permite observar el comportamiento que se tiene cuando se presentan simultaneamente dos fenómenos, ó solo uno a la vez.

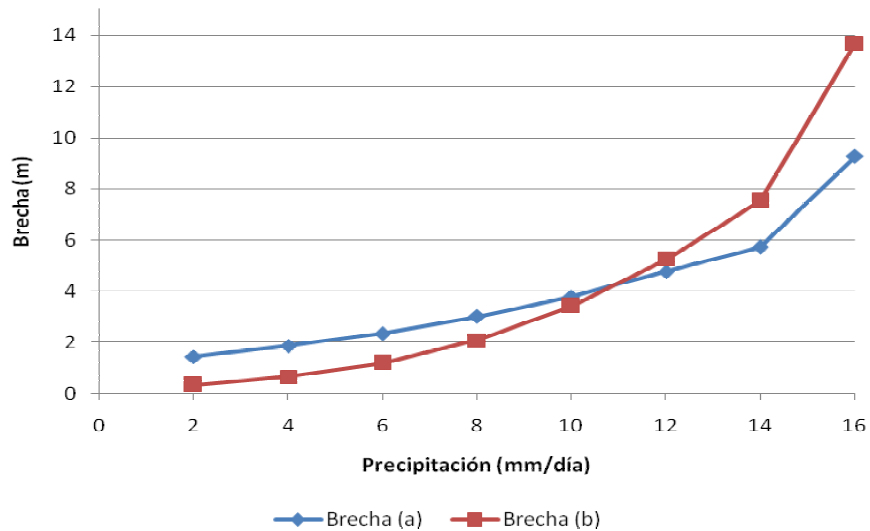


Figura 4.21 Curva del percentil 50, respectiva al ancho de brecha del caso (a) y el caso (b), para la Presa José Antonio Alzate

En este tenor de ideas, referente al ancho de brecha se puede comentar que el percentil 50 del ejercicio (a) está acotado por límites más cercanos, en rango que va de 1,44 a 9,27 m, en comparación con el calculado para el ejercicio del inciso (b), cuyo rango es más amplio y va de los 0,33 a los 13,7 m. La relación que existe entre las diferencias del segundo rango ( $13,7 - 0,33 = 13,37$ ) y las del primero ( $9,27 - 1,44 = 7,83$ ) es aproximadamente de 1,7 veces. Esto ratifica que existe un aumento en la respuesta a los fenómenos cuando se manipulan más variables en el modelo.

Notar que este análisis es sólo válido para el ejemplo particular estudiado, y nuevas interpretaciones serían requeridas cuando se investigaran otras variables, e incluso las mismas pero con valores diferentes. De hecho, el lector puede observar en la Figura 4.20 que cuando se tienen valores de precipitación menores a 11 mm/día (aproximadamente), la presencia de un solo fenómeno es más severa que la de dos simultáneamente. Físicamente, esto se podría explicar mediante el reajuste que tienen las partículas del material que constituye a la presa.

Esto significa que cuando únicamente llueve, se formará una brecha que crece junto con la intensidad de la precipitación. Para valores menores a los 11 mm/día, la presencia de la misma lluvia en combinación con un sismo permitiría que el material se reajustara para cerrar la abertura creada, presentándose un comportamiento beneficioso sobre la estructura de la cortina. Esta explicación tentativa requiere un soporte experimental, mismo que cae fuera del alcance de la presente tesis. Sin embargo, una línea de investigación a futuro puede explorar el comportamiento de estas curvas (Figura 4.21).

Continuando con el análisis, para el caso (b) los anchos de brecha mayores se presentarían de forma casi súbita, escenario que también se revela en la Figura 4.21, dado que la curva crece de manera rápida al final de la gráfica (después de que la precipitación alcanza los 11 mm/día). Cuando se presentan anchos de brecha menores, estos resultados permiten la toma de acciones correctivas, que ayudan a evitar fallas, dado que la curva al inicio se encuentra más tendida.

Para finalizar, se presenta un ejemplo más, en el mismo sentido del ejercicio anterior, pero ahora enfocado a la variable desbordamiento. Habiendo realizado los cálculos, se notó de nuevo que el ancho de brecha tuvo un intervalo de ocurrencia más amplio en el caso (b) que en el (a). Los datos calculados del caso (b) muestran que para los valores máximos de precipitación se restringen en magnitud los correspondientes al desbordamiento, mientras que los respectivos a cuantías menores se amplían (ver Figura 4.22).

Estos resultados evidencian que niveles del embalse inferiores a los 7 m a partir de la cota de la corona (eje vertical en la Figura 4.22), se presentarían en la época de estiaje. Lo anterior, le brinda seguridad a los operadores de las presas, dado que esas elevaciones aun se encuentran por debajo de los niveles máximos. En lo que se refiere al caso (a), se observa una respuesta semejante al ejemplo previamente descrito, como también se aprecia en la Figura 4.22.

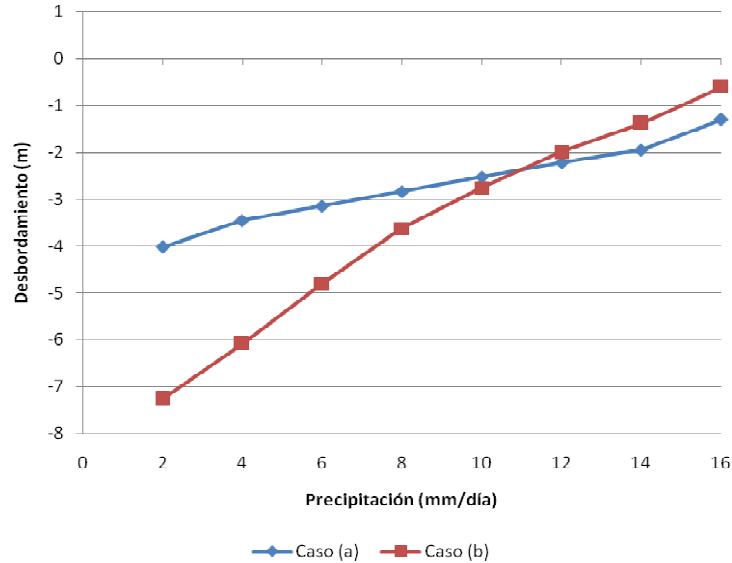


Figura 4.22 Curva del percentil 50, respectiva al desbordamiento del caso (a) y el caso (b) para la Presa José Antonio Alzate

Hasta el momento, se ha realizado el análisis de las variables que provocan la falla y los modos de colapso asociados a ellas, todo enfocado al estudio de la cortina. En este ejercicio, no se han tomado aun en cuenta los costos totales originados por una falla en este tipo de estructuras. Como ya se había adelantado, los costos han sido analizados con detalle por Rivero (2009), y aquí se han estudiado las causas y los mecanismos de falla de presas de tierra, con la finalidad de establecer cual es su nivel de riesgo. No obstante, ahora se emplearan los costos para jerarquizar las siete presas de interés.

Dicho análisis se llevará a cabo a partir de los resultados que genera la denominada “presa tipo”, que es aquella en la que el modelo asume valores por defecto. Así, la ocurrencia de fenómenos para cada presa serán ahora caracterizados, asignando la información respectiva en función del tipo de datos disponibles para la estructura.

Para ilustrar este procedimiento se utilizarán los datos de la presa San Joaquín. En la Figura 4.23, se observa que dos variables pueden ser caracterizadas inmediatamente para esa estructura, que son: (i) mantenimiento (que se asume corresponde a la edad de la presa, partiendo de la suposición de que no ha recibido servicio de conservación a lo largo de su vida, es decir, 65 años), y (ii) deslizamiento de talud (que corresponde al factor de seguridad de la presa, es decir, 1,31).

Para saber las consecuencias que produciría, por ejemplo, un desbordamiento de 50 mm sobre el nivel de la cota de la cortina, se introduce este valor en el modelo (ver Figura 4.24). Los resultados que produce el modelo para este caso se muestran en la cuarta columna de la Tabla 4.9, donde se revela que los costos asociados a este evento, para el 50 percentil, se incrementan de \$ 32125000 (para el caso de la “presa tipo”), a \$ 34621000 (para el caso de San Joaquín). Esto significa que hay un aumento del 7,76 % de la presa San Joaquín con respecto a los costos medios esperados en el caso de que cualquiera de las siete presas fallara.

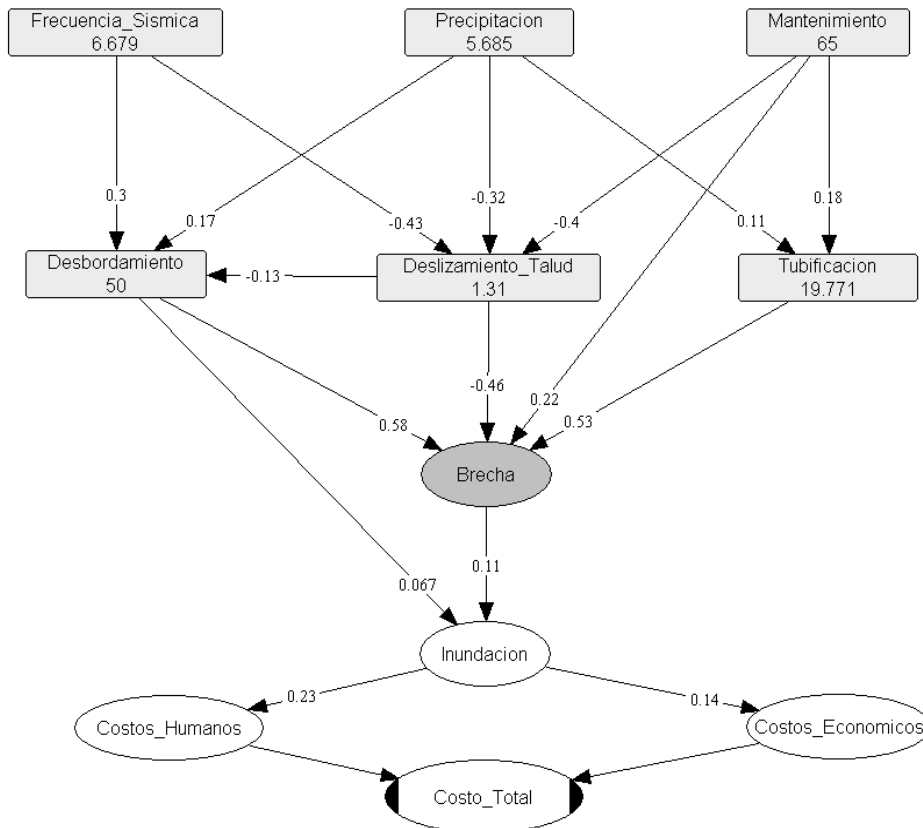
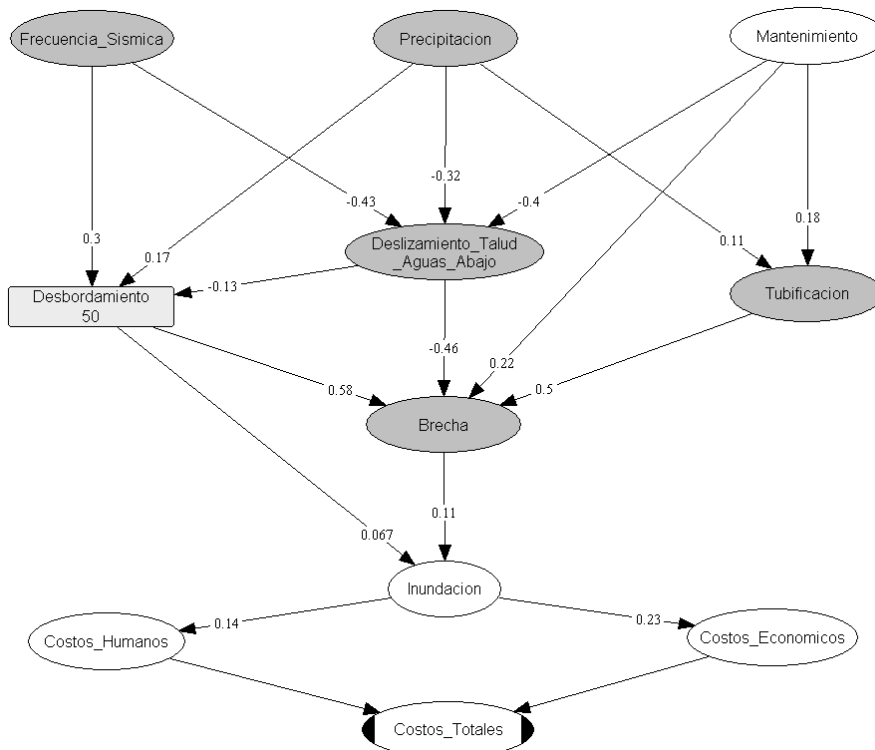


Figura 4.23 Modelo de presas condicionado con datos pertenecientes a la presa San Joaquín



4.24 Modelo de presas, donde el desbordamiento es la variable condicionada



#### 4. Análisis y discusión de resultados

Mediante este procedimiento se analizaron las siete estructuras, lo que produjo los resultados que se resumen en la Tabla 4.9. Como se puede apreciar se muestran los percentiles 5, 50 y 95 para las variables dependientes brecha y costos totales, obtenidos de las distribuciones acumuladas correspondientes, con la finalidad de observar su comportamiento bajo la condición de un desbordamiento hipotético de 50 mm. Es importante notar que cada una de las siete presas ha sido caracterizada también a través de su edad (mantenimiento) y de su factor de seguridad (deslizamiento de talud).

Variable	Valor Considerado	"Presa tipo"	San Joaquín	José Trinidad Fabela	Ignacio Ramírez	Embajomuy	Dolores	José Antonio Alzate (San Bernabé)	El Guarda
<b>Frecuencia Sísmica</b> (# de sismos > 5.5/año)	Media	6,679	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
<b>Precipitación</b> (mm/día)	Media	5,685	5,68	5,68	5,68	5,68	5,68	5,68	5,68
<b>Mantenimiento</b> (Años)	Condición Real	15.1	65	64	44	67	47	47	37
<b>Tubificación</b> (Lps)	Media	19,771	19,77	19,77	19,77	19,77	19,77	19,77	19,77
<b>Deslizamiento de Talud</b> (F.S)	Condición de Diseño	1.66	1,31	1,38	1,36	1,75	1,86	1,95	1,93
<b>Desbordamiento</b> (mm)	Caracterizado	-3806	50	50	50	50	50	50	50
<b>Brecha</b> (m)	5	--	22,18	18,89	14,67	9,71	4,45	3,08	2,68
	50	8,3	55,50	53,01	49,49	43,13	31,28	26,64	24,87
	95	--	63,69	63,69	62,24	62,24	59,45	58,11	56,79
<b>Costos Totales</b> (\$)	5	1004300	1131400	1126600.0	1122300	1114200	1101000	1097300	1094000
	50	32125000	34621000	34597000.0	34520000	34417000	34198000	34128000	34104000
	95	137990000	146190000	146010000.0	145740000	145380000	144770000	144470000	144360000
<b>Prioridad de Riesgo</b>	--	--	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>

Tabla 4.9 Análisis de costos totales y jerarquización de la presas de acuerdo al riesgo que presentan

Como resultado del ejercicio, se han obtenido los costos totales que produciría dicho nivel de desbordamiento en cada caso, lo que ha conducido a jerarquizar las presas de la siguiente forma, de mayor a menor riesgo: San Joaquín, José Trinidad Fabela, Ignacio Ramírez, Embajomuy, Dolores, José Antonio Alzate y el Guarda (ver último renglón, denominado *Prioridad de Riesgo*).

En la misma Tabla 4.9, se puede observar que la presa que obtuvo los menores costos totales esperados fue El Guarda, con un importe de \$ 34104000, que representa un aumento de 6,16 % con relación a la presa tipo. Si se compara este incremento (6,16 %) con el que tuvo la presa San Joaquín (7,76%) también con respecto a la presa tipo, se observa que la diferencia es mínima, y en términos cuantitativos sólo representa \$ 517000. Este resultado fue sorprendente para el autor, ya que se esperaba que el modelo fuera más sensible y proporcionara diferencias más amplias.

En un intento por explicar esta situación, se realizó el mismo análisis pero ahora con el 95 percentil. Sin embargo, los resultados fueron similares. Esto significa que se requiere más investigación para cuantificar las consecuencias esperadas, e introducir los nuevos datos al modelo. Pese a los reducidos rangos obtenidos, un análisis cualitativo ratifica que la presa San Joaquín es la más "riesgosa" debido a que se encuentra en los límites de la Ciudad de México y el Estado de México, con una alta densidad de habitantes aguas abajo. En cambio El Guarda, la

presa más joven de las siete estudiadas, se localiza en la zona agrícola de la entidad, en donde los asentamientos humanos son escasos.

En la Figura 4.25 se muestra el histograma relativo a los costos totales para cada presa analizada. Adicionalmente, se observa el orden de las presas conforme a los costos totales estimados. Es importante mencionar que la gráfica fue construida con base en el percentil 50, ya que de presentarse la falla, este nivel se encontraría a la mitad de los valores de costo esperados. De esta manera, se presume que los costos totales derivados del colapso de una presa de tierra correspondiente a un evento real, serán parecidos a los aquí calculados.

Una vez realizado el proceso de análisis de los pronósticos obtenidos mediante el modelo para siete presas de tierra en el Estado de México, ahora se reportan algunos estudios y eventos de fallas reales ocurridos en México, para comparar los resultados del modelo con lo ocurrido en la práctica. Antes de proceder a ello, el lector puede consultar el Anexo G, donde se calcula el coeficiente de confiabilidad actual promedio de las presas bajo estudio.

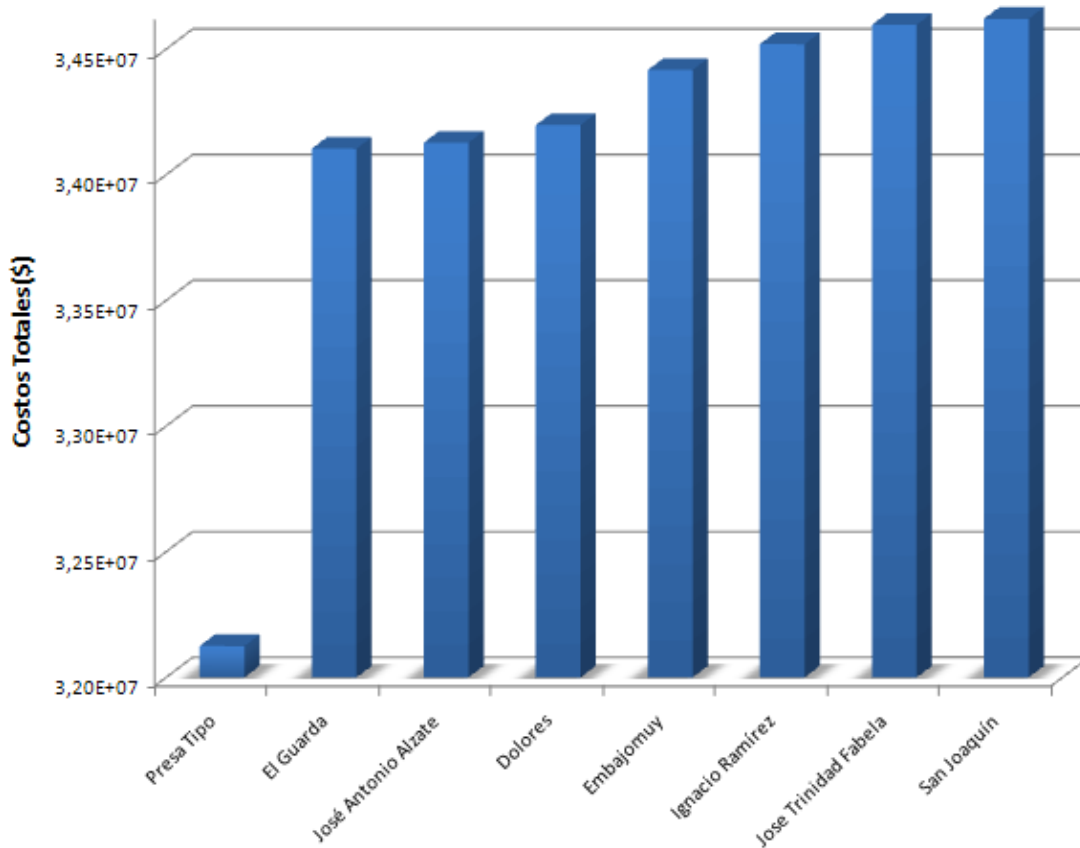


Figura 4.25 Histograma de costos totales de los siete casos de estudio

#### 4.7 Comparación con eventos previos

En México, y en particular en el Estado de México, se han presentado algunos colapsos en presas, asociados a diversas causas y fenómenos. Así, cuando ocurren eventos en este tipo de estructuras, se pone en riesgo tanto a la misma estructura, como a las vidas humanas y bienes

materiales en las zonas vecinas. Todo esto se traduce en costos públicos y privados. Por tal motivo, es necesario analizar el comportamiento que han tenido este tipo de obras, bajo distintas solicitudes, en el pasado.

Marengo (2002) realizó una recopilación de los distintos accidentes en presas de México, donde expone eventos de estructuras que han colapsado bajo distintos escenarios. En la Tabla 4.10 se muestran los modos de falla aquí estudiados, así como uno o más ejemplos de presas Mexicanas que fallaron como resultado de su presencia, en el siglo pasado.

En los siguientes párrafos se describen con mayor detalle los distintos accidentes que han sufrido estas presas mexicanas, clasificadas con base en su modo de falla. Del mismo modo, se mencionan en paralelo algunos casos de presas en otras partes del mundo.

<i>Causa de Falla</i>	<i>Presa</i>	<i>Comentarios</i>
<b>Desbordamiento</b>	El conejo y La llave, Guanajuato (1975)	Gran número de casos, sobretodo en bordos, por insuficiencia o carencia de vertedor.
<b>Tubificación y Brecha</b>	Dique Laguna, Sistema Necaxa, Puebla (1969); La Laguna, Veracruz (1972); La Escondida, Tamaulipas (1972)	Erosión interna por la cimentación, erosión por la masa de suelo compactado, y apertura de la cortina.
<b>Deslizamientos</b>	Dique Pescaditos, Pdte. Miguel Alemán, Oaxaca (1953); Dique El Estribón, Jalisco (1970)	A consecuencia de lluvias intensas, ambos taludes se deslizaron durante la etapa de operación.
<b>Fugas en conductos enterrados</b>	Santa Ana, Hidalgo (1952)	Se menciona esta causa entre sus posibles analizadas.
<b>Erosión de taludes</b>	Abelardo L. Rodríguez, Sonora*; El Azúcar, Tamaulipas*; Unión-Calera, Guerrero*	Oleaje intenso y prolongado y oleaje inducido por sismo
<b>Otras causas</b>	Necaxa, Puebla (1909)	Licuación de la masa de suelo, desalineamiento del talud aguas arriba durante la construcción
	Tlalpujahuá, Edo. Méx. (1940)	Licuación inducida probablemente por sismo
	Cacaloapan, Puebla (1952)	Fuertes grietas por asentamientos diferenciales

\*No se cuenta con el año de ocurrencia del evento.

Tabla 4.10 Fallas de presas construidas en México (Marengo, 2002)

### *Desbordamiento*

En el área de Irapuato, Guanajuato, en 1975 colapsó la presa denominada La llave falló por desbordamiento, debido a las lluvias intensas acumuladas durante 15 días. Dicha falla, provocó también el desbordamiento de la presa El Conejo, estructura similar ubicada aguas abajo en la misma cuenca. Tal evento se presentó debido al mal dimensionamiento del vertedor en la presa La Llave, lo cual coincide con las estadísticas que revelan que este es uno de los motivos principales por los que las presas colapsan, causando la liberación de agua sobre la corona de la cortina.

Aunque la lámina de agua que se liberó era pequeña, tuvo un gran impacto en la cortina ya que esta fue sometida a condiciones mecánicas extremas, esto sin tomar en cuenta la influencia del

agua sobre sus materiales de construcción. La falla de esta presa ocasionó pérdidas de vidas y cuantiosos daños materiales en toda la ciudad de Irapuato.

En el mismo tenor de ideas, a nivel internacional, el 4 de enero de 1970 falló la presa llamada Frías, ubicada sobre el cauce seco Frías, Provincia de Mendoza, Argentina, que formaba parte del sistema de presas para control de inundaciones de la ciudad de Mendoza. El colapso se debió a una crecida excepcional que sobrepasó la capacidad de la obra. La presa era del tipo escollero con recubrimiento protector en ambos taludes, la cortina tenía una altura de 15 m, y contaba con una capacidad de almacenamiento del embalse de 140000 m<sup>3</sup>. Durante el evento, la obra vio agotada su capacidad de evacuación, por lo que el agua superó en un metro sobre la cota de la corona de la presa.

El día del accidente, se presentaron lluvias torrenciales que generaron una crecida con un volumen de agua varias veces superior al de almacenamiento de la obra, reducido este a su vez por la acumulación progresiva de sedimentos aportados por sucesivas avenidas. La descarga abrupta de agua retenida por la presa inundó parte de la ciudad de Mendoza provocando daños de todo tipo y 26 víctimas fatales (Jansen, 1980). La presa fue reconstruida y rediseñada, contando hoy en día con una nueva capacidad de evacuación (diez veces a la capacidad original), con la finalidad de absorber adecuadamente una crecida de recurrencia milenaria.

#### *Tubificación y Brecha*

Este tipo de falla ocurrió en México en 1969, cuando el dique La Laguna perteneciente al sistema hidroeléctrico denominado Necaxa en el Estado de Puebla, y administrado por Luz y Fuerza del Centro, colapsó. La falla estuvo localizada específicamente en el extremo izquierdo del dique, por donde se vertió un caudal concentrado de agua y sedimentos, provocando un ancho de brecha de 30 m en el cuerpo de la cortina, trayendo como consecuencia la liberación súbita de un volumen de 20 millones de m<sup>3</sup> a las zona de aguas abajo de la cortina. En consecuencia, se destruyeron caminos y se provocó el deslizamiento masivo de laderas, aunque no se generaron pérdidas de vidas en las zonas afectadas.

Cabe mencionar que este dique se encontraba bajo monitoreo constante por medio de aforadores, los cuales indicaban los gastos de filtración a través tanto de la cortina como de la cimentación. Cuando la falla se presentó, los gastos registrados no causaron mayor alarma a los administradores de la presa, ya que en épocas anteriores se habían registrado lecturas semejantes o mayores sin la existencia de rupturas. De esta manera, no se le dio mayor importancia al evento, hasta que por un conducto a través de cortina brotó un caudal a presión, del orden de 78 lts/seg, iniciándose así la falla, que liberó un gasto considerable y provocó los efectos ya mencionados (Marengo, 2002).

Otro ejemplo es el del dique La Escondida, localizado en Tamaulipas, que colapsó entre el 8 y 9 de Junio de 1972. En este caso, la falla fue en la margen izquierda, donde se formaron una serie de tubificaciones generando un total de 50 fallas repartidas entre túneles y brechas a través de la cortina. Las tubificaciones fueron provocadas por lluvias extraordinarias, quedando por debajo del nivel de la corona (2 m), sin alcanzar la altura máxima de la estructura. El origen de la falla es atribuible a los materiales de construcción (Marsal, 1983).

Similarmente, la presa de Palagnedra que se ubicó sobre el río Melezza, Cantón de Ticino, Suiza, sufrió daños importantes debido a la obstrucción del vertedor, provocada por ramas y troncos provenientes del valle superior del río Melezza, al sur de los Alpes. Aunque se trataba de una presa de gravedad, de 72 m de altura y  $4,8 \text{ hm}^3$  de capacidad de almacenamiento, fue sobrepasada el 7 de Agosto de 1978 por una crecida próxima a los  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esto provocó la erosión en el material que soportaba parte de la cortina, lo que produjo en ésta una brecha de 25 m de ancho por 30 m de profundidad. La descarga sobre la presa fue estimada en  $1800 \text{ m}^3/\text{s}$ , y la onda de crecida provocó 24 víctimas fatales y serios daños en el Cantón de Ticino y en la provincia italiana de Ossola.

Las investigaciones revelaron que el vertedor había sido diseñado, originalmente, a partir de 8 años de registros hidrológicos y que tenía capacidad para soportar un gasto de  $450 \text{ m}^3/\text{s}$ . No obstante, por el tipo de construcción, en diferentes oportunidades permitió descargas próximas a los  $900 \text{ m}^3/\text{s}$ , hasta que se presentó la falla. A partir del accidente, se recalculó el gasto de diseño, adoptándose como valor final un caudal de  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ . Posteriormente, se introdujeron modificaciones en el vertedor, que incrementaron su capacidad hasta los  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$  (Bruschin, 1982)

#### *Deslizamientos*

Este modo de falla se presentó en 1953, en el dique Pescaditos del proyecto Pdte. Miguel Alemán, en el Estado de Oaxaca, donde la cortina tenía una altura de 12 m, y presentó un deslizamiento en esa estructura en su cara aguas abajo. Similarmente, en 1970, otro dique, ubicado en la presa el Estribón, Jalisco, falló por la misma causa 18 años después de su puesta en operación. El autor no pudo encontrar información en lo que se refiere a las consecuencias originadas por estas fallas.

Antes de pasar a otros casos, nuevamente se menciona que los deslizamientos de taludes se presentan cuando el cuerpo del terraplén pierde confinamiento, o existe una reducción al esfuerzo cortante entre sus partículas. La experiencia en el área ha mostrado que el principal motivo de que se presente este evento es el exceso de agua en la masa de suelo (Marengo, 2002).

#### *Fugas en conductos enterrados*

En lo relativo a fugas en conductos enterrados, los registros nacionales no documentan su presencia en México, pero se tienen argumentos suficientes para suponer que la presa Santa Ana en el Estado de Hidalgo pudo haber fallado como consecuencia de la formación de un conducto en la obra de toma.

#### *Erosión de taludes*

A diferencia de los deslizamientos, la erosión de taludes implica el desgaste de la cortina sin que necesariamente una porción de esta se desplace. Así, se han observado dos casos de pérdida parcial del enrocamiento de protección de la cortina aguas arriba debido al oleaje, uno en la presa Abelardo L. Rodríguez, Sonora y otro en la presa el Azúcar, en Tamaulipas. Otro accidente se registró en la presa Unión-Calera, en el Estado de Guerrero donde se originó el deslave intenso por ondas inducidas en el embalse durante la ocurrencia de un sismo. Cabe mencionar que este

tipo de evento sobre la estructura no puso en riesgo la integridad de la misma, pero hicieron evidente la falta de diseño y supervisión en la etapa de construcción para estos elementos de protección contra el embalse. En ningún caso se pudo rastrear el año de ocurrencia de los eventos descritos.

#### *Otras causas*

Además de las anteriores, existen otras causas como sismos, aunque solo se tiene documentada la falla de la presa Tlalpujahua, en el Estado de México, por esa razón. La estructura fue construida con el procedimiento de relleno hidráulico a base de desechos de mina. El modo de falla fue súbito, presentándose en 1940, por efectos de licuación en la cimentación. Como resultado de este colapso, se tuvieron víctimas mortales y pérdidas materiales en la zona de influencia.

Se tiene registro de otro evento sin aparente causa de falla, ocurrido el 20 de mayo de 1909 en la presa Necaxa, en Puebla, la cual colapsó en cuestión de segundos en la zona del pie de aguas arriba. En esencia, la estructura se deslizó 200 m con respecto a su posición original, movimiento que desplazó 550000 m<sup>3</sup> de material, provocando pérdidas de vidas y materiales.

Estos ejemplos revelan que la falla de una presa, a pesar de no ser un evento frecuente, puede tener consecuencias enormes. Una vez descritos estos colapsos de presas de tierra, localizadas en distintos lugares de la república Mexicana, y del mundo, se realizará la comparación con los datos obtenidos del análisis del modelo de riesgo y confiabilidad en presas de tierra aquí desarrollado.

### **4.8 Análisis de los eventos previos**

En la literatura, existe un gran número de métodos y procedimientos que buscan reproducir o simular las causas y consecuencias de la ocurrencia de una falla en presas de tierra (ver capítulo 2). Los resultados obtenidos a partir de estos métodos contribuyen a constituir diferentes escenarios, e identificar modos de respuesta teóricos. No obstante, si dichos métodos no son confrontados con datos registrados en la realidad, medidos en eventos de falla en este tipo de estructuras, no se puede evaluar su desempeño y por ende no se sabrá el grado de certeza que tienen los valores que producen.

Con base en los resultados del modelo aquí propuesto, y los casos de fallas reales descritos en la sección anterior, se puede afirmar que las variables consideradas en el primero son relevantes para predecir los modos de falla en presas de tierra. De esta manera, es claro que la presencia de fenómenos en la realidad (ej: precipitación y frecuencia sísmica), han originando distintos modos de falla en el cuerpo de la cortina de la presa (ej: desbordamiento, deslizamiento, tubificación y brecha). Por lo tanto, se demuestra que las variables estudiadas son representativas, y hacen que el modelo sea una herramienta útil para predecir el nivel de consecuencias esperado como resultado de la falla de alguna de las siete presas de interés.

De esta forma, los factores y modos de falla considerados dentro del estudio, como puede observarse en la Tabla 4.9, representan las principales causas y efectos por las que falla una presa de tierra. Es importante mencionar, que también existen otras fuentes que pueden producir fallas, pero las aquí recomendadas son las que, de acuerdo con los estudios reportados en la literatura,

producen la mayor cantidad de colapsos. Así, se considera que el modelo propuesto, produce resultados comparables con los valores registrados en casos reales.

La estructuración adecuada del modelo ha permitido la comparación cualitativa y cuantitativa con los casos reales ocurridos en presas de tierra. Así, se observa que los anchos de brecha calculados por el modelo, se encuentran dentro del rango de ocurrencia para este tipo de presas, tomando en cuenta rangos semejantes de precipitación y frecuencia sísmica a los ocurridos al momento de presentarse el fenómeno en la realidad (ej: La Laguna, en Puebla). Entonces, el modelo pronostica de manera apropiada las magnitudes asociadas a los modos de colapso.

En el trabajo de Rivero (2009), se pueden consultar las comparaciones hechas entre los resultados del modelo y casos de fallas reales. De nuevo, el análisis está centrado en la medición de los costos de las consecuencias humanas y materiales que resultarían del eventual colapso de una presa de tierra. Como se concluye en aquel trabajo, es viable emplear el modelo para tomar decisiones en la práctica. Para ratificar esta sentencia, ahora se presentan los resultados de la evaluación cualitativa realizada para calificar al modelo.

#### 4.9 Evaluación cualitativa del modelo

En un esfuerzo por determinar la viabilidad de aplicar el modelo en la práctica, se aprovechó el taller de expertos para preguntarles a ellos que percepción tenían del mismo, evaluación que se muestra en la Tabla 4.11. Para ello, se emplearon los criterios descritos en la sección 3.4 (ej: fácil de entender, sistemático, bien estructurado, completo, práctico y aplicable). En el evento, se empleó la siguiente escala: 1=totalmente en desacuerdo, 2=en desacuerdo, 3=neutral, 4=de acuerdo, 5=totalmente de acuerdo. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.11.

<i>Criterio</i>	<i>Experto A</i>	<i>Experto B</i>	<i>Experto C</i>	<i>Experto D</i>	<i>Promedio</i>
<b>Fácil de entender</b>	3	5	5	4	4,25
<b>Sistemático</b>	5	5	5	4	4,75
<b>Bien estructurado</b>	4	4	3	5	4
<b>Completo</b>	2	2	4	5	3,25
<b>Práctico</b>	4	4	3	5	4
<b>Aplicable</b>	5	4	4	4	4,25

4.11 Evaluación de los expertos del modelo propuesto

Como se puede apreciar, los especialistas están de acuerdo en que se trata de un modelo: fácil de entender, sistemático, bien estructurado, práctico y aplicable. En contraste, tuvieron la percepción de que no estaba completo, ya que ellos consideran que le hacen falta otras variables como: agrietamiento, licuación, dimensionamiento de la obra de excedencias y oleaje por viento. Esto es, sin lugar a dudas cierto, pero como se argumentó al principio del trabajo, las estadísticas nacionales e internacionales no revelaron que este tipo de variables fueran significativas y frecuentes para las presas de tierra (Marengo, 2002; Foster et al, 2000).

Consecuentemente, se sostiene que el modelo incluye las variables importantes para evaluar los riesgos en presas de tierra, y se cree firmemente que su aplicación en la práctica es viable, no sólo por las calificaciones de la evaluación cualitativa de los expertos, sino también porque los

resultados que produce son comparables con los registrados en casos reales de fallas tanto en México, descritas en la sección anterior, como con otros en latitudes diferentes como lo demostró Rivero (2009).

#### 4.10 Resumen

En el presente capítulo se presentó el análisis y discusión de los distintos resultados obtenidos después de aplicar la herramienta propuesta y desarrollada para evaluar el riesgo en presas de tierra del Estado de México. Así, al inicio se construyó el modelo, a partir de una estructura basada en las RBCNP, misma que fue minuciosamente detallada, especificando el porqué de las partes que lo integran, y la interacción entre las variables.

Después, se resaltó el papel que el JEE jugó en el desarrollo del modelo, y se describieron los diferentes pasos que permitieron su elaboración, enfatizando la importancia de contar con los puntos de vista de expertos en la materia. Con los datos que proporcionaron dichos especialistas, se llevó a cabo un proceso de análisis que permitió elegir los valores más apropiados para que el modelo funcionara. En paralelo, se discutieron las gráficas de frecuencia acumulada, respectivas a cada una de las variables de interés que se incluyeron en la investigación. En esas representaciones, se muestran los percentiles “tipo” utilizados para el estudio.

De esta forma, el análisis de las correlaciones de rango para cada variable, se llevó a cabo mediante la descripción de sus gráficas, que se calcularon siguiendo el procedimiento presentado en la sección 4.4. Una vez calculadas, las correlaciones permitieron realizar el análisis de sensibilidad del modelo, donde el programa UniNet se empleó para generar las distintas iteraciones, con base en los requerimientos del analista. Habiendo mostrado la matriz de correlaciones, así como los percentiles “tipo” obtenidos de la aplicación del JEE, se llevaron a cabo una serie de ejercicios, en donde se verificó tanto el correcto funcionamiento como la sensibilidad del modelo.

Para lograr lo anterior, las variables fueron caracterizadas con distintos valores de tal modo que permitieran describir las posibles causas y consecuencias de falla en las presas estudiadas. Aquí, la experiencia que han dejado las fallas totales o parciales ocurridas en el pasado, permitió comparar los valores reales con aquellos producidos por el modelo. Así, la herramienta propuesta pronostica el riesgo en presas de tierra, con la finalidad de que los administradores puedan tomar decisiones anticipadas a la ocurrencia del colapso en estructuras terreas, con base en la revisión de parámetros y criterios de diseño, construcción, operación y mantenimiento en la infraestructura existente.

Por último, es importante mencionar que el modelo es solo un medio para cuantificar los riesgos, y que debe usarse en conjunto con medidas de prevención, mitigación, corrección y contingencia para evitar que se presenten fallas en las presas de interés. Habiendo demostrado cuantitativa y cualitativamente la utilidad de la red Bayesiana propuesta, ahora se procede a la presentación de las conclusiones generales del estudio.



## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **Conclusiones generales**

Para finalizar este trabajo, se menciona que la presente tesis ha cumplido con los objetivos, metas y propósitos iniciales planteados por el autor, quien espera que la exposición presentada sea de ayuda para las personas interesadas en el tema. No solo eso, también se cree firmemente que el presente trabajo puede contribuir en el desarrollo de más conocimientos útiles, en lo que respecta al análisis de riesgo de las presas de tierra de la entidad.

Así, con base en los argumentos y evidencias presentadas a lo largo de la tesis, se enlistan las siguientes conclusiones generales:

- La falta de estudios oportunos, adecuados y correctos durante la concepción del proyecto, puede provocar que se presenten distintos modos de falla sobre una presa a lo largo de su vida, como lo simula el modelo desarrollado.
- Investigadores en distintas latitudes han propuesto diversos métodos para evaluar los riesgos en obras de infraestructura. Entre ellos, se pueden mencionar: el período de retorno, la simulación de Montecarlo, el método del primer orden del segundo momento estadístico, el método de confiabilidad, y las redes Bayesianas, siendo estas últimas las que mejor permitieron evaluar los riesgos en las estructuras de interés.
- La información concerniente a modelos para evaluación de riesgo en el país, es escasa, difícil de obtener, y en algunos casos inexistente.
- La escasez de registros, permitió que el autor recurriera al JEE, para generar los datos que requería el modelo.
- En la investigación fue inviable recolectar datos e información directamente en campo, por los costos en tiempo, dinero y personal que eso representaba.
- La combinación de las metodologías adecuadas, JEE y las RBCNP, permitieron obtener resultados confiables y análogos a los registrados en eventos reales de fallas de presas de tierra.
- El mayor número de presas deterioradas y colapsadas alrededor del mundo, se ha presentado en las presas de tierra, debido a su constitución, vulnerabilidad y falta de atención a lo largo de su vida.
- Las presas de tierra son las estructuras más comunes, excediendo en número a sus contrapartes de otros tipos (ej: gravedad y contrafuertes)
- La construcción, operación y mantenimiento de presas de tierra, son aspectos en donde los dueños, administradores y dependencias responsables deben de prestar minuciosa atención.

### **Conclusiones particulares**

- La valoración del modelo por parte de los expertos, permite afirmar que se trata de una herramienta que es fácil de entender sistemática, bien estructurada, práctica y aplicable.
- En la estructuración del modelo, sólo se consideraron las variables de mayor influencia para el colapso de presas de tierra.
- Las correlaciones calculadas e incluidas en el modelo, permiten pronosticar los impactos mutuos entre las variables de interés.
- El desbordamiento es la principal causa de falla en presas de tierra, provocado ya sea por avenidas extraordinarias o por la liberación de agua en presas en serie aguas arriba, o por un mal dimensionamiento de los elementos de control y obras de excedencias.
- La tubificación ocupa el segundo lugar en causas de falla, en presas de tierra, producto de un mal control de materiales en la etapa construcción.
- Así, los primeros indicios de falla en una presa, como la tubificación, el deslizamiento del talud de la cortina, o la apertura de una brecha en la misma, indican que esta en proceso algún mecanismo que ocasionará el colapso total o parcial dentro del cuerpo de la cortina de la presa.
- Los costos estimados en el presente trabajo producto de la eventual falla de este tipo de estructuras oscilan en el rango que va de los \$ 32000000 a los \$ 145000000.
- El índice mayor de ocurrencia de falla en presas de tierra se presentó entre los años de 1900 a 1919, donde las alturas de las cortinas oscilaba de entre los 15 a 30 m.
- El desbordamiento promedio calculado en este trabajo, aunque no sobrepasa la cota de la corona de la presa, puede influir en la generación de otros mecanismos de falla como la tubificación y el deslizamiento de taludes.
- La jerarquización de las presas bajo estudio, de mayor a menor riesgo, resultó ser: San Joaquín, José Trinidad Fabela, Ignacio Ramírez, Embajomuy, Dolores, José Antonio Alzate y El Guarda.
- Los costos totales de la presa con mayor nivel de riesgo (San Joaquín) son del orden de los \$34621000.
- El ancho de brecha promedio para la presa San Joaquín, adquirió el valor de 55,5 m, y el ancho máximo fue cercano a los 63,69 m.
- El desbordamiento máximo calculado alcanzó los 79 cm sobre el nivel de la corona.
- La presa con menor índice de riesgo es El Guarda, debido a que sus costos totales esperados, serian del orden de los \$ 34104000

## **RECOMENDACIONES**

Así, con base en las reflexiones previas, el autor considera que debe de existir mayor investigación e interés por parte de los administradores, dueños, constructores, proyectistas y demás personas que intervienen en la edificación de este tipo de obras, en lo que se refiere al análisis de riesgos.

Debido a que las presas representan desarrollo, bienestar y progreso para los habitantes de un país, su conservación es fundamental y para ello se pueden explotar herramientas como la aquí presentada.

El modelo ha permitido identificar las presas, que entre las siete analizadas, tienen el mayor grado de riesgo, lo que se debe traducir en acciones preventivas que contribuyan a mitigar los peligros asociados.

Dado que las presas con alto riesgo en el país son muchas, urge formular una metodología que permita, de manera fácil y rápida, el análisis de riesgo.

Debido a que, se insiste, la principal causa de falla en una presa de tierra es el desbordamiento, resulta prioritario realizar un estudio en las etapas de construcción y operación, en donde se considere un análisis de riesgo que permita tomar acciones preventivas que minimiza la probabilidad de falla por esa causa.

De esta manera, los resultados aquí obtenidos se pueden traducir en acciones concretas de mantenimiento (ej: desazolve, limpieza en cortina y vaso, etc), que conlleven a incrementar la vida útil de estas importantes obras.

Aunado a la creación de modelos y metodologías como los aquí propuestos, es importante fomentar una cultura de prevención, mitigación y oportuno mantenimiento en torno a las presas de tierra.

## **REFERENCIAS**

- Aparicio, F., (1994), “Fundamentos de Hidrología de Superficies”, Limusa, México
- BR, (1961), Design of Small Dams, Bureau of Reclamation, US
- BRUSCHIN, J. et al., (1982), “The overtopping of the Palagnedra Dam”, Water Power & Dam Construction, USA
- BS 8800 (1996), Guide to Occupational Health and Safety Management Systems”, British Standard Institutions (BSI), UK
- Canto Contreras, J.T. y Alamilla López, J.L., (2000), Análisis de Confiabilidad de Estructuras de Varios Grados de Libertad, Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 1-4 Nov, León, Guanajuato
- CONAGUA, (1998), Inspección de vertedores y obras de desfogue, Manual para Capacitación en Seguridad de Presas, Comisión Nacional del Agua, México
- CONAGUA, (1999), La importancia de la seguridad de presas, Manual para Capacitación en Seguridad de Presas, Comisión Nacional del Agua, México
- Cooke, R.M. (1991) Experts in uncertainty: Opinion and Subjective Probability in Science. Oxford University Press, USA
- Cooke, R.M. y Goznes, L.H.J. “TU Delft expert judgment data base”. Reliability Engineering & System Safety. (2008) 657-674
- Delgado H.D., (2006), A framework for building quality into construction projects, Ph Thesis, University of Birmingham, UK
- Foster M., Fell R. and Spannagle M. (2000), “The statistics of embankment dam failures and accidents”, Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, pp. 1000-1024

Halpin, E.C., (2005), Prioritizing dam safety budgets: beyond remedial measures and numerical approaches, 25th Annual USSD Conference, 6-10 June, Salt Lake City, Utah, US, pp. 703-712

Hanea, A.M., (2008), Algorithms for Non-Parametric Bayesian Belief Nets, Master of Science in Applied Mathematics, PhD Thesis, Technological University of Delft, The Netherlands

Hanea, A., Kurowicka, D., and Cooke, R.M., (2006), Hybrid Method for Quantifying and Analyzing Bayesian Belief Nets, Quality and Reliability Engineering International, Vol. 22 No. 6, pp 709-729

ICOLD, (1995), "Dam Failure Statistical Analysis", International Commission on Large Dams (ICOLD), Bulletin 99

ICOLD, (2008), "International Commission of Large Dams", ICOLD, <<http://www.icoldcigb.net/>>, (May 19, 2008)

Jacinto, R.C., (2003), "Work Accidents Investigation Technique", PhD Thesis, The University of Birmingham, UK

JANSEN, R.B., (1980), "Dams and Public Safety", Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior, Denver, CO, USA

Juárez, B. E., Rico, R, A.,(1996) "Mecánica de suelos", Tomo II "teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos", Limusa, D.F, México

MacDonald T.C. y Langridge - Monopolis J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. Journal of hydraulic engineering., ASCE, 110(5), 567-586

Marengo, H. (1993), "Análisis de Riesgo de Falla en Presas de Tierra y Enrocamiento ante Avenidas", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D.F

Marengo, H. (2002), "Consideraciones de Riesgo de Falla en Presas Mexicanas", Seminario de Seguridad de Presas, Comisión Nacional del Agua, México D.F., Sept 5-6

Marsal, J. (1983), "Presas de Tierra y Enrocamiento", Limusa, México, D.F

Merritt, F.S., Kent Loftin, M. and Ricketts, J.T., (1999), Manual del Ingeniero Civil, Mc Graw Hill, México

Morales, N.O., y Cooke, R., (2008), Introducción al Modelo Clásico de Juicio Estructurado de Expertos: breve recuento del pasado y una aplicación reciente, Working paper TUDelft (enviado a ciencia ergo sum, Universidad Autónoma del Estado de México)

Morales O., Kurowicka D., and Roelen A., (2008a), Eliciting Conditional and Unconditional Rank Correlations from Conditional Probabilities, Reliability Engineering and System Safety, Vol. 93 No. 5, pp. 699-710

Muller, B.C. and Mayer, D., (2005), The evolution of reclamation risk based dam safety program management and decision making, 25th Annual USSD Conference, 6-10 June, Salt Lake City, Utah, US, pp. 693-702

NOVAK, P., MOFFAT, A.I.B., NALLURI, C., NARAYAN, R. (2001), "Estructuras Hidráulicas", Segunda Edición, Mc Graw Hill.

Pearl J. (1988), "Probabilistic Reasoning in Intelligent Systems", San Mateo: Morgan Kaufmann, California, US

Renn, O., (1998), The Role of Risk Perception for Risk Management, Reliability Engineering & System Safety, 59(1), pp. 49-62

Rivero, S.J (2009), "Evaluación de costos por fallas en presas de tierra: Un caso en el Estado de México", Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México

SEMARNAT (2007), "Estadísticas del Agua en México", Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México

SRH (1976), "Presas Construidas en México", Secretaría de Recursos Hidráulicos, México

Wahl, T. L., (1998), "Prediction of Embankment Dam Breach Parameters", Dam Safety Office, Report DSO-98-004, US

Walpole, R. E and Myers, R. H, (1992), "Probabilidad y estadística", Mc Gram Hill, Cuarta edición, México

## Análisis de Confiabilidad

La idea detrás de uno de estos análisis, es asegurar que  $X$  sea mayor que  $Y$  ( $X > Y$ ), es decir, que el sistema resista más de lo que actúa sobre él, a lo largo de su ciclo de vida (desde las etapas de diseño y construcción, hasta la de reuso o disposición). 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, como se manifestó en el primer apartado de la tesis, falla “*es un movimiento o mal funcionamiento de alguna parte de la presa, de manera que esta ya no cumple con su objetivo principal de diseño, la retención del embalse*”. A su vez, confiabilidad se definió como “*la probabilidad de que una estructura no falle cuando es sometida a solicitaciones externas (sismo, lluvias intensas, desbordamientos, deslizamientos, tubificación y brechas en el cuerpo de la cortina)*” (ver la sección titulada “La necesidad de Administrar los Riesgos en Obras de Ingeniería Civil”, al inicio de este trabajo).

De este modo las distribuciones y densidades de probabilidad de  $X$  y  $Y$  se conocen, entonces los valores requeridos para calcular la probabilidad de falla ( $P_F$ ), pueden formularse en función de  $F_x$  ( $X$ ) o  $F_x$  ( $Y$ ), y  $F_y$  ( $x$ ) o  $F_y$  ( $y$ ) como se muestra en la ecuación 1 (Marengo, 1993).

$$P_F = P(X < Y) = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y / Y = y)P(Y = y).....(1)$$

De este modo, la resistencia ( $X$ ) y la demanda ( $Y$ ) son estadísticamente independientes, ya que:

$$P(X < Y / Y = y) = P(X < Y)^1$$

Y, la probabilidad de falla se puede expresar como:

$$P_F = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y)P(Y = y).....(2)$$

La ecuación anterior es aplicable a las variables continuas  $X$  y  $Y$ , por lo que la probabilidad de falla se puede formular como:

$$P_F = \int_0^{\infty} F_x(Y)f_y(y)dy.....(3)$$

La ecuación (3), es la convolución (superposición) de  $F_x$  ( $Y$ ) y  $f_y$  ( $y$ ) con respecto a  $Y$ , y puede explicarse por medio de la Figura A.1. En ella se observa que si  $Y > y$ , la probabilidad condicional de falla sería  $F_x(y)$ , pero debido a que  $Y = y$  (o más precisamente  $y < Y < y+dy$ ) está asociada con la probabilidad  $F_y(y)dy$ , por tanto la integración de todos los valores de  $Y$  llevan a la ecuación (3).

---

<sup>1</sup> Recordar que  $F_x$  ( $X$ ) =  $P(X < )$ ,  $F_x$  ( $Y$ ) =  $P(X < Y)$ ,  $f_y$  ( $x$ ) =  $P(Y=x)$ ,  $f_y$  ( $y$ ) =  $P(Y=y)$

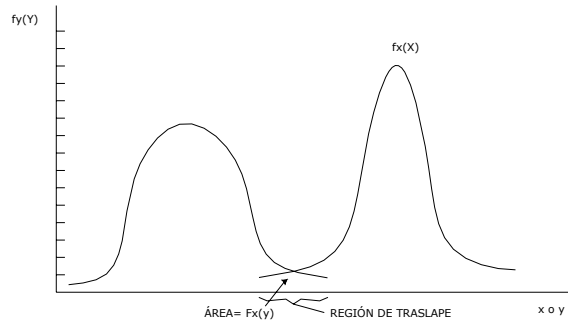


Figura A.1. Funciones de probabilidad de  $f_x(x)$  y  $f_y(y)$ .

Alternativamente, la confiabilidad puede formularse por medio de la convolución con respecto a X:

$$P_F = \int_0^{\infty} [1 - F_Y(x)] f_x(x) dx \dots \dots \dots (3.a)$$

Con base en la teoría antes mencionada, la correspondiente probabilidad de que no se presente la falla es por definición, la confiabilidad la cual la podemos expresarla de la siguiente manera:

$$P_S = 1 - P_F \dots \dots \dots (4)$$

Como se muestra en la Figura A.2 el área de traslape muestra la intersección de las curvas  $f_x(X)$  y  $f_y(Y)$ , que representan una medida cualitativa de la probabilidad de falla, por lo tanto:

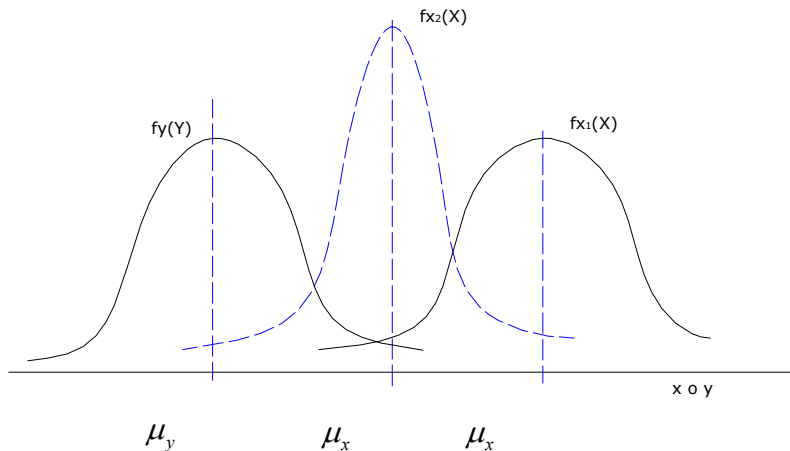


Figura A.2.- Efecto de la posición relativa entre las funciones de probabilidad de falla.

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 la relación, que se definirá como el factor de seguridad central o la diferencia entre  $\mu_x - \mu_y$  que explica el margen de seguridad.

La región de traslape también está sujeta al grado de dispersión de  $f_x(X)$  y  $f_y(Y)$ , como se muestra en la siguiente figura donde las curvas punteadas tienen un área mayor en la zona de intersección. Esta dispersión puede expresarse en términos de las covarianzas  $\delta_x$  y  $\delta_y$ .



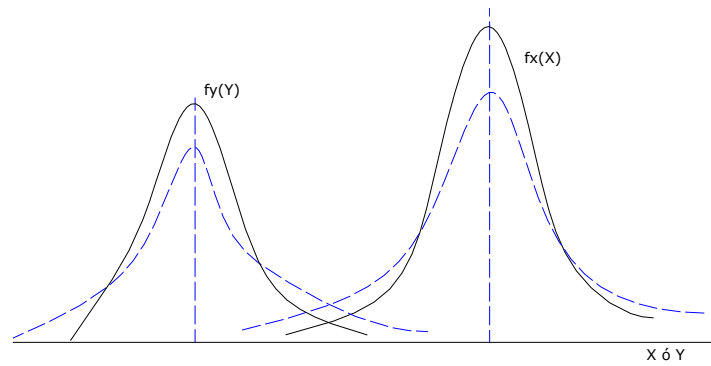


Figura A.3.- Efecto de la dispersión en  $f_x(X)$  y  $f_y(Y)$ , y en la probabilidad de falla.

La medida de la confiabilidad es propiamente una función de las posiciones relativas de las funciones  $f_x(X)$  y  $f_y(Y)$ , así como el grado de dispersión de cada una de ellas, dicho comportamiento lo podemos observar en la Figura A.3.

La probabilidad de falla, también está vinculada con la forma de  $f_x(X)$  y  $f_y(Y)$ . En la práctica, la información es limitada y es posible estimar las principales características estadísticas de cada una de ellas (el primer y segundo momento) de X y Y, con base en la muestra analizada se puede valorar la media  $\mu_x$  y  $\mu_y$ , las correspondientes desviaciones estándar  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$ , o las covarianzas  $\delta_x$  y  $\delta_y$ . Las ecuaciones (3) y (4) en las que se supone que X y Y representan variables aleatorias estadísticamente independientes; presentándose en ciertos casos variables que pueden estar correlacionadas entre sí, en cuyo caso se tiene que:

$$P(Y < X / X = x) \neq P(Y < x)$$

y

$$P(X < Y / Y = y) \neq P(X < y)$$

De esta manera, la probabilidad de falla puede expresarse en términos de la unión de las funciones de densidad de probabilidad como se muestra en la siguiente expresión:

$$P_F = \int_0^{\infty} \left[ \int_0^y f_{x,y}(x, y) dx \right] dy \dots \dots \dots (5)$$

Asimismo, la confiabilidad corresponde a la ecuación mostrada:

$$P_S = \int_0^{\infty} \left[ \int_0^x f_{x,y}(x, y) dy \right] dx \dots \dots \dots (6)$$

## Método del primer orden del segundo momento estadístico.

Desarrollo Matemático

Tomando en cuenta la definición de margen de seguridad  $M=X-Y$ , así como el estado de seguridad se define para  $M > 0$ , y el estado de falla como  $M < 0$ . La frontera que separa los estados de falla y seguridad queda establecida para  $M = 0$ .

Considerando las variables reducidas.

$$X' = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x} \qquad Y' = \frac{Y - \mu_y}{\sigma_y}$$

El espacio de estas variables reducidas se muestra en la figura siguiente. Mostrándose en términos de las variables reducidas, la ecuación límite  $M = 0$ , es:

$$\sigma_x X' - \sigma_y Y' + \mu_x - \mu_y = 0$$

Siendo la línea recta de la función de distribución para el margen de seguridad. La distancia desde la línea de falla al origen 0 esta dado por.

$$d = \frac{\mu_x - \mu_y}{\sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2)}}$$

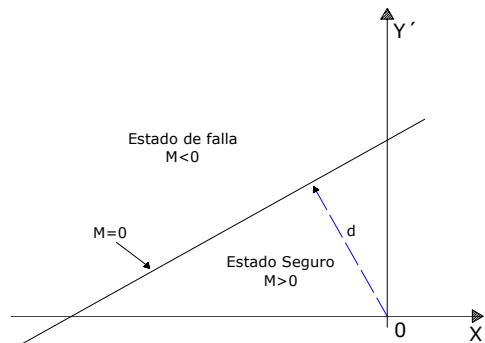


Figura B. Espacio de las variables reducidas  $X'$  y  $Y'$ .

La expresión solo es válida si las funciones de distribución de probabilidad de las variables analizadas son normales y no se presentan correlaciones entre sí.

Lo anterior sucede porque sólo con la distribución normal, en el caso de variables no correlacionadas, se cumple que la media de la suma de las variables que intervienen en el problema es la suma de las medidas de la función de comportamiento; lo mismo se aplica al hecho que en este caso la variancia de la función de comportamiento es la suma de las variancias de las variables estudiadas.

Esto lleva a que cuando se tengan variables con distribución de probabilidad diferentes a la normal, se debe evaluar la probabilidad correspondiente, con base en la distribución normal equivalente. Dado que la distancia mínima puede interpretarse como una medida de la confiabilidad del sistema, entonces la evaluación de la ecuación correspondiente al margen de seguridad en el origen de las variables reducidas ( $M'=0$ ) al tratarse con distribuciones normales puede hacerse como sigue:

$$\begin{aligned}\mu_M &= X - Y \mu_M = \mu_X - \mu_Y \\ \sigma_M^2 &= \sigma_x^2 + \sigma_y^2 \\ M' &= \frac{M - \mu_M}{\sigma_M}\end{aligned}$$

En el origen de  $M'$  ( $M'=0$ ), la ecuación del margen de seguridad para  $M=0$  (distancia entre el origen y el estado de falla), por definición es:

$$P_F = F_M(M) = F_M(0) = F_M(-\mu_M / \sigma_M) = \Phi(-\mu_M / \sigma_M) = 1 - \Phi(\mu_M / \sigma_M)$$

Y así, el índice de confiabilidad  $\beta$  es la distancia mínima al origen ( $\mu_M / \sigma_M$ ), por lo tanto:

$$\beta = \mu_M / \sigma_M$$

$$P_S = 1 - P_F = 1 - 1 + \Phi(\beta) = \Phi(\beta)$$

La demostración anterior que parte de dos variables ( $X, Y$ ), puede ser generalizada a  $n$  dimensiones o al espacios con variables no lineales al encontrarse un plano tangente a la superficie de falla y la distancia de éste al origen.

El método avanzado de primer orden de los segundos momentos se resume a continuación:

-Punto más probable de falla se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$x_1^* = -\alpha_1^* \beta$$

En la cual  $\alpha_1$  son la dirección del los cósenos directores:

$$\alpha_1^* = \frac{\left( \frac{\partial g}{\partial x_1} \right)}{\sqrt{\sum_1 \left( \frac{\partial g}{\partial x_1^*} \right)^2}}$$

donde las derivadas son evaluadas en  $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ , con:

$$x_1^* = \sigma_{x_1} x_1^* + \mu_{x_1} = \mu_{x_1} - \alpha_1^* \sigma_{x_1} \beta$$

-La solución de la ecuación límite de estado permite obtener  $\beta$ .

En base a los resultados anteriores se plantea el siguiente algoritmo para aplicar el método avanzado de primer orden de los segundos momentos estadísticos.

- Definir una función de comportamiento con las variables estadísticas que se consideren adecuadas y significativas en el problema en cuestión.
- Suponer un punto inicial de falla  $X_1^*$ ;  $i=1, 2, 3, \dots, n$  y obtener.

$$x_1^{*s} = \frac{x_1^* - \mu_{xi}}{\sigma_{xi}}$$

- Estimar  $\left(\frac{\partial g}{\partial x_1^{*s}}\right)$  y  $\alpha_1^*$  en los puntos  $x_1^*$
- Calcular  $x_1^*$  con:  $x_1^* = \mu_{xi} - \alpha_1^* \sigma_{xi} \beta$
- Sustituir los valores estimados de  $x_1^*$ , en la función del comportamiento y encontrar  $\beta$ .
- Con el valor de  $\beta$  obtenido, reevaluar  $x_1^{*s} = -\alpha_1 \beta$
- Repetir los pasos 3 y 6 anteriores hasta conseguir una convergencia deseada que sucede cuando  $\beta_1$  es casi igual a  $\beta_{i+1}$ .

## **Lista de Expertos**

Ing. Claudia Guzmán Vilchis

Operación y conservación de presas, Subdirección de asistencia Técnica Operativa,  
CONAGUA

Tel. (01722)2322636

Ing. Luis Eduardo Mejía Pedrero

Director del Departamento de Aguas Superficiales, CONAGUA

Profesor de la Facultad de Ingeniería de la UAEMex

Tel. (01722) 2322636

Ing. Miguel Valdez Sinto

Operación y Conservación de Presas, Subdirector de Asistencia Técnica Operativa,  
CONAGUA

Tel. (01722) 2322636

Ing. Rafael López Albarrán

Director del Organismo de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del municipio de  
Zinacantepec

ODAPAS

Tel. (07222) 2183245, ext. 102

## **Colaboradores**

Ing. José Luis Cortéz Martínez

Profesor de tiempo completo de la Facultad de Ingeniería  
UAEMex

Tel. (01722) 2151351

Ing. José Maya Ambrosio

Director de Obras Hidroagricolas, SEDAGRO

Tel. (01722)2756400, ext. 5773

# Consulta estructurada de expertos para la cuantificación de riesgos en presas de tierra en el Estado de México.



Facultad de Ingeniería  
Universidad Autónoma del Estado de México

  
EEMCS-TU Delft

Delft Institute of Applied Mathematics

Septiembre 09

## Índice.

<b>ÍNDICE.</b>	<b>109</b>
<b>INTRODUCCIÓN.</b>	<b>109</b>
El modelo.	110
Variables de interés y de calibración.	112
Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango.	114
<b>VARIABLES DE INTERÉS.</b>	<b>115</b>
<b>CORRELACIONES DE RANGO Y CORRELACIONES CONDICIONALES DE RANGO.</b>	<b>117</b>

## Introducción.

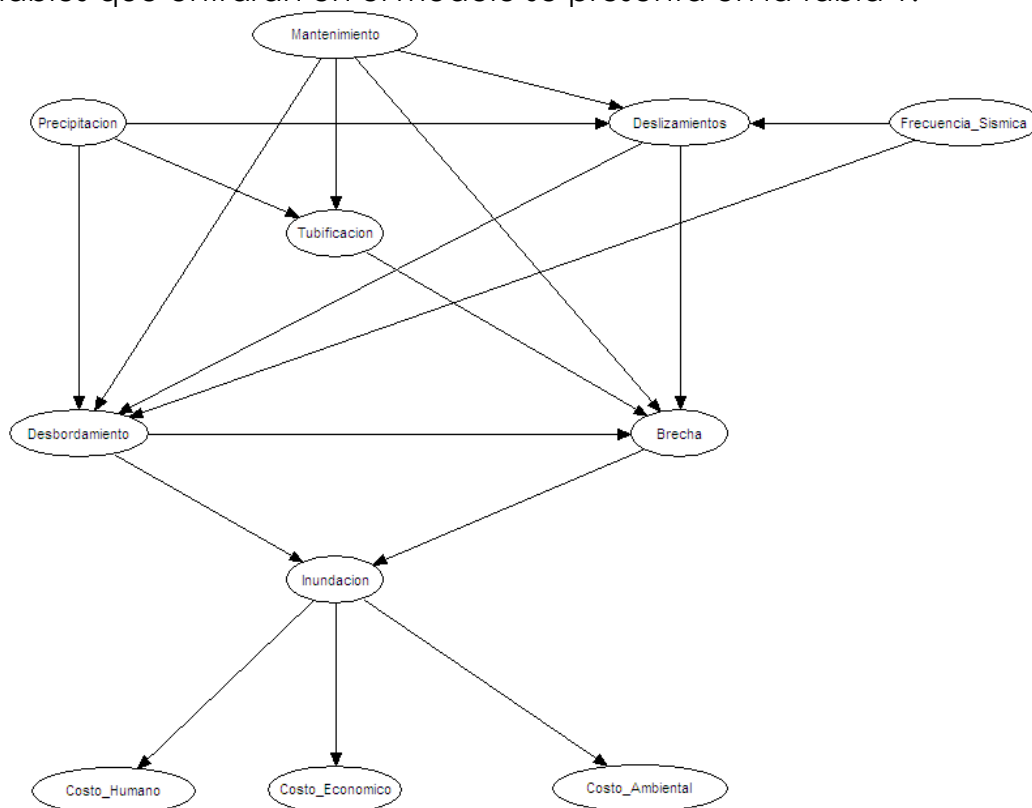
Gracias por su participación en este ejercicio de juicios estructurados de expertos. El presente cuestionario tiene como objetivo la cuantificación de riesgos en presas de tierra en el estado de México. Como el nombre del proyecto lo indica, se pretende describir cuantitativamente estos riesgos y para ello se empleará el modelo de redes Bayesianas continuas. Las presas de interés en este modelo son: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela, Guarda, Dolores, José Antonio Alzate e Ignacio Ramírez.

Un conjunto exhaustivo de datos que nos permitan extraer la información completa requerida para la cuantificación del modelo no está disponible. Por esta razón se solicita su cooperación, así como la de otros expertos en la materia para la cuantificación del modelo. Para lograr una mayor

validez del modelo de riesgos, las opiniones de los expertos serán extraídas y analizadas de manera estructurada. En concreto, el *modelo clásico de consulta de expertos* será usado para combinar las opiniones de los expertos participantes. Este ha sido utilizado en un número importante de aplicaciones anteriormente alrededor del mundo. En México ha sido empleado para cuantificar los efectos de la contaminación del aire (partículas menores a 2.5 micrómetros en diámetro aerodinámico) en la salud. En este proyecto se esperan lograr resultados tan exitosos como los que se han alcanzado en el pasado.

## El modelo.

La figura 1 representa el modelo de riesgos de presas de tierra tal y como será cuantificado en este proyecto. Se trata de una representación simplificada de las posibles causas y consecuencias de fallos en cualquiera de las siete presas descritas anteriormente. La estructura del modelo no está bajo discusión en este ejercicio y debe ser considerado tal y como se encuentra actualmente. Una breve definición de las variables que entrarán en el modelo se presenta en la tabla 1.





**Figura 1. Red Bayesiana representando el Modelo de riesgos en presas de tierra del Estado de México**

Nombre de la Variable	Descripción	Unidades
Precipitación	Se obtiene el área de influencia para cada cuenca de interés (7 en este caso). Se identifican las estaciones climatológicas que la afectan y de sus registros se obtienen datos diarios de lluvia por medio del programa ERIC (1961-1998 con valores faltantes dependiendo de la estación de medición). Se calcula el promedio diario para cada cuenca a través de sus estaciones. Con dicho promedio se obtiene un promedio móvil por cuenca y finalmente se obtiene un promedio de estos promedios móviles a lo largo de las 7 cuencas. La distribución final muestra los datos de este último promedio de lluvias.	mm/día
Frecuencia sísmica	Es una distribución del número de eventos con frecuencia $\geq 5.5$ grados en escala de Richter de 2000 a 2008. Los datos son obtenidos del sistema sismológico nacional.	(# sismos $\geq$ a 5.5)/año
Deslizamiento de taludes en la cortina	Es la distribución de los Factores de Seguridad (Mom_resist/Mom_mot) que tiene cada presa, con base en su geometría de diseño y mediante la aplicación del método Sueco.	Adimensional
Mantenimiento	Es el número de años transcurridos entre mantenimientos que llevan a la obra al estado original	# de años entre mantenimientos
Tubificación	Gasto de la presa que se filtra a través de la cortina y/o cimentación, sin considerar el agua que fluye a través de la obra de toma y/o de la obra de excedencias	l/seg
Desbordamiento	Tirante medido a partir de la cresta durante un evento en el cual el nivel del agua almacenada supera la altura total de la cortina	mm
Brecha	Longitud del ancho de brecha promedio, es decir, ancho de brecha superior y ancho de brecha inferior, presentada debida a la erosión la corona de la cortina	m
Inundación	Nivel de la lámina de agua promedio por día, en el área inundada aguas abajo de la presa, en el evento de una falla	mm/día
Costo Humano	Son los costos públicos y privados totales, para un periodo de tiempo igual a la máxima esperanza de vida restante, por todos los posibles daños y pérdidas en: salud y vidas humanas, ocasionados por la inundación debida a la falla de una presa, medidos en pesos (\$) actuales	\$
Costo Económico	Son los costos públicos y privados totales, en pesos (\$) actuales, por todos los posibles daños y pérdidas en: infraestructura (escuelas hospitales, puentes, vías de comunicación, medios de transporte), campos de producción alimenticia (cultivos, granjas), centrales de abasto y comercio, vivienda, centros de recreación, etc., ocasionados por la inundación debida a la falla de una presa	\$
Costo Ambiental	Esta variable no se estudia con detalle en el proyecto, aunque se sabe que existe y que debe tomarse en cuenta	\$

**Figura 2. Definición de las variables de interés**

En este proyecto se intentará obtener dos tipos de información: el primero esta relacionado con la distribución de ciertas variables de la figura 1, para la que no se tienen datos disponibles actualmente. La segunda se refiere a la manera en que éstas variables se relacionan de manera probabilística unas con otras. Para lograr estos objetivos, de acuerdo al modelo clásico, se preguntarán *variables de calibración* adicionalmente a las variables de interés.

Las variables de calibración serán utilizadas para formar combinaciones de las opiniones individuales de los expertos participantes. Éstas combinaciones son, más concretamente, promedios ponderados cuyos pesos específicos son obtenidos a partir del desempeño de los expertos en las variables de calibración. A continuación se describe con detalle el tipo de preguntas que serán empleadas en este cuestionario.

## Variables de interés y de calibración.

El juicio estructurado de expertos se emplea en problemas en los que existe experiencia científica pero existe incertidumbre en cuanto al valor verdadero de ciertos parámetros que los describen. Esta incertidumbre puede encontrar su origen en la imposibilidad de llevar a cabo cierto tipo de experimentos, por ejemplo en estudios relacionados a la toxicidad de sustancias en humanos, o en la falta de disponibilidad de recursos (económicos, humanos, de tiempo) para llevar a cabo las mediciones correspondientes.

Estos parámetros desconocidos son los que se preguntarán a los expertos participantes, no en la forma de un estimador puntual, sino en la forma del percentil 5, 50 y 95 de la distribución de probabilidad que describe la incertidumbre de cada experto individualmente respecto al parámetro de interés. Un ejemplo del tipo de preguntas que se usaran en este ejercicio se presenta a continuación:

<b>Ejemplo</b>	<b>Tasa promedio de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Considere observaciones de tasa de precipitación diarias en cualquiera de las 5 estaciones de medición de lluvia relacionadas con Villahermosa Tabasco, desde enero de 1961 hasta junio de 1985, obtenidas con el programa Histórica ERIC II del IMTA-CONAGUA. Con estas tasas se toma el promedio a lo largo de las 5 estaciones y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria. ¿Cuál es el valor esperado de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		

---

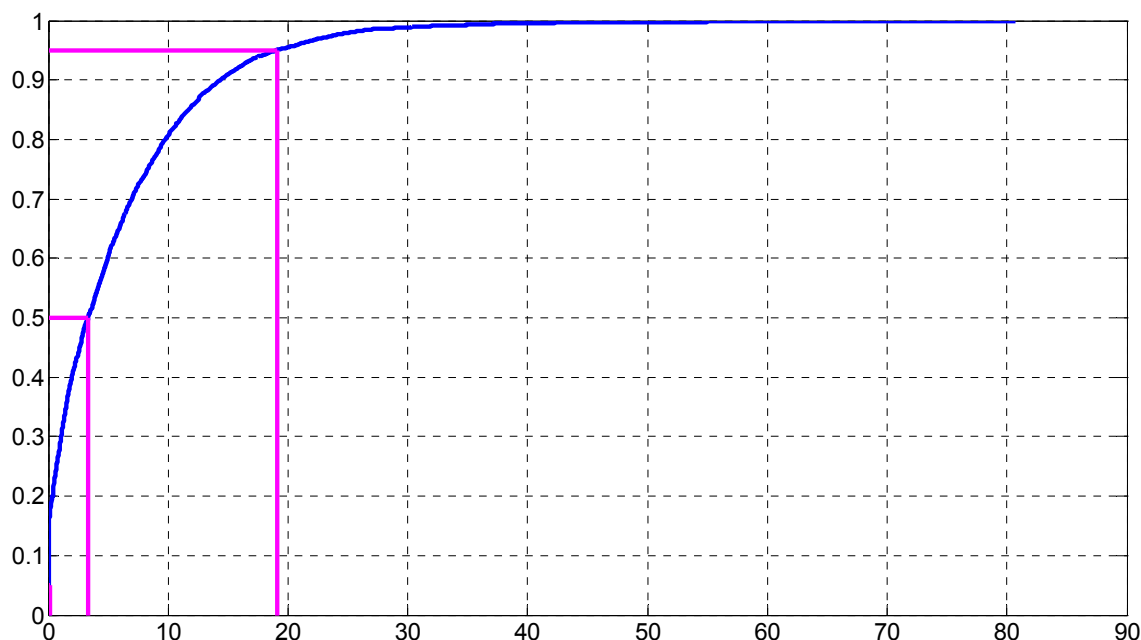
---

5%	50%	95%
----	-----	-----

Una breve explicación de la interpretación de estos percentiles se presenta enseguida. Si se dispusiera de una muestra aleatoria (tomada al azar) de 103 de estos promedios, en el que ninguno de los 103 se repite, entonces:

- El percentil 5 de estos 103 promedios es aproximadamente el valor que tienen las 5 observaciones más pequeñas, y las 97 observaciones mayores que éste;
- El percentil 50 es aproximadamente el número que tienen 51 observaciones más pequeñas que éste, y 51 observaciones más grandes que el mismo (la mediana) y,
- El percentil 95 es aproximadamente aquel valor para el cual existen 5 observaciones mayores y 97 menores que éste.

Una respuesta hipotética a la pregunta del ejemplo puede ser que usted considera que su mejor estimador es 3.3 mm/día en el promedio móvil de 7 días. Éste podría ser el valor que corresponde a la mediana. En seguida puede decir que usted estaría sorprendido si el promedio móvil fuera menor a 0.05 mm/día o mayor a 19.1 mm/día a lo largo del periodo considerado. Estos podrían ser estimadores de los percentiles 5 y 95 de su distribución de incertidumbre. La distribución acumulada se presenta a continuación. Los percentiles anteriores se presentan también en la Figura 2.



**Figura 2. Distribución acumulada de probabilidad del promedio móvil de 7 días en Tabasco (1961-1985, ERIC II)**

## Dependencia, correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango.

Los indicadores que se usarán para cuantificar la dependencia en el modelo son correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango. Las correlaciones de rango condicionales son iguales que la correlación excepto que se calculan con la distribución condicional. Por esta razón en lo sucesivo todas serán referidas como correlación. La correlación indica el nivel de relación entre dos variables. Este indicador toma valores entre -1 y +1.

- Si valores *altos* de una variable implican valores *altos* de otra, entonces habrá una correlación positiva entre las variables. Mientras más fuerte sea esta relación el valor de la correlación se aproximara a +1. Correlación +1 implica que una variable es una función monótonica creciente de la otra (por ejemplo una función lineal)
- Si valores *altos* de una variable implican valores *bajos* de otra entonces habrá una correlación negativa entre las variables. Mientras más fuerte sea esta relación el valor de la correlación se aproximara a -1. Correlación -1 implica que una variable es una

función monótonica decreciente de la otra (por ejemplo una función lineal)

- Cuando aparentemente no existe una relación entre las variables éstas son llamadas independientes. En este caso valores altos o bajos de una variable no implican nada acerca de los valores de la otra variable y su correlación sería cero.

## Variables de Interés.

Al responder a las preguntas de esta sección considere que las presas de tierra bajo estudio son: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela, el Guarda, Dolores, José Antonio Alzate e Ignacio Ramírez.

<b>P1</b>	<b>Mantenimiento (# años entre mantenimientos)</b>	
<p>¿Cuál es el número <b>actual (real)</b> de años entre mantenimientos, que llevan a cualquiera de las presas de interés, para efectos prácticos, a su estado original (as good as new)?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique el 5, 50 y 95 percentil de su distribución.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>P2</b>	<b>Tubificación (l/seg)</b>	
<p>¿Cuál es el gasto promedio mensual, para un periodo de tiempo de 50 años, de cualquiera de las presas bajo estudio, que se filtra a través de la cortina y/o cimentación, excluyendo la obra de toma y la obra de excedencias?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique el 5, 50 y 95 percentil de su distribución.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>P3</b>	<b>Desbordamiento (mm)</b>
<p>Considere los niveles de aguas históricos sobre la corona de la cortina en</p>	

las presas consideradas en este estudio. Se mide diariamente el tirante (mm) a partir de la corona; cero significa que el nivel del agua esta justo en la corona. Números negativos por debajo de la corona, números positivos por encima de la corona. ¿Cuál es el promedio anual del tirante para un periodo de 10,000 años?

Indique el 5, 50 y 95 percentil de esta distribución.

_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>P4</b>	<b>Inundación (mm/día)</b>	
<p>Considere el nivel de la lámina de agua promedio diaria (en el evento de una falla) dentro del área de afectación de las 7 presas de interés.</p> <p>Indique el 5, 50 y 95 percentil de esta distribución de promedios diarios.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>P5</b>	<b>Costos Económicos Humanos (\$)</b>	
<p>Considere los costos públicos y privados totales, para un periodo de tiempo igual a la máxima esperanza de vida restante, por todos los posibles daños y pérdidas en: salud y vidas humanas, ocasionados por la inundación debida a la falla de una presa (medidos en pesos (\$) actuales), de una o mas de las 7 presas consideradas en el área de influencia de las mismas.</p> <p>Indique el 5, 50 y 95 percentil de su distribución de incertidumbre.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>P6</b>	<b>Costos Económicos (\$)</b>	
<p>Considere los costos públicos y privados totales, en pesos (\$) actuales, por todos los posibles daños y perdidas en:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Infraestructura (escuelas hospitales, puentes, vías de comunicación, medios de transporte)</li> </ul>		

- Campos de producción alimenticia tales como cultivos, granjas
- Centrales de abasto y comercio
- Vivienda,
- Centros de recreación

Ocasionados por inundación debida a la falla de una o mas de las 7 presas consideradas en el área de influencia de las mismas

Indique el 5, 50 y 95 percentil de su distribución de incertidumbre.

5%	50%	95%
----	-----	-----

## Correlaciones de rango y correlaciones condicionales de rango.

En esta sección obtendremos medidas de dependencia (correlaciones de rango y correlaciones de rango condicionales) entre las variables del modelo.

<b>P7</b>	<b>Efectos de precipitación, frecuencia sísmica y mantenimiento en deslizamiento</b>		
<p>De las siguientes variables consideradas en el estudio otorgue el numero 1 a la que este mas correlacionada con <b>deslizamiento</b>, 2 a la segunda mas correlacionada y 3 a la menos correlacionada. Si considera que hay empates en términos del valor de correlación con <b>deslizamiento</b>, otorgue el mismo numero a las variables empatadas.</p>			
<b>Precipitación (med = 5.55)</b>	<b>frecuencia sísmica (med = 6.4)</b>	<b>Mantenimiento</b>	

<b>P8</b>	<b><math>P(\text{deslizamiento (factor de seguridad)} \geq \text{mediana} = 1.66   \text{mantenimiento} \geq \text{mediana } \underline{25\text{años}})</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>mantenimiento</b> se encuentra por encima de _____ (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que <b>deslizamiento (factor de seguridad)</b> se encuentre por arriba de 1.66 (su mediana)?</p>					
<b>P</b>	_____	<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P9</b>	<b><math>r_{D,P} / r_{D,M}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos del <b>deslizamiento</b> y <b>precipitación</b> y la correlación de rangos del <b>deslizamiento</b> y <b>mantenimiento</b> de <b>P7</b>?</p>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P10</b>	<b><math>r_{D,FS} / r_{D,M}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos del <b>deslizamiento</b> y <b>frecuencia sísmica</b> y la correlación de rangos del <b>deslizamiento</b> y <b>mantenimiento</b>?</p>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P11</b>	<b>Efectos de precipitación, frecuencia sísmica y deslizamiento en desbordamiento</b>				
<p>De las siguientes variables consideradas en el estudio otorgue el numero 1 a la que este mas correlacionada con <b>desbordamiento</b>, 2 a la segunda</p>					



mas correlacionada y 3 a la menos correlacionada. Si considera que hay empates en términos del valor de correlación con **desbordamiento**, otorgue el mismo numero a las variables empatadas.

Precipitación (med = 5.55)		frecuencia sísmica (med = 6.4)		Deslizamiento (med = 1.66)	
-------------------------------	--	-----------------------------------	--	-------------------------------	--

<b>P12</b>	<b><math>P(\text{Desbordamiento (mm)} \geq \text{mediana} = \underline{\hspace{2cm}} \mid \text{Deslizamiento} \geq 1.66</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>deslizamiento</b> de <b>P11</b> se encuentra por encima de 1.66 (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que el <b>desbordamiento (mm)</b> se encuentre por arriba de _____ (su mediana)?</p>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P13</b>	<b><math>r_{O,P} / r_{O,D}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos del <b>desbordamiento</b> y <b>precipitación</b> y la correlación de rangos del <b>desbordamiento</b> y <b>deslizamiento</b>?</p>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P14</b>	<b><math>r_{O,FS} / r_{O,D}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos del <b>desbordamiento</b> y <b>frecuencia sísmica</b> y la correlación de rangos del <b>desbordamiento</b> y</p>					

<b>deslizamiento?</b>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P15</b>	<b>Efectos de precipitación y mantenimiento en tubificación</b>				
<p>De las siguientes variables consideradas en el estudio otorgue el numero 1 a la que este mas correlacionada con <b>tubificación</b> y 2 a la segunda mas correlacionada. Si considera que hay empates en términos del valor de correlación con <b>tubificación</b>, otorgue el mismo numero a las variables empatadas.</p>					
Precipitación (med = 5.55)			Mantenimiento		

<b>P16</b>	<b><math>P(\text{tubificación (l/seg)} \geq \text{mediana} = \underline{\hspace{1cm}} \mid 1 \geq \text{mediana} \underline{\hspace{1cm}})</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>mantenimiento</b> se encuentra por encima de <u>                    </u> (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que <b>tubificación (l/seg)</b> se encuentre por arriba de <u>                    </u> (su mediana)?</p>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P17</b>	<b><math>r_{T,P} / r_{T,M}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos de la <b>tubificación</b> y <b>precipitación</b> y la correlación de rangos de la <b>tubificación</b> y <b>mantenimiento</b>?</p>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P18</b>	<b>Efectos de tubificación, mantenimiento, deslizamiento y desbordamiento en brecha</b>					
<p>De las siguientes variables consideradas en el estudio otorgue el numero 1 a la que este mas correlacionada con la <b>brecha</b>, 2 a la segunda mas correlacionada y sucesivamente hasta 4 a la menos correlacionada. Si considera que hay empates en términos del valor de correlación con <b>brecha</b>, otorgue el mismo numero a las variables empatadas.</p>						
<b>Tubificación</b>		<b>Mantenimiento</b>		<b>Deslizamiento (med = 1.66)</b>		<b>Desbordamiento</b>

<b>P19</b>	<b><math>P(\text{brecha } (m) \geq \text{mediana} = 1.3 \mid \text{Tubificación} \geq \text{mediana} \text{ \_\_\_\_\_\_})</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>tubificación</b> se encuentra por encima de _____ (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que la variable <b>brecha (m)</b> se encuentre por arriba de 1.3 m (su mediana)?</p>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P20</b>	<b><math>r_{B,O} / r_{B,T}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>desbordamiento</b>, y la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>tubificación</b>?</p>					
<b>R</b>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

P21	$r_{B,D} / r_{B,T}$				
¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>deslizamiento</b> y la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>tubificación</b> ?					
R					
P		r		r <sub>c</sub>	

P22	$r_{B,M} / r_{B,T}$				
¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>mantenimiento</b> y la correlación de rangos de <b>brecha</b> y <b>tubificación</b> de P18?					
R					
P		r		r <sub>c</sub>	

P23	<b>Efectos de desbordamiento y brecha en inundación</b>				
De las siguientes variables consideradas en el estudio otorgue el numero 1 a la que este mas correlacionada con la <b>inundación</b> , y 2 a la menos correlacionada. Si considera que hay empates en términos del valor de correlación con <b>inundación</b> , otorgue el mismo numero a las variables.					
Desbordamiento		Brecha (Med = 1.3)			

P24	$P(\text{Inundación (mm/día)} \geq \text{mediana} = \underline{\hspace{2cm}} \mid \text{brecha} \geq 1.3 \text{ (m)})$				
Considere una situación en la que la variable <b>brecha</b> de P23 se encuentra por encima de 1.3 m (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que la variable <b>inundación (mm/día)</b> se encuentre por arriba de _____ (su mediana)?					

<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P25</b>	<b><math>r_{i,O} / r_{i,B}</math></b>				
<p>¿Cuál es la razón entre la correlación de rangos de <b>inundación desbordamiento</b> y la la correlación de rangos de <b>inundación</b> y <b>brecha</b> a <b>P23</b>?</p>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P26</b>	<b><math>P(\text{Costos económicos Humanos (\\$)} \geq \text{mediana} = \text{_____} \mid \text{Inundación} \geq \text{mediana} \text{_____})</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>inundación</b> se encuentra por encima de _____ (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que la variable <b>costos económicos Humanos (\$)</b> se encuentre por arriba de _____ (su mediana)?</p>					
<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	

<b>P27</b>	<b><math>P(\text{Costos económicos (\\$)} \geq \text{mediana} = \text{_____} \mid \text{inundación} \geq \text{mediana} \text{_____})</math></b>				
<p>Considere una situación en la que la variable <b>inundación</b> _____ se encuentra por encima de _____ (su mediana). ¿Cuál es la probabilidad de que la variable <b>costos económicos (\$)</b> se encuentre por arriba de _____ (su mediana)?</p>					

<b>P</b>		<b>r</b>		<b>r<sub>c</sub></b>	
----------	--	----------	--	----------------------	--

## Preguntas de Calibración.

<b>PC1</b>	<b>Sismicidad</b>		
¿Cuál es el <b>promedio máximo anual</b> de las magnitudes de los sismos registrados en la Republica Mexicana mayores a 5.5 grados en escala Richter de acuerdo a datos del Servicio Sismológico Nacional para el periodo 2000-2008?			
5%	50%	95%	

<b>PC2</b>	<b>Sismicidad</b>		
¿Considere la <b>razón entre</b> la magnitud <b>máxima</b> del <b>2001</b> y <b>mínima</b> del <b>2008</b> registrados en México mayores a 5.5 grados en escala de Richter de acuerdo a datos del Servicio Sismológico Nacional?			
5%	50%	95%	

<b>PC3</b>	<b>Sismicidad</b>		
Considere la magnitud máxima de los sismos registrados en la Costa de Guerrero y por separado la magnitud máxima de aquellos registrados en la Costa de Baja California mayores a 5.5 grados en escala Richter de acuerdo a datos del Servicio Sismológico Nacional para el periodo 2000-2008. ¿Cuál es la <b>razón entre el mayor y menor de estos máximos</b> ?			
5%	50%	95%	

<b>PC4</b>	<b>Presas</b>	
<p>Considere las capacidades de azolve de diseño (<math>\text{hm}^3</math>) de las siguientes presas: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela Guarda, Dolores, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez. ¿Cuál es la razón entre el <b>mínimo</b> y <b>máximo</b> de la capacidad de azolve en estas presas?</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>PC5</b>	<b>Presas</b>	
<p>Considere las siguientes presas: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela, Guarda, Dolores, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez. ¿Cuál es el promedio de la capacidad del vertedor (<math>\text{m}^3/\text{s}</math>) de las 2 presas con altura máxima de cortina?</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>PC6</b>	<b>Presas</b>	
<p>¿Considere las siguientes presas: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela, Guarda, Dolores, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez. ¿Cuál es la longitud promedio de la corona (mts)?</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>PC7</b>	<b>Presas</b>	
<p>¿Cuál es el promedio de los años de construcción de las presas Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela Guarda, Dolores, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez (años)?</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

PC8	Presas	
<p>¿Considere el volumen de diseño de las presas: Embajomuy, San Joaquín, José Trinidad Fabela, Guarda, Dolores, José Antonio Alzate, Ignacio Ramírez. ¿Cuál es el promedio del volumen de las presas (m<sup>3</sup>)?</p>		
5%	50%	95%

PC9	Tasa máxima de precipitación (mm/día)	
<p>Dada la de tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las 29 estaciones climatológicas relacionadas con la presa <b>José Antonio Alzate</b>, desde enero de 1961 hasta agosto de 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las 29 estaciones y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria. ¿Cuál es el valor <b>máximo</b> esperado de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
5%	50%	95%

PC10	Tasa máxima de precipitación (mm/día)	
<p>Dada la de tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las 6 estaciones climatológicas relacionadas con la presa <b>José Trinidad Fabela</b>, desde enero de 1961 hasta agosto de 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las 6 estaciones y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria. ¿Cuál es el valor <b>máximo</b> esperado de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		



95 de su distribución de incertidumbre.		
5%	50%	95%

<b>PC11</b>	<b>Tasa máxima de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Dada la de tasa de precipitación diaria acumulada observada en las 6 estaciones climatológicas relacionadas con la presa <b>El Guarda</b>, desde abril de 1963 hasta marzo de 1990 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las 6 estaciones y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria. ¿Cuál es el valor <b>máximo</b> esperado de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
5%	50%	95%

<b>PC12</b>	<b>Tasa promedio de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Mediante la tasa de precipitación diaria observada en las 26 estaciones climatológicas relacionadas con la presa <b>Ignacio Ramírez</b>, desde enero de 1961 hasta agosto de 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario acumulado a lo largo de las 26 estaciones y con este se genera un promedio móvil de 7 días, ¿Cuál es el valor <b>promedio</b> de este último (promedio móvil) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
5%	50%	95%

<b>PC13</b>	<b>Tasa máxima de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Mediante la tasa de precipitación diaria observada en las 2 estaciones climatológicas relacionadas con la presa <b>Embajomuy</b>, desde enero de 1961 hasta agosto de 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del</p>		

IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario acumulado a lo largo de las 2 estaciones y con este se genera un promedio móvil de 7 días, ¿Cuál es el valor **promedio** de este último (promedio móvil) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?

Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.

5%	50%	95%
----	-----	-----

**PC14****Tasa máxima de precipitación (mm/día)**

Mediante la tasa de precipitación diaria observada en las 2 estaciones climatológicas relacionadas con la presa **San Joaquín**, desde enero de 1961 hasta agosto de 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario acumulado en las 2 estaciones y con este se genera un promedio móvil de 7 días, ¿Cuál es el valor **promedio** de este último (promedio móvil) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?

Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.

5%	50%	95%
----	-----	-----

**PC15****Tasa máxima de precipitación (mm/día)**

Tomando en cuenta como zona norte las presas: **El Guarda, Embajomuy y José Trinidad Fabela**, dada la tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las estaciones climatológicas relacionadas con la zona, desde 1961 hasta 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las estaciones de influencia de cada una de las presas de la zona mencionada y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria en cada una de las 3 áreas de influencia. ¿Cuál es el valor **mínimo** de los 3 máximos de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?

<p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
5%	50%	95%

<b>PC16</b>	<b>Tasa máxima de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Tomando en cuenta como zona sur las presas: <b>Dolores, Ignacio Ramírez y José Antonio Alzate</b>, dada la tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las estaciones climatológicas relacionadas con la zona, desde 1961 hasta 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las estaciones de influencia de cada una de las presas de la zona mencionada y con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria en cada una de las 3 áreas de influencia. ¿Cuál es el valor <b>máximo</b> de los 3 máximos de estos últimos (promedios móviles) que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido?</p> <p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
5%	50%	95%

<b>PC17</b>	<b>Tasa máxima de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Tomando en cuenta toda la zona de estudio dada la tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las estaciones climatológicas relacionadas con la zona, desde 1961 hasta 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las estaciones de influencia de cada una de las presas, con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria en cada una de las 7 áreas de</p>		

<p>influencia. Finalmente se construye un promedio con estos 7 promedios móviles para caracterizar a toda la zona ¿Cuál es el valor <b>máximo</b> que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido en este promedio de zona?</p>		
<p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>PC18</b>	<b>Tasa promedio de precipitación (mm/día)</b>	
<p>Tomando en cuenta toda la zona de estudio dada la tasa de precipitación diaria acumulada, observada en las estaciones climatológicas relacionadas con la zona, desde 1961 hasta 1999 obtenidas con el programa histórico ERIC II del IMTA-CONAGUA, se toma el promedio diario a lo largo de las estaciones de influencia de cada una de las presas, con estos promedios se construyen promedios móviles de 7 días para precipitación promedio diaria en cada una de las 7 áreas de influencia. Finalmente se construye un promedio con estos 7 promedios móviles para caracterizar a toda la zona ¿Cuál es el valor <b>promedio</b> que se observaría durante el periodo de tiempo anteriormente referido en este promedio de zona?</p>		
<p>Para caracterizar su incertidumbre por favor indique los percentiles 5, 50 y 95 de su distribución de incertidumbre.</p>		
_____	_____	_____
5%	50%	95%

<b>PC19</b>	<b>Tasa de gasto (m<sup>3</sup>/seg) promedio diario</b>
<p>Considere datos de Gasto promedio diario m<sup>3</sup>/seg en la estación hidrométrica San Bernabé clave 12539 del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales. ¿Cuál es el <b>promedio</b> registrado para los años de 1961 a 1993?</p>	

---

5%	50%	95%

<b>PC20</b>	<b>Tasa de gasto (m<sup>3</sup>/seg) promedio diario</b>	
Considere datos de Gasto promedio diario m <sup>3</sup> /seg en la estación hidrométrica San Bernabé clave 12539 del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales. ¿Cuál es el la <b>razón</b> entre el <b>máximo</b> y <b>mínimo</b> registrada para los años de 1961 a 1993?		
5%	50%	95%

## Registro de sismos, para el cálculo de distribuciones

Año	Fecha	Hora	Lat.	Long.	Prof.(Km)	Mag.	Zona	# > 5.5 /año	Valor Promedio
<a href="#">1</a>	27/04/2008	19:06:29	18.05	-100.01	52	5.6	38 km al SUROESTE de TELOLOAPAN, GRO	7	5.9
<a href="#">2</a>	14/04/2008	22:03:06	13.27	-91.04	40	6.5	197 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS		
<a href="#">3</a>	13/03/2008	17:01:17	14.17	-93.87	16	5.5	175 km al SUROESTE de MAPASTEPEC, CHIS		
<a href="#">4</a> <a href="#">2000</a>	12/02/2008	06:50:18	16.19	-94.54	90	6.6	44 km al SURESTE de UNION HIDALGO, OAX		
<a href="#">5</a>	09/02/2008	01:12:11	32.34	-115.12	10	5.5	7 km al NOROESTE de GPE VICTORIA(KM.43), BC		
<a href="#">6</a>	22/01/2008	23:49:25	13.78	-93.86	13	5.8	209 km al SUROESTE de CD HIDALGO, CHIS		
<a href="#">7</a>	04/01/2008	19:56:45	13.83	-92.12	63	5.6	94 km al SUR de CD HIDALGO, CHIS		
<a href="#">8</a>	26/11/2007	15:56:16	18.5	-101.31	53	5.6	46 km al SUROESTE de HUETAMO, MICH	9	5.9
<a href="#">9</a>	26/11/2007	11:41:40	15.28	-93.36	87	5.6	48 km al SUROESTE de PIJIAPAN, CHIS		
<a href="#">10</a>	06/11/2007	00:35:42	17.08	-100.14	9	5.6	10 km al NOROESTE de COYUCA DE BENITEZ, GRO		
<a href="#">11</a>	01/09/2007	14:14:24	24.33	-109.53	20	6.3	82 km al ESTE de LA PAZ, BCS		
<a href="#">12</a> <a href="#">2001</a>	05/07/2007	20:09:19	16.9	-94.1	100	6.2	47 km al NOROESTE de CINTALAPA, CHIS		
<a href="#">13</a>	13/06/2007	14:29:48	13.26	-91.43	20	6.6	175 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS		
<a href="#">14</a>	13/04/2007	00:42:22	17.09	-100.44	41	6.3	13 km al SUR de ATOYAC DE ALVAREZ, GRO		
<a href="#">15</a>	28/03/2007	08:28:55	25.43	-109.61	10	5.5	70 km al SUROESTE de AHOME, SIN		
<a href="#">16</a>	12/03/2007	20:58:59	26.46	-110.92	16	5.8	65 km al NORESTE de LORETO, BCS		
<a href="#">17</a>	19/08/2006	00:41:30	15.91	-97.3	52	5.5	19 km al SURESTE de RIO GRANDE, OAX	4	6.0
<a href="#">18</a> <a href="#">2002</a>	11/08/2006	09:30:41	18.32	-101.27	51	5.9	52 km al SUROESTE de HUETAMO, MICH		
<a href="#">19</a>	03/04/2006	21:30:27	18.92	-106.86	10	5.7	244 km al OESTE de CIHUATLAN, JAL		
<a href="#">20</a>	04/01/2006	02:32:31	28.1	-112.07	10	6.7	87 km al NORTE de SANTA ROSALIA, BCS(GS)		
<a href="#">21</a>	13/08/2005	21:51:56	15.94	-97.93	9	5.8	COSTA DE OAXACA	4	5.9
<a href="#">22</a> <a href="#">2003</a>	27/06/2005	06:35:45	18.78	-107.3	20	6.1	OCEANO PACIFICO		
<a href="#">23</a>	08/05/2005	12:07:33	20.56	-109.39	6	5.9	CORD. PACIFICO ORIENTAL		
<a href="#">24</a>	27/02/2005	19:05:59	18.76	-104.59	10	5.6	COSTA COLIMA		
<a href="#">25</a>	18/08/2004	04:03:10	16.33	-95.14	66	5.7	OAXACA	7	5.8
<a href="#">26</a>	14/06/2004	17:54:23	16.03	-97.84	10	5.8	OAXACA		
<a href="#">27</a>	25/02/2004	12:22:22	13.63	-92.7	44	5.5	COSTA MEXICO-GUATEMALA		
<a href="#">28</a> <a href="#">2004</a>	18/02/2004	04:59:29	23.72	-108.1	15	5.7	GOLFO DE CALIFORNIA SUR		
<a href="#">29</a>	13/01/2004	15:28:56	15.9	-97.03	16	5.5	COSTA DE OAXACA		
<a href="#">30</a>	01/01/2004	17:57:56	16.97	-101.84	10	5.8	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">31</a>	01/01/2004	17:31:50	17.39	-101.37	10	6.3	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">32</a>	25/08/2003	01:28:28	13.43	-91.41	60	6	COSTA GUATEMALA	6	6.3
<a href="#">33</a>	19/05/2003	11:27:10	17.95	-105.84	5	6	COSTA DE MICHOACAN		
<a href="#">34</a> <a href="#">2005</a>	12/03/2003	17:41:29	26.87	-111.06	7	5.9	GOLFO DE CALIFORNIA SUR		
<a href="#">35</a>	22/01/2003	13:41:40	18.64	-104.58	10	5.8	COSTA COLIMA		
<a href="#">36</a>	21/01/2003	20:06:31	18.22	-104.6	10	7.6	COSTA COLIMA		
<a href="#">37</a>	20/01/2003	20:46:52	13.33	-91.43	20	6.2	COSTA GUATEMALA		
<a href="#">38</a>	09/12/2002	21:09:36	17.48	-101.18	20	5.7	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">39</a>	08/11/2002	18:14:21	13.68	-91.51	24	5.6	COSTA GUATEMALA	11	5.8
<a href="#">40</a>	03/10/2002	11:08:39	22.64	-108.11	10	6.2	CORD. PACIFICO ORIENTAL		
<a href="#">41</a>	19/06/2002	16:50:08	16.21	-98.08	10	5.5	COSTA GUERRERO-OAXACA		
<a href="#">42</a>	07/06/2002	12:00:51	15.92	-96.96	8	5.6	COSTA DE OAXACA		
<a href="#">43</a> <a href="#">2006</a>	18/04/2002	13:00:41	17.1	-101.82	20	5.5	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">44</a>	18/04/2002	12:57:17	16.44	-101.75	23	5.9	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">45</a>	18/04/2002	00:02:43	16.42	-101.1	15	6.3	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">46</a>	31/03/2002	17:09:53	14.04	-93	20	5.5	COSTA MEXICO-GUATEMALA		
<a href="#">47</a>	14/02/2002	17:23:14	14.89	-92.73	113	5.7	COSTA MEXICO-GUATEMALA		
<a href="#">48</a>	16/01/2002	17:09:56	15.58	-93.6	36	6.3	COSTA DE CHIAPAS		
<a href="#">49</a>	28/11/2001	08:32:36	15.39	-93.53	70	6	COSTA DE CHIAPAS	7	6.3
<a href="#">50</a>	13/11/2001	03:47:34	22.31	-107.16	18	6.3	CORD. PACIFICO ORIENTAL		
<a href="#">51</a>	10/11/2001	11:09:15	15.85	-98.35	20	6	COSTA DE OAXACA		
<a href="#">52</a> <a href="#">2007</a>	07/10/2001	21:39:20	16.98	-100.16	10	6.1	COSTA DE GUERRERO		
<a href="#">53</a>	19/05/2001	23:21:29	18.27	-105.72	20	6.5	COSTA COLIMA		
<a href="#">54</a>	18/01/2001	19:12:50	15.09	-92.82	140	5.5	COSTA DE CHIAPAS		
<a href="#">55</a>	13/01/2001	11:33:46	13.15	-89.94	10	7.6	EL SALVADOR		
<a href="#">56</a>	03/12/2000	22:43:09	14.87	-93.84	33	5.7	GOLFO DE TEHUANTEPEC	5	6.1
<a href="#">57</a>	01/12/2000	08:07:45	17.94	-102.59	16	5.5	COSTA GUERRERO-MICH		
<a href="#">58</a> <a href="#">2008</a>	09/08/2000	06:41:46	17.94	-102.71	9	7	COSTA GUERRERO-MICH		
<a href="#">59</a>	21/07/2000	01:13:40	18.09	-98.97	47	5.9	PUEBLA-MORELOS		
<a href="#">60</a>	12/03/2000	16:21:31	14.44	-93	20	6.4	COSTA MEXICO-GUATEMALA		

### CALCULO DE CONFIABILIDAD

Con base en Delgado et al (2008), la relación de costos de falla (Cd) a costo inicial (Ci) de una presa de tierra es de 100. Asimismo, de acuerdo con Delgado y De León (2007), el coeficiente de confiabilidad ( $\beta$ ) aceptable para estas estructuras es de aproximadamente 3,97 (Ver Figura 1.a).

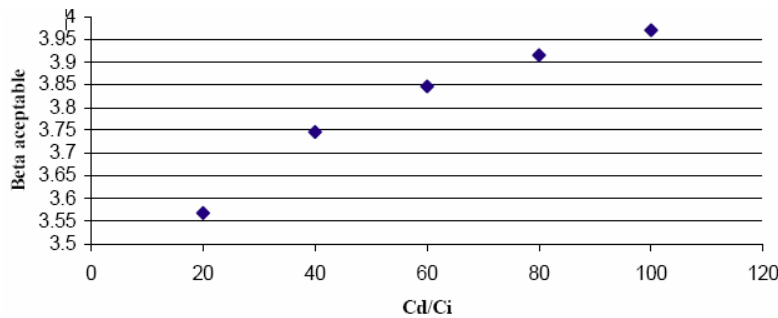


Figura 1.a Confiabilidad óptima para el puente bajo estudio para diversas relaciones de costo de falla ( $C_d$ ) contra costo inicial de construcción ( $C_i$ ) [Fuente: Delgado y De León (2007)]

La probabilidad de falla ( $P_f$ ) es función del coeficiente de confiabilidad  $\beta$ , y se expresa como:

$$P_f = 1 - \Phi(-\beta) \dots \dots \dots (1)$$

La distribución normal acumulada  $\Phi(x)$  representa el área bajo la campana de Gauss con media  $\mu = 0$  y desviación estándar  $\sigma = 1$  en el intervalo  $(-\infty, x]$  (Stahl, 1986). De esta forma:

si  $\beta = 3,97$   
 entonces  
 $P_f = 0,00004$

Esto significa que, idealmente, sólo 4 de 1000000 estructuras deberían fallar. Es importante mencionar que este valor se debe comparar con la probabilidad de falla “real” que tiene una presa en particular. Dicha comparación puede producir los siguientes tres resultados:

- a) Probabilidad de falla “real” es mayor que la probabilidad de falla “ideal”,
- b) Probabilidad de falla “real” es igual que la probabilidad de falla “ideal”, y
- c) Probabilidad de falla “real” es menor que la probabilidad de falla “ideal”.

En el primer escenario, la estructura no tendría el nivel de confiabilidad mínimo aceptable por lo que la posibilidad de una falla estaría latente. En el segundo caso, la estructura estaría al límite, es decir su confiabilidad equivaldría a la mínima aceptable para ese tipo de

obras. En el último escenario la estructura excedería el nivel de confiabilidad requerido, por lo que podría considerarse segura.

De esta manera, y haciendo uso de la expresión (2), relativa al riesgo, y teniendo en cuenta que los costos totales producto de la falla de una presa en el presente trabajo, se estimaron en \$ 34000000 y, de acuerdo con la SRH (1976), los Costos iniciales de la presa José Antonio Alzate fueron de \$ 14262666, se tiene que la probabilidad e falla de dicha presa es de 0,023.

$$R = (P_f) * (C_i * 100) \dots \dots \dots (2)$$

Donde:

- R Riesgo (\$34000000) [Ver Tabla 4.9]
- $P_f$  Probabilidad de Falla
- $C_i$  Costo inicial (\$14262666)

Sustituyendo este valor (0,023) en la ecuación (1) y despejando  $\beta$ , se tiene que, la confiabilidad actual (promedio) de las presas bajo estudio, es de 1,98, siendo el valor óptimo, como ya se había mencionado, 3,97. Esto significa que la confiabilidad “real” está por debajo de la aceptable, por lo que es necesario tomar acciones que permitan incrementar el 1,98 a por lo menos, el 3,97 requerido.

Dichas acciones pueden incluir actividades de mantenimiento, como la limpieza de la obra de excedencias, de la obra de toma, o el desazolve. Para más detalles consultar la tesis de David Carlos Pérez Flores.