

Tesis que para obtener el grado de

Doctor en Ingeniería Hidráulica

presenta:

Humberto Marengo Mogollón

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN
PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**

APROBADA POR EL COMITE DOCTORAL:

Presidente: **Dr. Octavio Rascón Chávez**

Vocal: **Dr. Jesús Gracia Sánchez**

Vocal: **Dr. Felipe I. Arreguín Cortéz**

Vocal: **Dr. Miguel P. Romo Organista**

Secretario: **Dr. Ramón Domínguez Mora**

Suplente: **Dr. Gustavo Paz Soldán**

Suplente: **Dr. Carlos Escalante Sandoval**

ASESOR

Dr. Ramón Domínguez M.

Jefe de la DEPFI

M. en I. Armando Ortíz Prado



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FAILURE RISK ANALYSIS IN EARTH AND ROCKFILL DAMS AGAINST FLOODS.

Summary.

Doctoral Thesis

HUMBERTO MARENOO MOGOLLON

This thesis considers the following aspects:

- A review about the historical incidents with special attention about overtopping; it is made the establishment of values wich historically can be acceptable for comparison effects in theoretical analysis is made.

- The presentation of the criteria wich up to date are used for the estimation of floods in dam engineering, the indication of the latest advances and the investigations lines that in this field can be followed for research.

- The principal considerations about security that are used through out the world related to dams and some comments in relation with security in regard to themes such as tubification, slope sliding and earthquakes.

- The proposition of simplified standars that permit the definition of the potential failure risk in dams.

- The mathematical formulation of risk, the methodology which permits to have an estimation and a comparison of methods. The inclusion of the concept of bounded probability distribution for the estimation of the risk, giving the mathematical basis wich permit the calculation, to make the practical adjustment, limits and justification. In this part of the work it is proposed a criteria for the evaluation of failure risk with this kind of probability distributions.

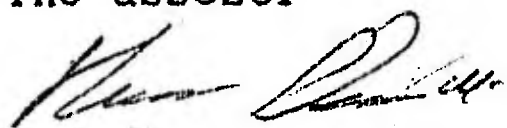
- The theoretical exposure to achieve the evaluation of the global risk in dams considering diverse causes and it's possible aplication to

economic views.

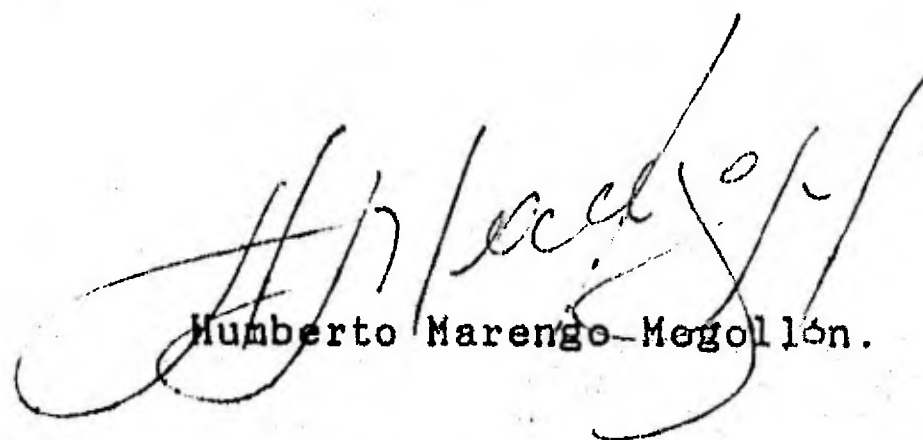
- A practical case is studied in a dam at 'El Infiernillo, Mich.', and the use of the practical methodology is showed in aspects like uperelevation of the crown of the dam, variable leveles in the reservoir and cavitation of the spillway tunnels.

- The conclutions are done and the recommendations for further research given.

The assesor



Dr. Ramón Domínguez M.



Humberto Marengo-Megollón.

ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS

INDICE

PREFACIO

1. INTRODUCCION
2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ANTE AVENIDAS EN
PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO
3. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD ANTE AVENIDAS EN
PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO
4. CRITERIOS PARA ESTIMAR EL RIESGO DE FALLA EN PRESAS
5. MODELOS DE DESBORDAMIENTO EN PRESAS
6. ESTUDIO DE CASO
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA
INVESTIGACIONES FUTURAS

APENDICE A. RIESGO GLOBAL DE FALLA EN PRESAS

APENDICE B. FORMULACION MATEMATICA DEL METODO DE PRIMER
ORDEN DEL SEGUNDO MOMENTO ESTADISTICO

APENDICE C. DISTRIBUCION NORMAL EQUIVALENTE

APENDICE D. VALIDACION DEL USO DE AVENIDAS SINTETICAS

BIBLIOGRAFIA

FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1. Principales causas de falla en presas (107 casos).	11
FIGURA 1.2. Frecuencia de fallas por período de construcción según Londé.	14
FIGURA 2.1. Combinaciones de gasto máximo y volumen que conducen al mismo gasto de descarga.	32
FIGURA 3.1. Diagrama de flujo para toma de decisiones de la avenida de diseño según la ASCE.	46
FIGURA 4.1. Funciones de probabilidad de $f_x(x)$ y $f_y(y)$.	57
FIGURA 4.2. Efecto de la posición relativa entre $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.	58
FIGURA 4.3. Efecto de la dispersión en $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.	59
FIGURA 4.4. Función de distribución para el margen de seguridad M	60
FIGURA 4.5. Función de distribución para el factor de seguridad F.S.	61
FIGURA 4.6. Espacio de las variables reducidas X' y Y' .	67
FIGURA 4.7. Comparación de valores de riesgo calculados con diferentes métodos.	75
FIGURA 4.8. Conceptos de seguridad.	78
FIGURA 4.9. Distribución acotada 2 log-normal.	81
FIGURA 4.10. Relación R_{32} en función de F y G para la función de distribución 2LN y L2LN.	83

FIGURAS

Continuación ...

	Pág.
FIGURA 4.11. Relación R_{42} en función de F y G para la función de distribución 2LN y L2LN.	84
FIGURA 4.12. Tendencia de la distribución 2LN para valores grandes de A ($A \rightarrow \infty$).	87
FIGURA 4.13. Tendencia de la distribución 2LN para valores $V_{\min} = 0$ y cuando $A \rightarrow \infty$	88
FIGURA 4.14. Extrapolación para la serie hidrológica de la serie de 30 años del Infiernillo.	93
FIGURA 4.15. Gastos máximos contra períodos de retorno en el período de avenidas históricas.	94
FIGURA 5.1. Arbol de falla simplificado para una presa de tierra existente.	96
FIGURA 5.2. Esquema del comportamiento de una presa ante desbordamiento.	98
FIGURA 5.3. Posibles combinaciones de ocurrencias de cuatro fuerzas geofísicas.	101
FIGURA 5.4. Curva elevaciones-capacidades del P.H. El Infiernillo.	105
FIGURA 5.5. Curva elevaciones-gastos del P.H. El Infiernillo.	106
FIGURA 6.1. Criterio simplista.	111
FIGURA 6.2. Criterio simplista sin la presa El Infiernillo.	111
FIGURA 6.3. Procedimiento para la evaluación del riesgo por desbordamiento ante la ocurrencia de avenidas.	117
FIGURA 6.4. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas.	127

FIGURAS

Continuación ...

	Pág.
FIGURA 6.5. Curvas Gastos-Tr; duración 1 día. Gastos máximos diarios.	128
FIGURA 6.6. Superficie de falla L2LN.	137
FIGURA 6.7. Comparación de distribuciones.	137
FIGURA A.1. Estructura típica simple de un árbol de decisiones.	153
FIGURA A.2. Símbolos usuales para el árbol de decisiones.	154
FIGURA A.3. Principio del análisis causa-consecuencia.	159
FIGURA A.4. Arbol "causa-consecuencia" mostrando posibles fallas por desbordamiento ante avenidas.	160
FIGURA B.1. Estados de seguridad y falla en el espacio de variables reducidas.	163
FIGURA B.2. Superficie límite de estado en el espacio X'_1, X'_2, X'_3 .	163
FIGURA B.3. Rotación de coordenadas de X' a Y .	174
FIGURA B.4. Implicaciones de varias superficies de falla.	175
FIGURA D.1. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas, mayoradas de 1967 y 1976, sintéticas y de Pegram.	189

T A B L A S

	Pág.
TABLA 1.1. Distribución de 15,800 grandes presas construidas en el mundo por tipo de presa.	5
TABLA 1.2. Causas de falla de grandes presas en porcentaje (según diversos autores).	5
TABLA 1.3. Presas construidas por período de terminación y tipo de presa.	10
TABLA 1.4. Presas construidas por altura y tipo de presa.	10
TABLA 1.5. Coeficiente R_f para diferentes tipos de presas.	12
TABLA 1.6. Probabilidades de falla por tipo de presa y tipo de falla (C y M concreto y mampostería, T y E tierra y enrocamiento).	13
TABLA 1.7. Frecuencia de fallas por período de construcción según Londé.	14
TABLA 1.8. Fallas por desbordamiento (61 casos) por período de terminación, altura y período de ocurrencia de la falla.	15
TABLA 1.9. Casos de deterioro en presas por incidentes hidráulicos.	17
TABLA 1.10. Resumen del análisis de deterioro y falla haciendo énfasis respecto a desbordamientos.	18
TABLA 1.11. Causas de falla en el período 1964-1983 según Lebreton.	19
TABLA 1.12. Edad de falla en presas en el período 1964-1983.	19
TABLA 1.13. Probabilidad de accidentes y fallas considerando la distribución de Poisson.	20
TABLA 1.14. Número de fallas contra número de víctimas conocidas en el período 1800-1983.	22

T A B L A S

Continuación ...

	Pág.
TABLA 2.1. Límites teóricos de confianza para el 68 por ciento de los períodos de retorno de 50, 100 y 500 años.	29
TABLA 3.1. Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA.	39
TABLA 3.2. Comparación de la capacidad de vertedores de acuerdo al riesgo potencial y tamaño de la presa según varias agencias.	39
TABLA 3.3. Riesgo potencial de falla en presas, criterio propuesto.	50
TABLA 3.4. Factor de riesgo total por considerarse para la estimación de riesgo potencial de falla en presas.	50
TABLA 3.5. Clase de riesgo que puede aceptarse al aplicar el criterio de riesgo potencial de falla en presas.	51
TABLA 4.1. Características estadísticas de las variables x_1 , x_2 , x_3 y x_4 de la comparación de métodos para cálculo de riesgo.	70
TABLA 4.2. Valores de riesgo con diferentes métodos de cálculo con distribuciones normales de X_1 y X_2 .	72
TABLA 4.3. Valores de riesgo con diferentes métodos de cálculo considerando distribuciones uniformes.	73
TABLA 4.4. Valores de riesgo estimados con el método de simulación de MonteCarlo con diferentes tamaños de la muestra.	76
TABLA 4.5. Distribuciones de probabilidad asociadas al número de fronteras y parámetros libres para el ajuste de datos experimentales.	79

T A B L A S

Continuación ...

	Pág.
TABLA 4.6. Gastos máximos medios diarios en el periodo histórico 1955-1964 y de funcionamiento de la presa 1967-1986.	90
TABLA 4.7. Valores de gastos asociados a distintos periodos de retorno con la distribución L2ln.	91
TABLA 4.8. Valores de Q_{50} , Q_{100} , Q_{500} , Q_{1000} , Q_{5000} y Q_{10000} para distintas distribuciones con una muestra de 30 años del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo.	92
TABLA 5.1. Curva Elevaciones-capacidades-decargas del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo.	107
TABLA 6.1. Peso en puntos, asociado a distintos factores de riesgo de la presa El Infiernillo, para estimar el riesgo potencial de falla.	109
TABLA 6.2. Criterio simplificado, áreas de drenaje contra gastos pico de avenidas en cuencas con condiciones similares de escurrimiento y control aguas arriba de las mismas.	110
TABLA 6.3. Comparación de los gastos máximos con los métodos de Gumbel, Nash y Levedieb con los registros histórico (9 años) y de 1955-1980 (31 años).	114
TABLA 6.4. Gastos máximos obtenidos con las envolventes regionales y mundiales.	114
TABLA 6.5. Resumen de los estudios hidrológicos relativos a la presa El Infiernillo.	115
TABLA 6.6. Gasto medio máximo diario para duraciones ordenadas de mayor a menor.	118
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M.	119
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	119

T A B L A S

Continuación ...

	Pág.
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	120
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	120
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	121
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	121
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	122
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	122
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	123
TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)	123
TABLA 6.8. Hidrogramas históricos presentados en el P.H. El Infiernillo (Gastos máximos medios diarios).	125
TABLA 6.9. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas.	126

T A B L A S

Continuación ...

	Pág.
TABLA 6.10. Elevaciones finales en el embalse asociadas a distintos períodos de retorno considerando diferentes elevaciones iniciales.	130
TABLA 6.11. Valores de los coeficientes A, B y C de las funciones de comportamiento y coeficiente de correlación de los ajustes de cada distribución.	131
TABLA 6.12. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel considerando distintas funciones de comportamiento (elevación corona 180).	131
TABLA 6.13. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución lognormal, lognormal-global y Doble Gumbel-global considerando la función de comportamiento correspondiente a la elevación en la corona 180.	132
TABLA 6.14. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable (margen de seguridad).	134
TABLA 6.15. Análisis de sensibilidad para distribuciones infinitas variando la desviación estándar un 10 por ciento.	135
TABLA 6.16. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la corona a la 180 analizadas con la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.	136
TABLA 6.17. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para las distribuciones log-normal, lognormal-global, Doble Gumbel y L2LN correspondiente a la elevación en la corona 180.	138

T A B L A S

Continuación ...

	Pág.
TABLA 6.18. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para distribuciones infinitas y acotadas con elevación de la corona de la presa a la 184.	139
TABLA 6.19. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel considerando niveles variables de la presa de la elevación 180 a la 184.	140
TABLA 6.20. Curva Elevaciones-capacidades-decargas del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo considerando descarga en dos túneles vertedores.	141
TABLA 6.21. Valores comparativos de probabilidades de falla considerando del funcionamiento hidráulico de dos y tres túneles vertedores.	142
TABLA D.1. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas y mayoradas de 1967 y 1976.	186
TABLA D.2. Resultados obtenidos con el método de Pegram para avenidas con períodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50 y 100 años asociados a probabilidades condicionales del 75, 50 y 25 %.	187
TABLA D.3. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas, mayoradas de 1967 y 1976, sintéticas y de Pegram.	188

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 1
INTRODUCCION

CAPITULO 1

	Pág.
INDICE	
PREFACIO	1
1. INTRODUCCION	4
1.1. Generalidades	4
1.2. Antecedentes de fallas en presas	5
1.3. Definiciones	6
1.4. Consideraciones de deterioro y falla	9
1.4.1. Consideraciones de deterioro	9
1.4.2. Consideraciones de falla	9
1.4.3. Probabilidades de falla de casos históricos	12
1.5. Fallas por desbordamiento	15
1.6. Otros estudios	18
1.7. Conclusiones	21
1.8. Objetivo y enfoque	23
1.9. Aportación	26

PREFACIO

Algunos incidentes con severas consecuencias han ocurrido en años recientes en diversas presas del mundo, los cuales han originado la falla de algunas de ellas. Ante esta situación, se ha despertado una preocupación plenamente justificada, ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre asentamientos humanos importantes puede causar enormes pérdidas humanas y materiales, además de graves daños al medio ambiente, concluyéndose en forma generalizada que las presas no deben fallar.

De acuerdo con el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés), al efectuar el diseño de presas, el ingeniero proyectista debe crear una estructura que en conjunto resulte lo más económica posible, y al mismo tiempo considerar los dos siguientes aspectos:

- La estructura deberá comportarse satisfactoriamente sin deterioro apreciable durante la vida de la presa.
- Esta no debe fallar en forma catastrófica durante las condiciones más severas que puedan suceder durante la vida de la misma.

La filosofía de estas aseveraciones se refiere a la estabilidad de las presas, no obstante cabe preguntarse si se consideran avenidas excepcionales que contemplen los efectos del acarreo de grandes volúmenes de sólidos que transportan sedimentos, producto del deslizamiento de laderas y árboles derribados, mismos que en muchas ocasiones provocan obstrucciones de afluentes que deben tomarse en cuenta para definir los niveles de seguridad de las presas.

La respuesta debe darse en el sentido de que para un alto rango de avenidas, la seguridad debe garantizarse, sin que desde el punto de vista económico sean innecesariamente excedidas las medidas de seguridad.

Surge entonces otra pregunta encaminada a la utilización de recursos: ¿pueden los gastos ocasionados por incrementar la seguridad en presas ser usados para otros propósitos? (construir otras presas o implantar algún programa de salud, etc.), en cuyo caso ¿es posible aceptar una falla "económica" de una presa en la que se incluyan los daños aguas abajo de la misma?

Es conveniente recurrir a un análisis técnico y económico del riesgo para responder a estas preguntas, pero los aspectos político y social se vuelven mandatorios y entonces aparece una pregunta crucial; ¿a qué costo la sociedad debe proporcionar seguridad a las vidas humanas?

No existe en ese sentido una respuesta universal, pues el criterio de seguridad a seguir depende de cada país, estado, región y aún de cada individuo.

El conocimiento mundial de los fenómenos hidrometeorológicos está avanzando significativamente, y se puede tener optimismo en cuanto a que los principios básicos de seguridad en presas están establecidos y disminuir

sensiblemente el riesgo de falla. De cualquier forma, a pesar del esfuerzo humano para controlar las grandes avenidas, pueden ocurrir eventos extraordinarios que sobrepasen las limitaciones humanas, en cuyo caso puede tenerse un margen de seguridad al instalar un sistema de emergencia aguas arriba y aguas abajo del sitio de la presa, como ya se ha hecho en otros países.

Un análisis de seguridad permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas, corregir algunas de las construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener estructuras temporales como las obras de desvío.

Aunque no se han presentado fallas en grandes presas en México por desbordamientos, nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas que han ocasionado que se presenten eventos que han rebasado las previsiones iniciales en grandes proyectos; como ejemplos puede mencionarse algunos casos:

- La presa del Infiernillo en el estado de Michoacán, fue construida por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) entre los años 1961 y 1965 con objeto de generar energía y controlar avenidas del bajo Balsas. La obra de excedencias se diseñó inicialmente para un gasto pico de entrada de 28,000 m³/s; posteriormente un grupo de consultores determinaron incrementar la avenida de ingreso a un orden de 38,000 m³/s al considerar envolventes mundiales, ya que el período de registros en el momento del proyecto era de solamente nueve años. Finalmente se utilizó una avenida de 38,800 m³/s amplificando la máxima de 11,500 m³/s ocurrida el 18 de octubre de 1955.

En octubre de 1967 se presentó la mayor avenida histórica registrada hasta ahora en el sitio, apenas a dos años de haber terminado la presa. El gasto máximo estimado fue de 25,200 m³/s, tuvo 13 días de duración y un volumen de 6,880 millones de metros cúbicos.

Recientemente en las presas Aguamilpa y Zimapán ocurrieron los siguientes sucesos:

- El 22 de agosto de 1990 se presentó en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa un gasto de 5,300 m³/s que fue regulado a 3,800 m³/s; debido a la mala calidad de la roca del túnel de desvío 2, se tuvo un caído de 20,000 m³ que bloqueó momentáneamente el flujo produciéndose un fenómeno transitorio cuya columna de agua alcanzó los 250 m de altura en la lumbrera de compuertas de cierre final. Afortunadamente la misma sobrepresión y el flujo erosionaron el derrumbe dejando libre la entrada en pocos minutos.

- Intensas precipitaciones en la parte central del país ocasionaron que las presas Taxhimay, Danxhó, Requena y Endhó sobre el río Tula tuvieran fuertes escurrimientos y derrames. El día 10 de julio de 1991 se presentó en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán un gasto pico

de 576 m³/s, que corresponde prácticamente al del diseño de la obra de desvío de 600 m³/s; la sobreelevación inmediata de 4.50 m de la ataguía aguas arriba permitió incrementar la capacidad de regulación de dicha obra y no perder la fuerte inversión inicial hecha hasta ese momento.

- Nuevamente en el Proyecto Aguamilpa a principios de 1992, se produjeron lluvias inusuales en la cuenca del río Santiago que ocasionaron una avenida extraordinaria de 9,000 m³/s, la cual se presentó el 20 de enero de ese año, aunque tres días después el caudal había disminuido a 1,000 m³/s, y el 28 de enero se volvieron a presentar 7,770 m³/s. La decisión de haber construido un canal fusible permitió manejar la avenida, reduciendo el gasto pico a la mitad y evitando graves daños tanto a la cortina como en la planicie costera aguas abajo.

Estos sucesos de ninguna manera deben considerarse como tope de lo sucedido, sino más bien como indicadores de lo que puede suceder.

1. INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los antecedentes de falla en presas que según el ICOLD se han reportado hasta 1975; además se comentan las definiciones que se utilizan en el cuerpo del trabajo junto con las consideraciones más importantes de durabilidad y falla por desbordamiento ante avenidas.

Se abordan también el objetivo y el enfoque de la investigación, así como la aportación de la misma.

1.1. Generalidades

Una presa se define según Stamm (1973) como una estructura de control primaria ubicada en un canal o río, de tal manera que permita el almacenamiento del agua para su aprovechamiento. De acuerdo con Vega y Arreguín (1981), las funciones que una presa debe cumplir son: almacenar el agua (presas de almacenamiento), levantar el nivel de la misma para su aprovechamiento (presas de derivación) o ambas tareas.

El crecimiento humano ha llevado a los ingenieros a la construcción de presas cada vez más grandes que permitan irrigar tierras, tomar agua para consumo humano, municipal e industrial, así como generación de energía eléctrica tan vital hoy en día, además de ser de gran utilidad para el control de avenidas. Estas razones hacen que las presas en altura, número, tamaño y costo hayan crecido exponencialmente en las últimas décadas.

A la fecha, se están construyendo presas de más de 300 m de altura y decenas están diseñadas o construidas con más de 200 m, cientos superan los 100 m, y sin contar las presas construidas en China que se suponen en miles, existen en el mundo más de 100,000, incluyendo 35,000 grandes presas que según el ICOLD son las que tienen más de 15 m de altura, aunque también entran en esta categoría las que están entre 10 y 15 m pero que cumplen con alguna de las siguientes condiciones: longitud de cresta de 500 m por lo menos o descarga máxima de 2,000 m³ /s, condiciones complejas en la cimentación o diseño inusual de la presa.

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que ocurren, fallas por la enorme magnitud de los volúmenes de agua que almacenan, fenómeno que provoca grandes pérdidas humanas y materiales, además de daños importantes al medio ambiente.

De hecho, puede decirse que pocas actividades humanas poseen tal potencial de daño y destrucción como la falla de una presa, aunque son pocas las que experimentan durante su vida útil los eventos extremos para los cuales fueron diseñadas. Para los estudios de comportamiento se han reportado 15,800 grandes presas, distribuidas en 33 países hasta 1975, como se muestra en la tabla (1.1), en la que se indican cuatro tipos de presas de concreto: gravedad (G), arco y arcos múltiples (A), contrafuertes (C), mampostería (M) y dos tipos de materiales sueltos; tierra (T) y enrocamiento (E). Cabe señalar el bajo porcentaje de presas de enrocamiento en comparación con las

de tierra, debido fundamentalmente a que el desarrollo de la mecánica de rocas ha sido reciente, por lo que no se habían escogido este tipo de presas.

TIERRA Y ENROCAMIENTO 10 650 (67.4%)		CONCRETO Y MAMPOSTERIA 5150 (32.6%)			
T	E	G	A	C	M
9890 (62.6%)	760 (4.8%)	3970 (25.1%)	760 (4.8%)	280 (1.8%)	140 (0.9%)

TABLA 1.1. Distribución de 15,800 grandes presas construidas en el mundo por tipo de presa.

1.2. Antecedentes de fallas en presas

El objetivo al revisar las principales causas de falla en presas es conocer los factores más importantes que deben tomarse en cuenta al hacer un análisis de riesgo de falla.

Los trabajos en cuanto a estadística de fallas en presas más recientes son el de Lebreton de 1985, referente a fallas y accidentes graves en presas; el de Laginha Serafim y Coutinho-Rodrigues de 1989, y el de Silveira acerca de la durabilidad de presas de 1990. Sin embargo, existen numerosos antecedentes entre los que se pueden mencionar los presentados por Baecher (1980), quien resume las causas de falla en presas, de acuerdo con varios autores en la tabla (1.2).

CAUSAS	MIDDLEBROOKS (1953)	GRUNER (1963)	TAKASE (1967)	BABB Y HERMEL (1968)	USCOLD (1975)
DESBORDAMIENTO	30	23	28	36	38
TUBIFICACION O FILTRACION	38	40	44	30	44
DESLIZAMIENTOS	15	2	10	15	9
VARIOS	17	35	18	19	9

TABLA 1.2. Causas de falla de grandes presas en porcentaje (según diversos autores).

Según Yen y Tang (1979) y Sherard (1963), los factores relacionados con las causas de falla en presas pueden agruparse como sigue:

Factores hidrológicos. Incluyen frecuencia de avenidas, volumen pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.

Factores hidráulicos. Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas.

Factores geotécnicos. Abarcan condiciones desfavorables del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos en el embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona de la presa.

Factores sísmicos. Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos y oleaje por sismo.

Factores estructurales y de construcción. Reúnen diseño estructural inadecuado, malos materiales, errores de construcción y pobre control de calidad.

Factores operacionales. Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia.

Otros factores. Implican actos de guerra, sabotaje e impactos accidentales en estructuras (vehículos, etc).

Estos factores están sujetos a la incertidumbre, pueden ser diferentes en cada caso y variar en el tiempo y el espacio.

1.3. Definiciones

El ICOLD en 1983, y Silveira en 1990, en un trabajo para el ICOLD, presentan algunas definiciones de durabilidad, seguridad, deterioro, incidente, accidente, riesgo potencial, deterioro, riesgo efectivo y riesgo global de falla en presas, las cuales se comentan brevemente a continuación:

Seguridad. En el caso de presas, se define como la capacidad de la estructura, el embalse, y la zona aguas abajo de la misma para llenar los requisitos de comportamiento durante la vida esperada de la misma, en aspectos tales como ambientales, estructurales, hidráulicos y operacionales.

Durabilidad. Es la capacidad de la presa para mantenerse a largo plazo; en el caso de estas estructuras adquiere un significado especial, ya que no se puede construir considerando periodos de tiempo muy grandes, de esta manera se debe establecer el concepto de vida útil en función del

costo de la estructura y la relación beneficio-costos de la misma. Dicha vida útil en el caso de presas es fijado normalmente en 50 años para las obras civiles y 30 años para el equipo electromecánico, aunque es bien sabido que hay presas en nuestro país y en el mundo con más de 100 años de operación.

Incidente. Se define como cualquier falla del comportamiento que puede afectar a corto o largo plazo la operación de la presa y que requiera algún trabajo de mantenimiento.

Accidente. Es cualquier ocurrencia excepcional que perjudica el comportamiento de la presa la cual, si no se controla, podría causar una falla.

Riesgo potencial. Se explica usualmente en función de las consecuencias provocadas al ocurrir un accidente - independientemente de su probabilidad de ocurrencia - evaluándose las mismas en función de los requerimientos de evacuación, daño potencial, altura de la presa, etc.

Deterioro. Se precisa como la pérdida de la capacidad que una estructura tiene para comportarse satisfactoriamente a lo largo de su vida útil.

Riesgo efectivo. Se ha determinado para varias disciplinas como:

- i) La probabilidad de falla en un período definido, puede ser de un año o la vida útil del proyecto.
- ii) El recíproco del tiempo esperado para que se presente la falla, el cual está asociado al concepto del período de retorno.
- iii) El costo esperado de falla.
- iv) El valor actual asociado a la falla.
- v) El costo esperado de falla, o sea el producto de la probabilidad de falla en el período analizado, multiplicado por el valor monetario que implique la ocurrencia de la misma, que es el más usual desde el punto de vista ingenieril.

En este trabajo el riesgo efectivo se define como la probabilidad de falla, y sólo en caso que se establezca de esa manera, el riesgo efectivo se definirá como el costo esperado de falla en el período de la vida útil de la presa.

Riesgo global de falla en presas. Puede fijarse como el riesgo que tiene una presa de fallar, ante la combinación de varios factores que pueden intervenir para que la misma se presente.

Analizar con detalle esta situación requiere sin duda una gran cantidad de información, horas-hombre y tiempo para efectuarla, por lo que tradicionalmente los análisis de riesgo se hacen considerando las principales causas de falla, según el tipo de presa que se analice.

Las metodologías que actualmente se emplean para la evaluación de este riesgo global de falla son las del árbol de decisiones, la de confiabilidad híbrida y el analítico causa-consecuencia cuyos principios básicos se mencionan en el apéndice A.

Falla. Las fallas pueden agruparse esencialmente en dos tipos (Yen y Tang, 1971); en la primera se involucran daños o cambios de la estructura, lo que le impide funcionar como es deseado; la segunda es una falla en el comportamiento de la estructura del sistema y aunque la estructura no se ha alterado, el comportamiento límite de dicho sistema se excede y pueden esperarse consecuencias indeseables.

La falla en presas puede incluir daños físicos a la estructura misma de la cortina y a estructuras adicionales, tales como la obra de excedencias, obra de toma, etc.. Puede comprender desde luego pérdidas de vidas, de propiedades o daños y cambios adversos al medio ambiente, aguas abajo de la presa. El comportamiento satisfactorio de un sistema como el que forma una presa está gobernado por variables generalizadas de demanda y suministro.

Los eventos de falla implican usualmente la unión de la ocurrencia de cargas excesivas y debilidad en la resistencia de la estructura de la presa y/o posibles errores humanos.

Incertidumbre. La incertidumbre se define como la variabilidad de la función analizada en repetidas ocasiones, observaciones o estimaciones. Al tratar con incertidumbres en el diseño de estructuras hidráulicas, Yen y Tang (1971), las clasifican en objetivas y subjetivas; las objetivas son medibles o cuantificables, tales como las muestras de datos estadísticos y su correspondiente información probabilística. Las incertidumbres subjetivas son aquellas que intervienen para la estimación de los datos y deben manejarse con cierto juicio e intuición; éstas pueden provenir básicamente de las siguientes fuentes:

- a). Naturales, asociadas a las fluctuaciones espaciales inherentes al proceso natural.
- b). De modelación estructural, el cual refleja la incapacidad de que el sistema modelado con la técnica de diseño usada represente el comportamiento físico del fenómeno o proceso.
- c). Las generadas con los propios datos que incluyen i) inseguridad y errores de medición, ii) manejo inadecuado de datos y iii) errores de transcripción.
- d). Las operacionales, debido básicamente a factores humanos, constructivos, de mantenimiento y deterioro.

Hay dos criterios básicos que permiten evaluar el riesgo en falla de un sistema de ingeniería; uno es el seguimiento de fallas históricas en sistemas similares, como se indica en este capítulo, el cual en muchas ocasiones puede no ser del todo aplicable por las diferentes condiciones entre el caso analizado y los históricos reportados; esto puede ser muy común en presas, ya que cada sitio difiere en forma importante de otro, aun cuando se tengan condiciones en principio semejantes. El otro criterio consiste en la simulación, donde se considera el comportamiento de los factores que intervienen en el fenómeno y la comprobación probabilística de éstos para estimar el riesgo de falla del sistema en conjunto. Este criterio debe de tomar en cuenta las incertidumbres mencionadas anteriormente, y al ser repetitivo permite tener una base comparativa ante diversos esquemas de diseño o de modificaciones en presas existentes mencionadas anteriormente.

1.4. Consideraciones de deterioro y falla

1.4.1. Consideraciones de deterioro

En el reporte de Silveira (1990) respecto a la durabilidad, se recopiló información de grandes presas considerando 1105 casos de deterioro en 33 países; los resultados más importantes son los siguientes:

- Análisis estadísticos aplicados a los casos de deterioro mostraron 2103 de los 1105 estudiados, lo cual revela que varios tipos de deterioro ocurrieron en la misma estructura; de estos 2103 casos analizados, las de concreto y mampostería corresponden al 32.5 por ciento de los casos, de las cuales el 83 por ciento se relacionan con presas de concreto y 17 por ciento con presas de mampostería, mientras que las presas de tierra y enrocamiento ocupan un 67.5 por ciento de los casos de deterioro, del cual el 93 por ciento son en presas de tierra y el 7 por ciento restante de enrocamiento.

En relación con la altura, a las presas entre 15 y 30 m les corresponden los mayores porcentajes de presas deterioradas de tierra y enrocamiento. El gran deterioro en presas de concreto y mampostería se presenta para aquellas entre 50 y 100 m. Cabe hacer notar también el alto nivel de deterioro en presas de más de 100 m de altura sin que se hayan presentado fallas.

El deslizamiento de taludes es la principal causa del deterioro en el embalse y la zona aguas abajo de la presa.

1.4.2. Consideraciones de falla

En cuanto a fallas se refiere, Silveira (1990) hizo las siguientes consideraciones:

- a) Se adoptaron cuatro tipos de presas de concreto — gravedad (G), mampostería (M), arco y arcos múltiples (A), y contrafuertes (C) — y dos tipos de materiales sueltos; tierra (T) y enrocamiento (E).

- b) Se analizaron seis periodos de construcción; antes de 1900, 1900-1919, 1929-1939, 1940-1959, 1960-1975 (como se muestra en la tabla 1.3).
- c) Se incluyeron seis clasificaciones por altura; 5-15m, 15-30m, 30-50m, 50-100m y más de 100m (como se muestra en la tabla 1.4).

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	<1900	1900 1909	1910 1919	1920 1929	1930 1939	1940 1949	1950 1959	1960 1969	1970 1975	TOTAL
TODO TIPO	1340	510	870	1250	1310	1090	2860	4640	1930	15800
T Y E	1130	330	470	570	770	590	1710	3440	1640	10650
G Y A	190	140	300	450	390	400	870	970	260	3970
C Y M	20	40	100	230	150	100	280	230	30	1180

TABLA 1.3. Presas construidas por periodo de terminación y tipo de presa.

- d) Se consideraron también cinco periodos para definir cuando ocurren las fallas; durante la construcción, en el primer llenado, en los primeros cinco años de operación o después de los primeros cinco años de operación.

	1	2	3	4	5	6
	< 15	15 30	30 50	50 100	>100	TOTAL
TODO TIPO	2460	8440	3110	1520	270	15800
T Y E	2130	6290	1570	550	110	10650
G Y A	320	1620	1260	710	60	3970
C Y M	10	530	280	260	100	1180

TABLA 1.4. Presas construidas por altura y tipo de presa.

Se encontraron 107 casos de fallas totales reportadas, las cuales se señalan en la figura (1.1), donde las obras accesorias (insuficiencia del vertedor y fallas en obras de toma) tienen un 44 por ciento de los casos (36 por ciento

en el caso de presas de tierra y enrocamiento y ocho por ciento para las presas de concreto), el 25 por ciento de las fallas se reportan para el comportamiento del cuerpo de la cortina (22 por ciento a las de tierra y enrocamiento y tres por ciento a las de concreto), las fallas por causas en la cimentación (14 por ciento), compuesta en un ocho por ciento de las fallas de presas de concreto y seis por ciento para las de tierra y enrocamiento.

Se tiene también un 14 por ciento de fallas debido a una combinación de factores; 11 por ciento en presas de tierra y enrocamiento y tres por ciento en las de concreto.

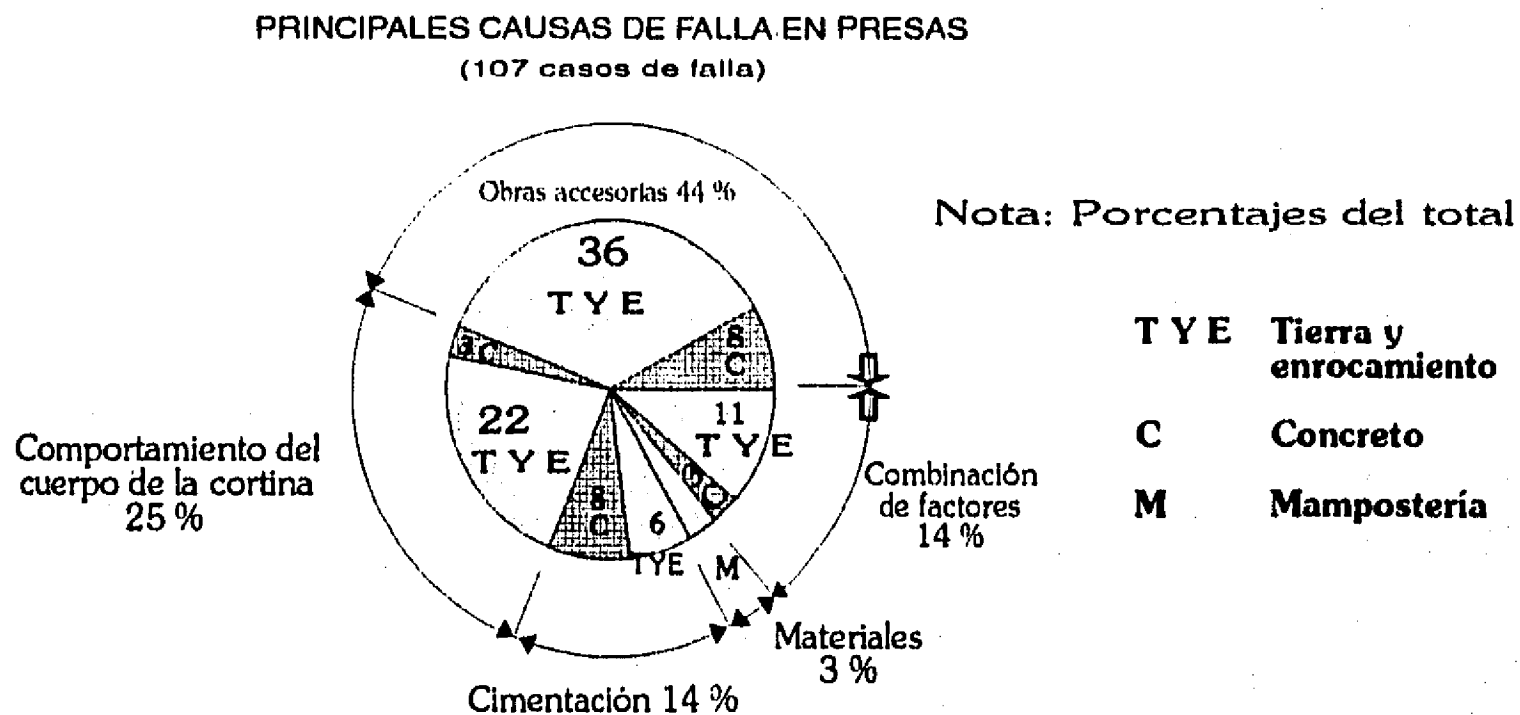


Figura 1.1. Principales causas de falla en presas (107 casos).

La tabla (1.5) muestra un coeficiente de referencia al período de terminación de las presas:

$$R_F = \frac{\text{PORCENTAJE DE PRESAS CON FALLAS TOTALES}}{\text{PORCENTAJE DE PRESAS EXISTENTES}} \quad (1.1)$$

Este coeficiente R_F permite determinar la probabilidad de falla en presas de cierto tipo pertenecientes a un grupo dado. De hecho se tiene:

$$(P_F)_g = (R_F)_g \frac{N_{tF}}{N_{tE}} = K (R_F)_g \quad (1.2)$$

donde:

$(P_F)_g$ -probabilidad de falla en el grupo específico g.

$(R_F)_g$ - coeficiente R_F relacionado con un grupo de presas de

cierto tipo = (% de presas con fallas en el grupo g) / % de presas del grupo g

N_{tF} - número de fallas totales (igual 107).

N_{tE} - número total de presas existentes (igual 15 800).

		R_F	
		CONCRETO Y MAMPOSTERIA	TIERRA Y ENROCAMIENTO
PERIODO DE TERMINA- CION	< 1900	0.6	0.8
	1900-1919	1.6	4.1
	1920-1939	1.2	1.6
	1940-1959	0.3	1.3
	1960-1975	0.2	0.5
ALTURA (m)	5-15	0.4	0.6
	15-30	0.9	1.2
	30-50	0.4	1.2
	50-100	0.8	2.1
	> 100	0	0

TABLA 1.5. Coeficiente R_F para diferentes tipos de presas.

En esta tabla se puede observar que las presas de tierra y enrocamiento que están entre 50 y 100 m tienen el mayor nivel de fallas, así como las que se construyeron en el período de 1920-1939; en cuanto a las presas de concreto y mampostería la mayor incidencia de falla se tiene para las presas entre 15 y 30 m, así como las fabricadas en el período 1900-1919.

1.4.3. Probabilidades de falla de casos históricos

Con objeto de tener una medida de comparación al hacer un análisis teórico del riesgo de falla en presas, conviene conocer cuáles son los valores de probabilidad que han presentado los casos históricos asociados a diversas causas y definir así los valores que se pueden considerar aceptables.

Si se considera un promedio de vida de las 15,800 grandes presas de 70 años, se tiene una probabilidad de falla por presa por año de:

$$PF = \frac{107}{15800} \cdot \frac{1}{70} \approx 10^{-4}$$

Dicho de otro modo, en el mundo se tiene la falla de una presa cada 10,000 años; esto significa que considerando las 100,000 presas existentes, se presentan por año 10 fallas. Al tomar en cuenta sólo las 15,800 grandes presas reportadas, al menos una vez al año se presenta la falla de una de ellas.

Al revisar cada tipo de presa y las principales causas de falla presentadas, se tienen por año los valores señalados en la tabla (1.6).

No. fallas	Tipo de presa	Tipo de falla	Probabilidad de falla
107	Todas las presas	Total	1.00×10^{-4}
25	C y M	Total	2.26×10^{-5}
82	T y E	Total	7.41×10^{-5}

TABLA 1.6. Probabilidades de falla por tipo de presa y tipo de falla (C y M concreto y mampostería, T y E tierra y enrocamiento).

La probabilidad de falla que se observa al considerar todas las causas de falla total en presas de concreto y mampostería es de 2.26×10^{-5} , y en las de tierra y enrocamiento de 7.41×10^{-5} .

Para comprobar esta probabilidad de falla refiriéndola a la época en que se construyeron las presas, se debe recurrir a los datos de frecuencia de fallas por presa y por año que se obtienen al considerar la muestra de 15,800 grandes presas antes señalada, y la edad promedio de la presa cuando se presentó la falla.

Londé (1993) consideró para obtener estos valores tres períodos de construcción; antes de 1900, 1940-1949 y 1970-1975, para los que obtuvo los resultados señalados en la tabla (1.7) y en la figura (1.2).

Edad en años al presentarse la falla	Frecuencia de falla según el periodo de construcción		
	< 1900	1940-1950	1970-1980
CONSTRUCCION	3×10^{-4}	2×10^{-4}	1×10^{-4}
0 - 5	2×10^{-4}	9×10^{-5}	2×10^{-5}
5 - 10	1.3×10^{-4}	7×10^{-5}	1×10^{-5}
10 - 20	1×10^{-4}	3×10^{-5}	
20 - 30	6×10^{-5}	2×10^{-5}	
30 - 40	2×10^{-5}		
40 - 50	2×10^{-5}		
50 - 60	1.5×10^{-5}		
60 - 70	1.5×10^{-5}		

TABLA 1.7. Frecuencia de fallas por periodo de construcción según Londé.

Al tomar en cuenta el comportamiento de las fallas a lo largo del tiempo, en el cual en los últimos años la tendencia de que éstas se presenten es marcadamente reducida, se puede concluir que los valores de probabilidad de falla que se pueden aceptar para presas construidas en nuestros días es de 1.0×10^{-5} . Así, al considerar para el análisis presas construidas anteriormente, se debe tratar de alcanzar este valor.

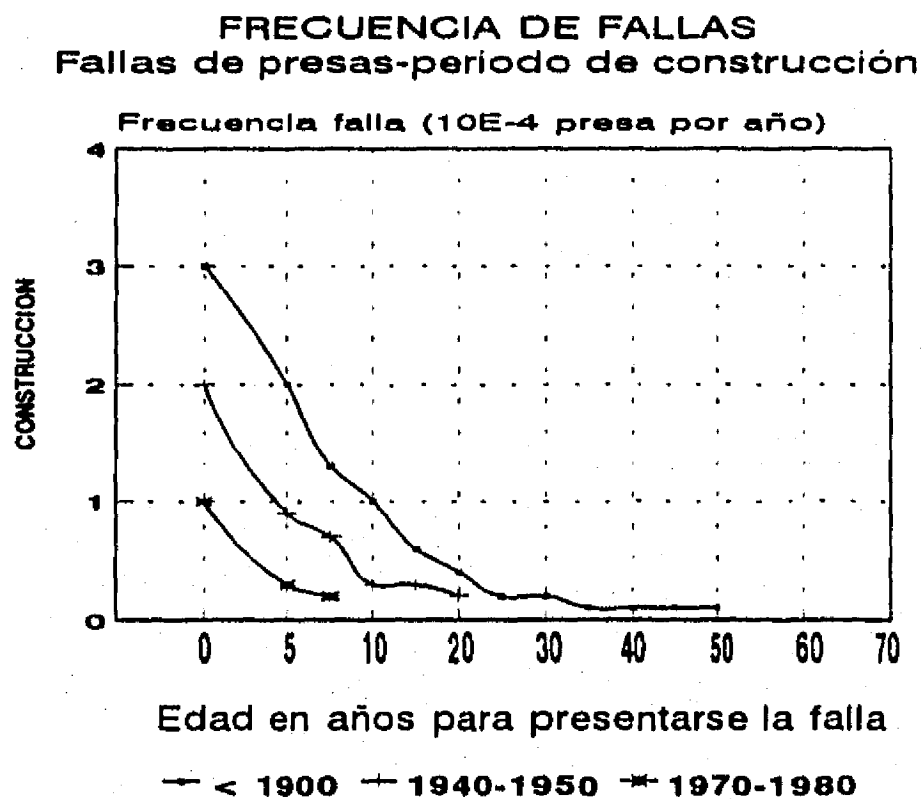


FIGURA 1.2. Frecuencia de fallas por periodo de construcción según Londé.

1.5. Fallas por desbordamiento

En cuanto a fallas únicamente por desbordamiento, se puede determinar que de las 107 fallas totales, por desbordamiento se tuvieron 61 casos (0.39% de las presas existentes). Dicho desbordamiento fue debido a la escasa capacidad del vertedor (usualmente atribuible a estimaciones inapropiadas de las avenidas), evaluaciones deficientes de los gastos picos durante la construcción, demoras durante la misma y operación deficiente o problemas con el equipo de descarga.

		CONCRETO Y MAMPOSTERIA		TIERRA Y ENROCAMIENTO		TOTAL	
		Nº	Por ciento	Nº	Por ciento	Nº	Por ciento
PERIODO DE TERMINACION	< 1900	9	14.70	8	13.12	17	27.87
	1900-1909	4	6.60	2	3.28	2	3.28
	1910-1919	4	6.60	7	11.48	11	18.03
	1920-1929	-	-	2	3.28	6	9.83
	1930-1939	-	-	3	4.92	3	4.92
	1940-1949	-	-	3	4.92	3	4.92
	1950-1959	-	-	6	9.83	6	9.83
	1960-1969	1	1.6	7	11.48	8	13.12
	1970-1975	-	-	5	8.19	5	8.19
	TOTAL	18	29.5	43	70.5	61	100
	ALTURA (M)	<15	1	1.60	5	8.19	6
15-30		10	16.47	21	34.45	31	50.82
30-50		6	9.83	9	14.75	15	24.6
50-100		1	1.60	8	13.11	9	14.75
>100		-	-	-	-	-	-
TOTAL		18	29.50	43	70.50	61	100
PERIODO DE OCURRENCIA DE LA FALLA	CONSTRUCCION						
	< 5 AÑOS	2	3.28	11	18.03	13	21.31
	PRIMEROS 5 AÑOS	4	16.40	9	14.75	13	21.31
	DESPUES DE 5 AÑOS	12	19.68	23	37.72	35	57.38
	TOTAL	18	29.50	43	70.50	61	100

TABLA 1.8. Fallas por desbordamiento (61 casos) por periodo de terminación, altura y periodo de ocurrencia de la falla.

La tabla (1.8) indica la distribución de los 61 casos de falla por desbordamiento por periodo de terminación, altura y periodo de ocurrencia de falla. Esta tabla muestra que las fallas en presas de tierra y enrocamiento son casi constantes en número por década.

Se muestra también que en las últimas décadas las presas de concreto y mampostería no han fallado por desbordamiento, lo cual indica que en este aspecto son mucho más seguras que las de tierra y enrocamiento.

De los datos mencionados se puede indicar lo siguiente:

- a) Las presas de tierra y enrocamiento presentan la relación más alta de falla debido a desbordamientos, por lo que éstas presentan una relación de incidencia más o menos constante por década.
- b) Las presas de concreto y mampostería sólo han registrado una falla en los últimos 45 años.
- c) Sólo dos bloques de apoyo de presas de arco han fallado por desbordamiento y únicamente un arco con cimentación deficiente falló por la misma causa durante la construcción. Todos los arcos han resistido este factor de destrucción.
- d) Esta tabla (1.8) permite observar que 13 de las 61 fallas por desbordamiento ocurrieron durante la construcción, 11 de tierra y enrocamiento y dos de concreto gravedad. De los otros 48 casos de falla por esta causa, al menos siete fueron por un mal funcionamiento de compuertas y cinco por haber fallado una presa aguas arriba. Estas situaciones, así como el número de fallas que se debieron a una subestimación de la avenida de diseño, son sujetos de futuras investigaciones.

Una posible explicación de que no se hayan presentado fallas totales en presas de más de 100 m es que, para grandes presas, se tiene un gran cuidado en el diseño, estimación de avenidas y operación de compuertas.

La distribución de 48 fallas de presas después de haber efectuado el primer llenado (32 de tierra y enrocamiento y 16 de concreto), se muestra en dicha tabla (1.8).

Con objeto de recalcar la importancia de la seguridad en presas con relación al desbordamiento, es importante analizar los casos en que no necesariamente se presentaron fallas totales, pero que incidieron en desbordamientos.

De los 1,105 casos de deterioro reportados, el 13 por ciento (145 casos) fueron por factores hidráulicos relacionados con el desbordamiento, de los cuales 61 casos presentaron una falla total y 84 "incidentes" produjeron destrucción parcial de las presas.

Del total de deterioro (1105 casos), se tuvieron 107 casos de fallas totales, es decir $107/1105 = 9.7$ por ciento, mientras que de los 145 casos

por desbordamiento, se tuvieron 43 fallas totales en presas de tierra y enrocamiento y 18 en presas sólidas, o sea una relación $43/145 = 30$ por ciento para las primeras y $18/145 = 12.4$ por ciento en las segundas; mientras que el porcentaje de fallas totales en todos los casos de deterioro es de 9.7, el porcentaje de fallas por desbordamiento en presas de tierra y enrocamiento es de 30, lo cual recalca la gran importancia del desbordamiento ante un funcionamiento hidráulico deficiente en este tipo de presas. Los 145 casos de deterioro (funcionamiento hidráulico deficiente) se pueden distribuir por tipo de presa como se indica en la tabla (1.9).

La relación de fallas por desbordamiento en presas de tierra y enrocamiento es de $43/88 = 48.9$ por ciento, y en las de concreto y mampostería de $18/57 = 31.5$ por ciento, lo cual, como ya se señaló, indica que las presas de concreto son más resistentes al desbordamiento.

No. CASOS	RELACION EN CUANTO AL TIPO DE PRESA	% AL No. PRESAS
88	88/10,650 TIERRA Y ENROCAMIENTO	0.83
57	57/ 5,150 CONCRETO	1.11
57	41 casos en presas gravedad	1.03
	13 casos en presas arco	1.71
	2 casos en presas contrafuertes	0.71
	1 caso en presas arcos múltiples	0.71

TABLA 1.9. Casos de deterioro en presas por incidentes hidráulicos.

Estos análisis conducen a las siguientes conclusiones:

- a) Se debe prestar gran atención a las avenidas que pueden incidir realmente en una presa en particular, y revisar cuidadosa y detalladamente las presas ya construidas, ya que el mayor número de fallas ocurren por insuficiencia en el vertedor.
- b) Debido a la gran incidencia en el deterioro en el cuerpo de la cortina y a la cimentación por percolación y erosión interna de la misma, es necesario incrementar significativamente los tratamientos, inyecciones y reparaciones de filtros.
- c) En los embalses y zonas aguas abajo de las presas, debe darse gran atención a la regularización, protección y refuerzo de drenes para evitar deslizamiento de taludes.
- d) En obras accesorias es necesario incrementar el monitoreo, la construcción de drenajes y filtros, y su reparación en las diversas estructuras.

Número de presas		15,800
Número de presas con deterioro		1,105
Número de fallas (totales)		107
Número de incidentes que incluyen factores hidráulicos		145
en presas de tierra y enrocamiento		88
en presas sólidas		57
Número de fallas por desbordamiento		61
en presas de tierra y enrocamiento		43
en presas sólidas		18
Relación de fallas por desbordamiento	61/107	=57.0%
Relación de incidentes incluyendo factores hidráulicos:		
en presas de tierra y enrocamiento	88/10,650	=0.83%
en presas sólidas	57/5,150	=1.11%
Relación de fallas considerando factores hidráulicos:		
en presas de tierra y enrocamiento	43/145	=30.0%
en presas sólidas	18/145	=12.4%

TABLA 1.10. Resumen del análisis de deterioro y falla haciendo énfasis respecto a desbordamientos.

El resumen del análisis para el total de 1,105 casos de deterioro o malfuncionamiento (que incluyen los casos de falla), muestra la distribución indicada en la tabla (1.10).

1.6. Otros estudios

Del análisis de A. Lebreton (1985), donde se revisan los accidentes en presas en el período de 1964 a 1983, se puede destacar lo siguiente:

- Las causas de falla en cortinas de tierra y enrocamiento para el período analizado muestran que, para el total de los casos, el 61 por ciento es por desbordamientos; para presas de menos de 15 m de altura la mayoría de las fallas (69 por ciento) ocurren por el paso de una avenida sobre la misma, y el porcentaje para presas de más de 15 m es de 55.5 por ciento; otra causa importante es la tubificación (23 por ciento para el total de presas, 19 por ciento para las de menos de 15 m y 25 por ciento para las de más de 15 m) y el deslizamiento de taludes (incluyendo el efecto sísmico) siendo un ocho por ciento para el total de los casos, un cuatro por ciento para las de menos de 15 m y un 11 por ciento de los casos para las de más de 15 m de altura, datos que se muestran en la tabla (1.11).

- En presas de más de 15 m, el 29 por ciento de las fallas se producen durante la construcción, el 20 por ciento en el primer llenado y durante los primeros cinco años y el 51 por ciento restante durante el tiempo de servicio de la presa. Esta última proporción es bastante más elevada en las presas de menos de 15 m de altura, con un 87 por ciento cuando las presas están en servicio, como se muestra en la tabla (1.12).

CAUSAS		H < 15 M		H > 15 M		TOTAL	
		Nº fallas	%	Nº fallas	%	Nº fallas	%
Desbordamiento	construcción	0	0	9	25.0	9	14.0
	terminación	18	69	11	30.5	29	67.0
	total	18	69	20	55.5	38	81.0
Falla por paso de una avenida aguas arriba		-	-	2	5.5	2	3
Erosión	descarga de avenidas (aguas arriba)	2	8	1	3	3	5
Tubificación	cuerpo cortina	3		7		10	
	falla de conducto	2		2		4	
	total	5	19	9	25	14	23
Deslizamiento de taludes		1	4	4	11	5	8
TOTAL		26	100	36	100	62	100

TABLA 1.11. Causas de falla en el periodo 1964-1983 según Lebreton.

EDAD	H < 15 M		H > 15 M		TOTAL	
	Nº fallas	%	Nº fallas	%	Nº fallas	%
Construcción	0	0	12	29	12	17
1er. llenado	2	13	6	20	8	17
5 años	2	}4	2	}8	4	}12
6-10 años	-		4		9.5	
11-30 años	2	7	9	22	11	15.5
> 30 años	13	43	8	19.5	21	29.5
Edad desconocida	11	37	-		11	15.5
TOTAL	30	100	41	100	71	100
Desconocida	-	-	2	-	2	-

TABLA 1.12. Edad de falla en presas en el periodo 1964-1983.

Para estimar el futuro comportamiento de las fallas, Lebreton (1985) usó la expresión de Poisson cuya expresión teórica es:

$$P(x) = \frac{(\nu)^x e^{-\nu}}{x!} \quad (1.3)$$

Se consideró una muestra de 20 años (1964-1983) que es el período estudiado. Según el autor, la "vida útil" de una presa es del orden de 60 ó 70 años. De esta manera se concluyó lo siguiente:

- Se puede esperar para el futuro en presas mayores de 15 m (con 41 fallas y una muestra de 20 años que da como resultado una media $\nu = 41/20 = 2.05$) que un 13 por ciento de los años serán sin accidentes, 26 por ciento con uno, 27 por ciento con dos, 19 por ciento con tres, 9.5 por ciento con cuatro, cuatro por ciento con cinco y 1.5 por ciento con más de 5.
- Tomando en cuenta las fallas durante la construcción y el primer llenado (véase la tabla 1.12, en la que se registran veinte fallas detectadas; doce de construcción y ocho correspondientes al primer llenado, en un período de doce años de construcción $\nu = 12/12 = 1$), las probabilidades de falla durante el primer llenado serían de un 37 por ciento de que no suceda ninguna falla, 37 por ciento que ocurra una, 18 por ciento que susiten dos, seis por ciento que sucedan tres y entre uno y dos por ciento que sucedan más de tres.
- Para el período analizado, en cuanto al comportamiento de las fallas a futuro (62 fallas en un período de 60 años $\nu = 62/60 \cong 1$), se puede decir que se tiene un 37 por ciento de probabilidades de que no suceda ninguna, 37 por ciento que sobrevenga una falla, 18 por ciento que pasen dos, seis por ciento que ocurran tres 3 y entre uno y dos por ciento que se produzcan más de tres.

El resumen del cálculo se muestra en la tabla (1.13).

Presas H > 15 m ($\nu=2.05$)		Fallas de presas durante la construcción ($\nu=1$)		Comportamiento a futuro ($\nu=1$)	
x	P(x)	x	P(x)	x	P(x)
0	0.1287	0	0.3678	0	0.3678
1	0.264	1	0.3678	1	0.3678
2	0.2705	2	0.1839	2	0.1839
3	0.1848	3	0.0613	3	0.0613
4	0.0947	4	0.0153	4	0.0153
5	0.0388	5	0.0031	5	0.0031

TABLA 1.13. Probabilidad de accidentes y fallas considerando la distribución de Poisson.

Adicionalmente, Lebreton concluyó que:

- Las zonas geográficas revelan que la mayoría de los accidentes se han reportado en los EUA.
- La frecuencia de falla en cortinas de tierra y enrocamiento en servicio es cuatro veces más elevada que en las de concreto y mampostería (1.5/10,000 contra 0.4/ 10,000), lo cual explica - por lo menos en parte - la diferencia de fallas entre EUA y Europa.
- El número más grande de vidas humanas perdidas (tabla 1.14) se produjo para las presas de tierra y enrocamiento (7,692), ocurriendo el mayor desastre en la India (2,000 personas).

Las fallas de presas de concreto y mampostería han ocasionado 5,017 víctimas y 16,634 personas perdidas, lo que da un promedio de 287 víctimas por accidente, como se muestra en dicha tabla (1.14).

De este análisis, se puede desprender por consiguiente, que:

- a) Para los próximos años no tienen por qué seguir estas tendencias del pasado, puesto que las fallas deben reducirse significativamente debido a que las medidas de seguridad se han incrementado en forma importante en los últimos años.
- b) Las principales causas de falla en grandes presas comprenden el paso de avenidas sobre la cortina e insuficiencia en el vertedor, con un 61 por ciento de fallas; 23 por ciento por tubificación y ocho por ciento por deslizamiento de taludes incluyendo el efecto sísmico.
- c) El desbordamiento de presas de tierra y enrocamiento es la principal causa de falla de este tipo de estructuras; el mismo se ha atribuido a la escasez de la capacidad del vertedor, deficiente evaluación del gasto pico de entrada y desperfectos de los equipos que operan el vertedor.

1.7. Conclusiones

Como conclusión del análisis efectuado, se puede mencionar lo siguiente:

1. El mayor número de deterioros ocurre en las presas de tierra y enrocamiento.
2. Este tipo de presas muestran la mayor incidencia en cuanto a fallas se refiere. La principal causa de falla en las mismas es el desbordamiento ante avenidas, ya que de 61 casos de falla por esta causa, 43 ocurrieron en presas de tierra y enrocamiento y 18 en presas de concreto.
3. Las probabilidades más grandes de que las fallas se presenten en este tipo de presas ocurren para aquellas construidas entre 1900-1919, con alturas entre 15 y 30 m.

PAIS	F A L L A S											
	Cortinas de tierra y enrocamiento		Concreto, mampostería y diversas		Obras anexas (compuertas)		Otras (fallas en laderas)		Cortinas de naturaleza desconocida		TOTAL	
	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv	Nf	Nv
India	3	3,100	1	1,000	-	-	-	-	-	-	4	4,100
Italia	-	-	2	700	-	-	1	2,600	-	-	3	3,300
USA	17	2,573 (1)	5	541	-	-	-	-	3	14	25	3,128
Alemania	1	1	2	1,268 (2)	-	-	-	-	-	-	3	1,269
Japón	-	-	-	-	1	1	-	-	1	1,200	2	1,201
Brasil	1	1,000	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1,000
España	1	40	2	752	1	30	-	-	-	-	4	822
Francia	1	4	2	521	-	-	-	-	-	-	3	525
Gran Bretaña	1	238	1	16	-	-	-	-	-	-	2	254
Argelia	-	-	2	219	-	-	-	-	-	-	2	219
Indonesia	1	200	-	-	-	-	-	-	-	-	1	200
URSS	1	145	-	-	-	-	-	-	-	-	1	145
Corea	1	120	-	-	-	-	-	-	-	-	1	120
Chile	1	100	-	-	-	-	-	-	-	-	1	100
Colombia	-	-	-	-	1	80	-	-	-	-	1	80
Filipinas	1	80	-	-	-	-	-	-	-	-	1	80
Checoslovaquia	1	65	-	-	-	-	-	-	-	-	1	65
Argentina	1	25	-	-	-	-	-	-	-	-	1	25
Canadá	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
TOTAL	33	7,692	17	5,017	3	111	1	2,600	4	1,214	58	16,634
Fallas recientes sin víctimas	39	0	8	0	0	0	0	0	0	0	47	0
Número de víctimas por falla reciente	72	107	25	200	3	37	1	2,600	4	300	105	158

(1) 2,187 son víctimas de la avenida en South Fork

(2) Bombardeos

TABLA 1.14. Número de fallas contra número de víctimas conocidas en el periodo 1800-1983.

4. Ante las fallas por desbordamiento presentadas, cabe señalar que es muy urgente revisar las presas en construcción y en operación que no hayan tomado en cuenta para el análisis una base de riesgo de falla.
5. Las principales causas de falla en presas de tierra y enrocamiento son las siguientes:

En cortinas de tierra y enrocamiento, el 61 por ciento son por desbordamientos; para presas de menos de 15 m de altura, la mayoría de las fallas (69 por ciento) ocurren también por el paso. Esta causa y el porcentaje para presas de más de 15 m es de 55.5 por ciento.

6. Se requiere establecer un criterio que permita identificar cuáles de las presas existentes presentan un riesgo alto de falla potencial, identificando aquellas donde se requiere hacer un análisis de riesgo detallado.
7. La práctica usual, en cuanto al diseño, refleja gran diversidad de opiniones referentes a la clasificación y evaluación de la seguridad de presas en lo que a avenidas se refiere, por lo que es necesaria una mayor uniformidad en cuanto a normas de seguridad, tamaños, riesgo aceptable y criterios de diseño en nuevas presas por construirse.
8. Es necesario formular una metodología que permita en forma sistemática y cuantitativa evaluar el riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento para el caso de avenidas.

1.8.- Objetivo y enfoque

De acuerdo con los diversos análisis estadísticos de causas de falla en presas de tierra y enrocamiento, el desbordamiento ante avenidas es la principal causa de falla de las mismas; por otro lado, nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas, lo que ha ocasionado que se presenten eventos que han rebasado las previsiones iniciales en grandes proyectos. Dichos eventos de ninguna manera deben considerarse como tope de lo sucedido, sino más bien como indicadores de lo que puede suceder.

Tomando en cuenta dichos planteamientos, se identifica la siguiente problemática:

1. La aplicación de los métodos estadísticos, en la mayoría de los casos, considera para las avenidas el uso de distribuciones de probabilidad infinitas.
2. Se obtiene el volumen de las avenidas como una amplificación de las máximas históricas asociado al gasto pico antes calculado; este procedimiento no permite tomar en cuenta el aspecto aleatorio del volumen en forma conjunta con el gasto pico.

3. Existen métodos con los que se puede evaluar en forma teórica la probabilidad de que una presa falle — ante la combinación de factores para que dicho evento se presente —. Sin embargo, no se tienen identificados criterios que permitan definir en el caso de presas controladas por compuertas, las políticas de operación para considerar como función objetivo la de mínimo riesgo.

Para resolver esta problemática, en la presente tesis se plantea alcanzar los siguientes objetivos específicos:

1. Revisar en forma teórica los métodos para calcular el riesgo. Para ello se estudia el período de retorno, el de integración directa, la simulación de MonteCarlo y el del primer y segundo orden del segundo momento estadístico.

2. Proponer una metodología práctica que permita evaluar en forma sistemática y cuantitativa el riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante los efectos de desbordamiento por causa de las avenidas.

3. Considerar y analizar, en el caso de avenidas, las distribuciones estadísticas teóricas infinitas que mejor se ajusten a los datos históricos de gastos máximos de un registro dado. Se tomará en cuenta la naturaleza aleatoria de las principales variables que intervienen en el proceso como son, el gasto pico y el volumen de las mismas, además del nivel inicial en la presa. Se adoptarán como variables determinísticas, las curvas elevaciones-capacidades de la presa y la curva elevaciones-gastos del vertedor.

4. Desarrollar un modelo para estudiar el riesgo de falla por desbordamiento, donde se utilicen distribuciones de probabilidad acotadas y la definición de la cota superior de las mismas, con el fin de estimar el riesgo de falla en presas, adecuando la metodología adoptada para ello en el punto número dos y comparando los resultados con los de las distribuciones no acotadas.

Se alcanzarán también los siguientes objetivos adicionales:

1. Definir un criterio que permita clasificar las presas de acuerdo con su riesgo potencial, mismo que tomará en cuenta los efectos asociados a capacidad, altura, requerimientos de evacuación y daño potencial aguas abajo.

2. Establecer un criterio simplificado que permita identificar cuáles de las presas en operación deben revisarse con detalle y estudiarse a fondo, en cuanto a seguridad se refiere, y en cuáles dicha tarea puede realizarse posteriormente.

3. Tomar en cuenta las incertidumbres de las principales variables que intervienen en el proceso de análisis.

4. Aplicar el modelo de riesgo desarrollado en el trabajo, al caso de avenidas en una presa en proceso de operación.
5. Establecer criterios de selección de avenidas en el caso de una presa en operación, donde se consideren las avenidas históricas y las teóricas calculadas.
6. Definir, con base en un análisis de sensibilidad, cuáles variables son más significativas en el proceso de cálculo del riesgo.
7. Especificar la forma de utilizar la metodología propuesta para distintos casos de aplicación. Se señalan tres en el cuerpo del trabajo para la presa del Infiernillo: sobreelevación de la corona, variación en los niveles de operación y una posible falla de los túneles vertedores.

Se excluye del trabajo el análisis de riesgo por desbordamiento con métodos empíricos o hidrometeorológicos (PMP), aunque este método puede emplearse para comparar la cota superior de las distribuciones de probabilidad acotadas.

No se consideran en el presente trabajo otros factores hidráulicos e hidrológicos como efecto del oleaje ante viento y sismo, y funcionamiento defectuoso de compuertas; tampoco se toman en cuenta factores geotécnicos, estructurales, de construcción y de operación. Asimismo, no se incluyen elementos tales como actos de guerra, sabotaje, impactos accidentales de vehículos, etcétera.

Para lograr los objetivos del presente trabajo, se seguirá la siguiente secuencia:

Capítulo 1. Se presentan las principales causas de falla, señalando especialmente el caso de las de tierra y enrocamiento.

Capítulo 2. Se comentan los criterios de diseño que a la fecha se siguen, en cuanto a avenidas, y el procedimiento que se emplea para estimar las avenidas que se usan para evaluar el riesgo.

Capítulo 3. Se indican las principales consideraciones de seguridad y la evolución que han tenido; para ello, se presenta el criterio que permite estimar el riesgo potencial de falla en presas y el criterio simplificado para el caso de avenidas.

Capítulo 4. Se señalan los métodos que permiten estimar el riesgo de falla y se muestra una comparación entre los mismos. Se propone la metodología más conveniente para calcular el riesgo de falla. Se comparan en un caso práctico las distribuciones infinitas y acotadas con los valores históricos. Se presenta el criterio propuesto para estimar el riesgo de falla con el uso de las distribuciones acotadas.

Capítulo 5. Se define el modelo de riesgo por desbordamiento ante avenidas.

Capítulo 6. Se muestra la aplicación de las metodologías desarrolladas al caso específico de una presa en operación como la de El Infiernillo, Mich.

Capítulo 7. Se presentan conclusiones y recomendaciones para investigaciones futuras.

Apéndice A. Riesgo Global de Falla en Presas. Se precisan los métodos que permiten calcular dicho riesgo global.

Apéndice B. Planteamiento matemático del riesgo de falla en presas. Se presenta el desarrollo matemático que permite estimar el riesgo de falla con el método del segundo momento estadístico.

Apéndice C. Distribución normal equivalente. Se indica la metodología aplicada para estimar la distribución normal equivalente.

Apéndice D. Se presenta la validación de las avenidas seleccionadas para el caso de estudio.

1.9. Aportación

Una vez alcanzados los objetivos, tendremos las siguientes aportaciones a la ingeniería de presas en el país:

a) Formular un criterio simplificado que permita señalar las presas que deben revisarse con detalle, en cuanto a seguridad se refiere, y en cuáles puede hacerse dicha revisión posteriormente.

b) Contar con un criterio para identificar el riesgo potencial de falla en las presas de tierra y enrocamiento, tomando en cuenta los efectos de capacidad, altura, requerimientos de evacuación y posibles daños aguas abajo.

c) Establecer un criterio que ayude a estimar la confiabilidad y el riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas.

d) Plantear el uso de distribuciones de probabilidad acotadas y comparar los resultados, en cuanto a seguridad, con distribuciones infinitas.

e) Mostrar la aplicación del método del segundo momento estadístico a posibles casos de aplicación por desbordamiento, como la sobreelevación de una presa, la variación de los niveles de operación y el daño parcial de la obra de excedencias.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 2

**CONSIDERACIONES DE DISEÑO
ANTE AVENIDAS EN PRESAS
DE TIERRA Y ENROCAMIENTOS**

CAPITULO 2

	Pág.
INDICE	
2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ANTE AVENIDAS EN PRESAS	27
2.1. Antecedentes	27
2.2. Criterios para la obtención de avenidas	27
2.2.1. Criterios empíricos	28
2.2.2. Criterios estadísticos	28
2.2.2.1. Práctica actual	28
2.2.2.2. Método de Pegram	30
2.2.2.3. Método de Domínguez	31
2.2.3. Criterios hidrometeorológicos	34
2.3. Líneas de investigación en relación con avenidas de diseño	34

2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ANTE AVENIDAS EN PRESAS

En este capítulo se comentan brevemente los principales criterios de diseño ante avenidas, que a la fecha se siguen en la ingeniería de presas.

En cuanto a los métodos estadísticos que se emplean para el análisis de riesgo en el trabajo, se señalan los que actualmente involucran la estimación conjunta gasto-pico-volumen de las avenidas, asociadas a distintos periodos de retorno. Se comentan, por último, las líneas de investigación que plantean seguir diversos autores, respecto a futuros estudios de este tema.

2.1. Antecedentes

Según el ICOLD, la avenida de diseño se define generalmente como la avenida más grande que puede pasar en un sitio sin causar destrucción. Las obras que deben resistir los efectos de las avenidas son la cortina y el vertedor. Si la presa es de tierra y enrocamiento, no es permisible que ésta pase sobre la cortina por su inmediato efecto erosivo; no sucede lo mismo en las presas de concreto que pueden tener mayor tolerancia para resistir un desbordamiento, aunque esto no se permita en forma generalizada. La otra estructura que adquiere gran importancia, respecto a seguridad se refiere, es el vertedor con su estructura de disipación de energía.

La avenida de diseño está en función directa con el grado de riesgo que se puede admitir en cada obra, ya que puede diferir para cada tipo o tamaño de presa, e incluso para cada país.

La importancia de la estimación de la avenida de diseño, aunada a los avances y a los progresos en el campo de las matemáticas en los últimos años, permiten contar a la fecha con una gran variedad de métodos disponibles para el cálculo de las mismas; los más simples son de aplicación rápida, pero pueden ser imprecisos, poco confiables y generalmente están asociados a una sobrevaloración del gasto pico de entrada.

Los métodos complicados toman en consideración en forma más minuciosa todos los fenómenos que se originan sobre la cuenca en estudio y permiten hacer una evaluación más realista de las avenidas importantes, pero pueden aplicarse únicamente en la medida que exista una base confiable y detallada de datos. Requieren además de mucho cuidado; por tanto, sólo pueden ser elaborados por personal altamente especializado.

2.2. Criterios para la obtención de avenidas

Describir con detalle los criterios de diseño en presas ante avenidas puede ser materia de extensas discusiones y detallados desarrollos que escapan del objetivo de esta tesis; sin embargo, se puede decir que existen básicamente tres tipos de criterios: los empíricos, los estadísticos y los hidrometeorológicos. A continuación se mencionan algunos de los aspectos más

importantes que se relacionan con el diseño de avenidas, cuyas variables influyen en la evaluación del riesgo de falla.

2.2.1. Criterios empíricos

Agrupan a los métodos que evalúan la avenida de diseño en función de uno o más parámetros físicos de la cuenca, como superficie y pendiente media. Han tenido gran uso para proyectos ya construidos, y a la fecha se utilizan para verificar el orden de los gastos obtenidos con otros programas.

En general, estos criterios se han establecido con base en calibraciones reales e históricas de cuencas que tienen ciertas características fisiográficas similares, y su aplicación se ha hecho al considerar que se debe tener similitud entre las cuencas analizadas, las cuales se pueden subdividir en las siguientes variantes:

- Definición directa del gasto pico de la avenida, sólo en función de las características de la cuenca en cuestión.
- Especificación del hidrograma de la avenida, en relación con la lluvia máxima y las características de la cuenca. Entre estos métodos está el racional y el del servicio de conservación de suelos (del USBR), etcétera.
- Determinación de la envolvente de gastos máximos observados en una región dada, para los que se han establecido envolventes, generadas en diversas regiones del mundo. Permiten hacer una evaluación rápida de la avenida de diseño al nivel de estudios e inventarios de sitios, o bien para verificar los resultados obtenidos por medio de otros métodos como los estadísticos o hidrometeorológicos.

2.2.2. Criterios estadísticos

2.2.2.1. Práctica actual

El principio de aplicación de estos criterios consiste en ajustar una distribución estadística conocida a un registro de datos; donde lo que generalmente se hace es recabar la información de gastos y volúmenes máximos en una estación dada para N años de registro y se procede a hacer el ajuste mencionado. Estas distribuciones fundamentalmente son la Gumbel, la Gumbel mixta o doble Gumbel, la log-normal (o de Galton-Gibrat), la log-normal de tres parámetros, la de Pearson tipo III, la log-Pearson tipo III, etcétera.

El ajuste de estas distribuciones se puede hacer por medio del método estadístico de los segundos momentos y el de máxima verosimilitud. Existen pruebas estadísticas que permiten verificar si un tipo de distribución se ajusta o no a un grupo de datos, sin embargo, se acostumbra utilizar el mínimo error cuadrático obtenido entre la serie experimental y la teórica como el criterio de mejor ajuste.

Algunas agencias gubernamentales de ciertos países resuelven el problema de ajustar varias distribuciones disponibles y recomiendan una específica con un solo método de ajuste. Por ejemplo, el gobierno de EUA (USBR, 1983) aconseja la adopción de la Pearson tipo III, ajustada por medio del método de momentos.

En nuestro país es práctica usual la Gumbel con la misma clase de ajuste.

La utilidad de los métodos estadísticos puede confirmarse al efectuar un estudio regional de frecuencias. Esto permite que los datos de estaciones hidrométricas situadas en cuencas con características fisiográficas homogéneas se ajusten a una misma distribución. La media global de los gastos de estas cuencas se adoptan entonces como la media representativa de la región. De esta manera se puede evaluar una avenida media anual con las ecuaciones de regresión, y con la relación de la avenida media, conocer o estimar la avenida de diseño.

El proceso que usualmente se emplea en nuestro país para la obtención de la avenida de diseño consiste en seleccionar los gastos máximos anuales que se presentan en el sitio en cuestión y ordenarlos de mayor a menor, obteniéndose una distribución empírica a la cual se ajustan las distribuciones de probabilidad teóricas. Mediante extrapolación se evalúa el gasto asociado a distintos periodos de retorno que en el caso de presas tradicionalmente se fija en 10 000 años.

El gran inconveniente de este método es que el periodo de registros es generalmente pequeño (de 25 a 50 años como máximo) y se hace una extrapolación a gastos que se fijan con periodos de retorno 200 ó 400 veces mayores, por lo que los errores por extrapolación pueden ser considerables.

De esta manera, se puede comentar que con muestras de 25 y 100 años, y adoptando la distribución Gumbel, los límites teóricos de confianza para el 68 por ciento de los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años, en términos de años, según Raudkivi (1979), son los indicados en la tabla (2.1).

No. de años de registro	PERIODO DE RETORNO		
	50	100	500
25	$12 < T_m < 200$	$15 < T_m < 400$	$16 < T_m < 2200$
100	$25 < T_m < 100$	$40 < T_m < 250$	$60 < T_m < 1500$

TABLA 2.1. Límites teóricos de confianza para el 68 por ciento de los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años.

La aplicación de estos métodos utiliza solamente el gasto máximo para definir completamente la avenida de diseño, lo cual se efectúa por medio de un proceso de amplificación de la avenida máxima registrada. Dicho proceso consiste en obtener una relación entre el gasto de diseño y el gasto máximo

de la avenida registrada. Al mutiplicar cada uno de los gastos de la avenida por la relación de gastos, se obtiene una avenida con un gasto pico asociado al período de retorno elegido como el de diseño, y un volumen igual al de la avenida máxima, multiplicado por la relación antes mencionada y duración igual al de la avenida máxima. Este procedimiento permite obtener una avenida de diseño relacionada con un gasto que a su vez está asociado a un período de retorno determinado.

Por otra parte, es conocido que hay vasos que son más sensibles al volumen de una avenida o a un tren de avenidas con gastos menores que el máximo de diseño, por lo que el desconocimiento del período de retorno verdadero de la avenida de diseño elegida involucrando el gasto pico y el volumen, no permite evaluar en forma objetiva el riesgo de falla en presas.

A la fecha, existen métodos que consideran las deficiencias antes señaladas y que se indican a continuación.

2.2.2.2. Método de Pegram

El método propuesto por Pegram (1992), se basa en la función de densidad de probabilidad normal bivariada de una muestra estandarizada de los logaritmos del gasto pico y del volumen (valores máximos anuales) con igual período de retorno.

Con base en hidrogramas históricos, se obtienen pares de datos del gasto pico y el volumen asociados a períodos de retorno fijos.

Se obtiene entonces con una función de distribución bivariada lognormal los valores estandarizados de igual valor de período de retorno.

Estos valores se correlacionan entre sí para distintos niveles de significancia (100%, 75%, 50% y 25%) y se obtiene como resultado para cada período de retorno dado, el gasto pico y el volumen asociados simultáneamente entre, sí que graficados se pueden aproximar a hipérbolas teóricas.

Sin embargo, debido a que el gasto pico es expresado como percentiles, cualquier otra distribución (Gumbel, doble Gumbel, etc.), puede utilizarse para describir la distribución de los gastos máximos utilizando los percentiles para la transformación.

Las curvas ajustadas permiten elaborar tablas de período de retorno-probabilidad-gastos pico-volúmenes de las distintas variables estandarizadas. Con esta técnica es posible obtener también los hidrogramas correspondientes a la AMP, al considerar que el coeficiente de correlación es la unidad y que dicha avenida está asociada a un período de retorno de 10,000 años.

Para la aplicación del método se sigue esencialmente la siguiente secuencia:

- Se adoptan las avenidas históricas que se consideran representativas seleccionando los gastos pico y volumen de cada una de ellas.

- Se reduce el gasto pico en un 10 por ciento y se obtiene el volumen correspondiente para considerar el escurrimiento base de la avenida.

- Se hace la correlación entre el logaritmo de los gastos pico y volúmenes correspondiente para considerar el escurrimiento base de la avenida.

- Dicho coeficiente de correlación se compara con los obtenidos en las tablas que elaboró Pegram para valores de 0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90 y 0.95.

- De acuerdo con el periodo de retorno seleccionado y el coeficiente de correlación, se obtienen tres valores estandarizados asociados a probabilidades condicionales de excedencia del 75, 50, y 25 por ciento.

- Con estos datos se calculan tres avenidas que dan como resultado parejas de valores gasto pico-volumen.

- Según Pegram, la forma de las avenidas se ajusta usando la distribución Pearson III; sin embargo, puede ajustarse a una gama de dos parámetros o para efectos prácticos a una de forma triangular.

La desventaja que se obtiene al adoptar este método en forma sistemática es el hecho de que si los coeficientes de correlación gasto-volumen no son representativos, pueden encontrarse hidrogramas que no representen el fenómeno que se quiere modelar.

Por otra parte, no se define cual avenida debe adaptarse en forma específica para periodos de retorno altos.

2.2.2.3. Método de Domínguez

Domínguez (1989) propuso utilizar avenidas sintéticas obtenidas a partir de métodos estadísticos, las cuales están basadas en la determinación conjunta de las funciones de densidad de probabilidades del gasto y el volumen de las avenidas.

El procedimiento propuesto considera que si las variables aleatorias X y Y corresponden respectivamente al gasto máximo y al volumen de las avenidas de ingreso, teóricamente es posible determinar una función de distribución conjunta:

$$F_{x,y}(x,y) = \text{prob} \{X \leq x, Y \leq y\} \quad (2.5)$$

De acuerdo con la hipótesis inicial, a cada pareja (x,y) le corresponde un valor de gasto máximo de descarga, y puede establecerse una relación de la forma:

$$Q_{MAX} = g(x, y) \quad (2.6)$$

Entonces, la probabilidad de que Q_{MAX} sea menor o igual a $Q_{MAX}(1)$ es igual a la probabilidad de X y Y estén en la región A de la figura. Es decir:

$$\text{Prob} (Q_{MAX} \leq Q_{MAX}(1)) = \iint_A f(x, y) \, dx dy \quad (2.7)$$

donde $f(x, y)$ es la función de densidad de probabilidad conjunta de x, y y A es la región señalada en la figura (2.1).

De esta forma, dando diferentes valores a $Q_{MAX}(1)$, la ecuación (2.7) permite el cálculo de su función de distribución de los gastos máximos descargados.

Para el caso de tránsitos de avenidas por el vertedor de una presa, la ecuación (2.6) no puede establecerse analíticamente por dos razones fundamentales; i) no existe una relación única que determine la forma de una avenida cuando sólo se conocen el gasto máximo y el volumen, y ii) con los datos históricos disponibles no es posible estimar, con buen grado de aproximación, la función de distribución conjunta $F_{x,y}(X, Y)$.

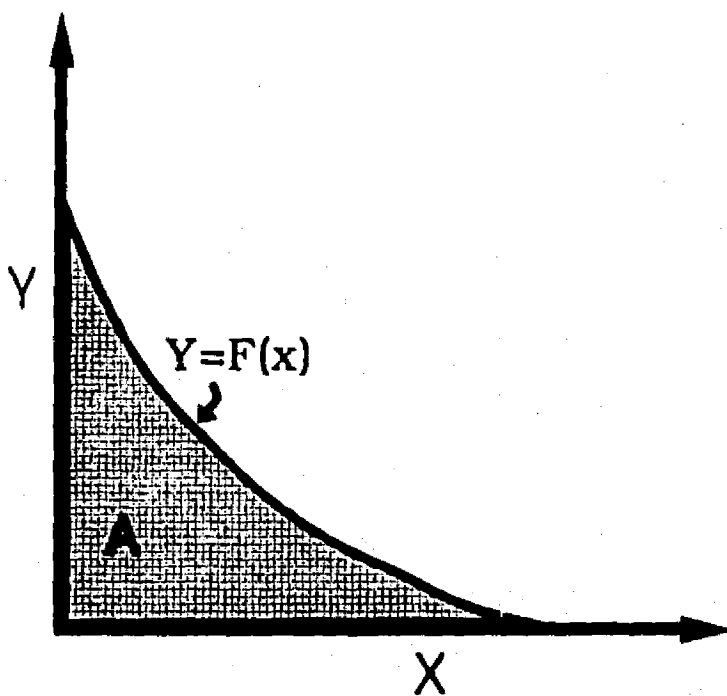


FIGURA 2.1. Combinaciones de gasto máximo y volumen que conducen al mismo gasto de descarga.

El método que se utilice debe cumplir con dos requisitos fundamentales:

a) Que las variables utilizadas para sintetizar las avenidas sean suficientes, en el sentido de que exista una relación única entre dichas variables y los resultados del tránsito por el vertedor (Q_{MAX} , V_{MAX}).

b) Que sea posible estimar adecuadamente, con los datos disponibles, la función de distribución conjunta de las variables utilizadas para la caracterización.

Para lograr lo anterior, Domínguez propone utilizar toda la información disponible de las avenidas máximas registradas cada año. Para ello se trabaja no sólo con el valor máximo y el volumen total de cada avenida, sino que se considera la información de los gastos máximos anuales para todas las duraciones parciales que se requieran. Así, si una avenida máxima anual tiene una duración de 8 días, además de su valor máximo y su volumen, se considera el gasto máximo promedio en dos, tres días, y así sucesivamente hasta el gasto medio máximo para la duración total.

De esta forma, con la información de las avenidas máximas anuales registradas, se puede estimar una función de distribución de probabilidad en la que los coeficientes dependen de la duración parcial considerada.

En forma práctica, Domínguez propone un procedimiento que consta de los siguientes pasos:

1. Se definen las duraciones parciales $d_0, 2d_0, \dots, ld_0$, que se utilizarán en el análisis con d_0 y l tan pequeña o grande como se desee.

2. Para cada año del registro histórico de avenidas, se determina el valor del gasto medio asociado a cada duración definida en el punto 1.

3. Analizando cada duración por separado, se ordenan de mayor a menor los valores obtenidos en el punto dos.

4. A los valores ordenados se les asocia un período de retorno $T_r(m) = (N+1)/m$, donde N es el número de años de registro y m el número de orden.

5. Para cada duración considerada se obtiene la ecuación de la función de distribución de "mejor" ajuste.

6. Para encontrar las ordenadas de la avenida asociada a un período de retorno dado, se utiliza la ecuación recursiva:

$$Q_n = n \bar{Q}_n - \sum_j^{n-1} Q_j \quad (2.8)$$

donde \bar{Q}_n es el gasto medio obtenido para una duración nd_0 y Q_n las ordenadas individuales de un hidrograma definido para intervalos de duración d_0 .

7. Con este procedimiento, se obtienen gastos individuales que de hecho van de mayor a menor; para ordenar las barras del hidrograma es necesario entonces recurrir a formas típicas de hidrogramas históricos, pero cuidando que los valores medios máximos, para cualquier duración kd_0 , sean iguales a los logrados en el paso cinco.

Este procedimiento se considera como el de mejor aplicación en el cuerpo del trabajo, fundamentalmente porque se considera que permite un mejor manejo de la información real respecto a cada una de las funciones de distribución de probabilidad analizadas (infinitas y acotadas).

2.2.3. Criterios hidrometeorológicos

Estos criterios se basan en la llamada Precipitación Máxima Probable (PMP), que se define como la máxima tormenta meteorológicamente posible para una cuenca y una duración dadas, la cual se produciría si en dicha cuenca ocurrieran simultáneamente los valores máximos de un número razonable de factores que causan la precipitación. Se pueden seguir varios métodos para estimar la PMP; los meteorológicos propiamente dichos, que se pueden aplicar a zonas orográficas y no orográficas, y el método de Hershfield, que puede emplearse cuando sean escasos los datos meteorológicos, pero existan en cambio datos de precipitación.

Los métodos estadísticos pueden también utilizarse en registros de lluvias y su empleo permite estudiar la Precipitación Máxima Probable.

Una vez obtenida la tormenta de diseño, con una relación lluvia-escorrentía se genera un hidrograma unitario, el cual permite conseguir con la tormenta, y una vez descontando las pérdidas, la avenida de diseño.

Las incertidumbres que forman parte de las variables de este método son muy grandes, debido fundamentalmente a que requieren de una gran cantidad de información, que la mayor parte de las veces es muy difícil reunir.

A pesar de que este criterio permite suponer que se conoce la cota máxima en cuanto a lluvia, en la práctica es un concepto dinámico debido a que la actualización de la información meteorológica y climatológica, así como la adquisición de nuevos conocimientos acerca de los factores que influyen en la estimación de la PMP, hacen que los valores de la misma se modifiquen con cierta frecuencia, por lo que puede emplearse para comparar la cota superior obtenida de las distribuciones de probabilidad acotadas que se plantean más adelante.

2.3. Líneas de investigación en relación con avenidas de diseño

De acuerdo con Dawdy y Lettenmaier (1987), en un reporte de la IACWD (Interagencia de Advertencia del Comité de Datos del Agua por sus siglas en inglés), un grupo de trabajo de hidrología ha establecido que "no existe procedimiento a la fecha que sea capaz de asignar una probabilidad de excedencia a la Precipitación Máxima Probable (PMP) o a la Avenida Máxima Probable (AMP) de una manera confiable, creíble o consistente".

Los autores antes señalados proponen cuatro posibles líneas de investigación para estimar la AMP, donde se cuente con una metodología creíble al evaluar el riesgo en el diseño de presas; las áreas genéricas señaladas son:

1. Teoría de la excedencia (enfoque no-paramétrico)

Consiste en utilizar la información de la Comisión Nuclear Reguladora de ese país (al contar con una lista de 550 sitios en los que se ha estudiado la PMP en todo el territorio) y estimar las más grandes Avenidas Máximas Probables que puedan presentarse por regiones. Se considera que cualquier fracción de avenida tiene una distribución binomial con respecto a las más grandes, y entonces toma en cuenta correlaciones cruzadas u otros factores para estimar los periodos de retorno y la variabilidad de la excedencia. En la medida que se adquieran más y mejores datos, sería posible refinar y mejorar estas estimaciones.

2. Teoría de la excedencia (enfoque paramétrico)

Es similar al enfoque anterior (no-paramétrico); sin embargo, la diferencia se basa en que en lugar de estimarse excedencias en un gran número de datos o registros, se propone una variable normalizada apropiada (distribución de cinco parámetros de Wakeby) de la AMP para que se generalice en todos los sitios, estimándose entonces los periodos de retorno con dicha distribución.

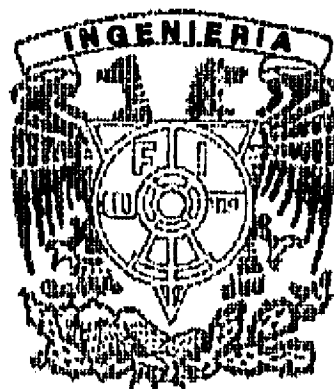
3. Métodos de simulación

Un enfoque alternativo de los dos anteriores, es simular la relación lluvia-escorrentía en las regiones y entonces aplicar métodos estadísticos de valores extremos (distribuciones infinitas) para estimar los periodos de retorno resultantes. La principal limitante de esta teoría es que la calibración puede requerir un numeroso grupo de datos y no existe garantía de que el modelo lluvia-escorrentía responda a las precipitaciones extremas para las que fue simulado.

4. Análisis de paleoavenidas y avenidas históricas

Las paleoavenidas han sido definidas como "el estudio de eventos (avenidas) que han sucedido en el pasado antes de ser medidas directamente con métodos hidrológicos modernos". Estos análisis se han aplicado a sitios con gran historial de señales dejadas por las avenidas en Europa, China y en USA; sin embargo, en términos generales se encuentran estimaciones menores que las hechas con métodos estadísticos. Sin duda la información de estos análisis depende fuertemente de la precisión de las descargas estimadas; sin embargo, en algunos sitios la información que suministran puede ser de gran valor.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 3

**CONSIDERACIONES DE
SEGURIDAD ANTE AVENIDAS
EN PRESAS DE TIERRA Y
ENROCAMIENTO**

CAPITULO 3

	Pág.
INDICE	
3. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD ANTE AVENIDAS EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	36
3.1. Antecedentes	36
3.2. Enfoque de seguridad en relación con avenidas	41
3.3. Comentarios y observaciones a los criterios actuales de avenidas	47
3.4. Criterio simplificado para estimar la seguridad ante avenidas	48
3.5. Criterio para estimar el riesgo potencial de falla en presas	50
3.6. Enfoque de seguridad respecto a tubificación	51
3.7. Enfoque de seguridad sobre deslizamiento de taludes	52
3.8. Enfoque de seguridad para los sismos	53

3. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD ANTE AVENIDAS EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

En este capítulo se precisan las principales consideraciones de seguridad que se contemplan actualmente en presas de tierra y enrocamiento. También se abordan el criterio simplista en relación con avenidas y el riesgo potencial de falla en presas.

Aunque la evaluación del riesgo por otras causas no se incluye en esta tesis, se presentan algunos comentarios sobre la seguridad, considerando aspectos tales como tubificación, deslizamiento de taludes y sismos, factores que ayudan a ubicar el contexto de riesgo global de falla en presas, aspecto que se comenta teóricamente en el capítulo 5.

3.1. Antecedentes

Tomando como referencia los antecedentes de fallas recientes de las presas Baldwin Hills, Teton, y de las presas Buffalo Creek, en Virginia del Oeste, y la presa del Cañón del Lago en Dakota del Sur, que ocurrieron en 1972, así como en Malpasset (1950), Francia, y Vaiont (1963) en Italia, el Congreso de los EUA publicó una legislación en agosto de 1972, en la que se autorizaba a la Secretaría de la Armada de ese país, por conducto del Cuerpo de Ingenieros (USACOE, 1992), a adoptar el Programa Nacional de Inspección de Presas.

Este organismo ha recabado y establecido:

- (a) Un inventario completo de las presas federales y no federales en los Estados Unidos.
- (b) La forma en que se diseña, construye y operan las presas en cada estado de la Unión Americana.
- (c) El desarrollo de una guía para la inspección y evaluación de presas.
- (d) La formulación de recomendaciones para establecer un Plan Nacional de Seguridad.

El reporte del Cuerpo de Ingenieros (USACOE) reveló que en los Estados Unidos (en noviembre de 1976) se tenían 49,300 presas con una altura superior a los 7.62 m (25 pies), o embalses con una capacidad de al menos 61,000 m³ (50 acres-pies) de agua; de las cuales el 18 por ciento aproximadamente nunca habían sido inspeccionadas por alguna agencia o autoridad, unas 20 000 de ellas se localizaron en áreas donde la falla puede causar pérdida de vidas, daños a casas y edificios, así como perjuicio a propiedades públicas como carreteras y ferrocarriles, etcétera.

A partir de diciembre de 1977, la Oficina de Reclamación de la Tierra de los Estados Unidos (USBR, 1977), estableció el Programa de Evaluación de Seguridad de Presas Existentes (SEED por sus siglas en inglés) que tiene por objeto revisar el diseño, construcción y comportamiento histórico de todas las presas de esa agencia, para evaluar su integridad hidráulica, estructural y determinar cualquier acción correctiva necesaria.

Esta evaluación de seguridad de presas existentes (SEED) inspecciona en sitio cada presa y con los resultados obtenidos ejecuta la apreciación de la seguridad de la estructura. La evaluación en sitio se divide en dos tipos: intermedia y formal. La formal se efectúa por parte de un grupo multidisciplinario de ingenieros y geólogos; el examen realizado comprende un estudio de los registros existentes por medio de una visita detallada al sitio, para posteriormente preparar el reporte final. De hecho, el reporte está caracterizado por el énfasis en la seguridad de la presa, al comparar los criterios de diseño y construcción que se siguieron para el proyecto ejecutivo con el estado del arte en diseño, construcción, comportamiento y evaluación de normas respecto a seguridad.

El examen intermedio se realiza simultáneo al formal; usualmente es conducido por un pequeño grupo o por un solo inspector de seguridad de presas, siendo menos detallado que el anterior.

Ambos exámenes están encaminados a evaluar la seguridad en presas y, en el caso de las ya existentes, el objetivo se cumple analizando toda la información disponible de diseño, construcción y comportamiento histórico de la presa y estructuras aledañas, para identificar cualquier deficiencia en cada uno de los temas indicados. Una vez emitido el reporte final, se cuenta con la suficiente información y conocimiento para recomendar las medidas a tomar.

En caso de encontrarse deficiencias que pongan en peligro la seguridad de la presa, se realiza un reporte inmediato, el cual será evaluado por un grupo de especialistas para determinar en qué medida se aplicarán las recomendaciones hechas.

Independientemente de tomar en cuenta la antigüedad de las presas y el estado en que se encuentran, la altura, tipo y eventos a que han sido sometidas, se recomienda que, en términos generales, se efectúe una evaluación intermedia cada tres años y una evaluación formal cada seis años. El resumen de acciones antes comentado es el siguiente:

1. En 1972 se emitió el acta del Programa Nacional de Inspección de Presas no federales, bajo el cual la Secretaría de la Armada inició:
 - 1.1. Un inventario de presas en ese país.
 - 1.2. El perfeccionamiento de recomendaciones para un intensivo programa de seguridad de presas.

- 1.3. El desarrollo de guías y criterios para inspeccionar y evaluar presas.
 - 1.4. Ejecutar medidas para permitir a los gobiernos estatales mitigar y reducir condiciones de riesgo identificadas por los estados, que elijan inspeccionar presas no federales.
2. En diciembre de 1977, debido a las fallas trágicas de las presas Teton y Buffalo Creek, la Presidencia de ese país inició un programa para investigar presas no federales que presentaran un alto potencial de pérdidas de vidas y daños de propiedades debidos a la falla de estas estructuras. La Secretaría de la Armada actuó mediante el Jefe de Ingenieros de la misma, estableciendo un programa para:
- 2.1. Revisar y verificar el Inventario Nacional de Presas.
 - 2.2. Inspeccionar aproximadamente 9 000 presas no federales.
 - 2.3. Instar a los estados a implantar programas efectivos de seguridad de presas.
 - 2.4. Proveer datos para la definición de un programa nacional de seguridad de presas viable.

El Programa Nacional de Inspección de Presas no federales se terminó el 30 de septiembre de 1981, y de las 8,818 presas inspeccionadas, 2,884 fueron declaradas inseguras.

Para considerar los aspectos relativos a la seguridad en presas, se ha establecido la necesidad de clasificarlas de acuerdo con los probables daños que ocasionan las fallas de las mismas. Hay una gran variedad sobre los sistemas de clasificación que se adoptan por parte de cada uno de los organismos encargados de este tipo de diseños; no obstante, la mayoría de ellos toma en cuenta el tamaño de la cortina, el volumen del agua almacenada y las principales características de los desarrollos aguas abajo de cada una de las presas. La clasificación usada por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de EUA en el Programa Nacional de Inspección de Presas (1976) es típico del tipo de clasificación mencionado (tabla 3.1).

Ni la clasificación ni los criterios antes mencionados son genéricamente adoptados por todas las agencias ni estados de la Unión Americana, como tampoco por todos los países, aunque se pueden aceptar como un criterio de referencia.

En la tabla (3.2) se muestra el criterio que siguen diversas sociedades respecto a avenidas en función de la clase de riesgo antes mencionada, donde puede observarse que en la mayoría de los casos el parámetro de referencia es la Avenida Máxima Probable (AMP).

CATEGORIA	ALMACENAMIENTO (m ³)	ALTURA DE LA PRESA (m)
Tamaño de la Presa		
Pequeña	61,600 a 1,233,500	7.6 a 12
Intermedia	1,233,500 a 61,600,000	12 a 30
Grande	más de 61,600,000	más de 30,
CATEGORIA	PERDIDA DE VIDAS	PERDIDAS ECONOMICAS
Riesgo Potencial		
Bajo	No esperadas (no hay estructuras permanentes para habitación humana).	Mínimas (sin desarrollo alguno o estructuras para agricultura).
Significativo (Intermedio)	Pocas (no hay desarrollo urbano y no hay más que unas cuentas pequeñas estructuras habitables).	Apreciable (industria agrícola importante o estructuras).
Alto	Más que algunas.	Excesivo (comunidad extensiva industria o agricultura).

TABLA 3.1. Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA.

	CLASE DE RIESGO								
	ALTO			SIGNIFICATIVO			BAJO		
	TAMAÑO DE LA PRESA								
	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña	Grande	Intermedia	Pequeña
AGENCIAS FEDERALES USBR	AMP	AMP	AMP	•					
USACOE	AMP	AMP	1/2 AMP a AMP	AMP	1/2 AMP a AMP	100 años a 1/2 AMP	1/2 AMP a AMP	100 años a 1/2 AMP	50 años a 100 años
Instituto de Ingenieros Civiles de Londres	AMP	AMP	AMP	0.5 AMP ó la mayor de las avenidas de T _r = 10,000 años			0.3 AMP ó la mayor de las avenidas de T _r = 1,000 años		
Sociedades Técnicas. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	AMP	AMP	AMP	AMP	AMP	AMP			
Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD)	AMP	AMP		AMP	AMP				
Comité de Grandes Presas de USA (USCOLD)				NO HA EMITIDO CRITERIO					

TABLA 3.2. Comparación de la capacidad de vertedores de acuerdo al riesgo potencial y tamaño de la presa según varias agencias.

Estos criterios se consideran muy extremistas para poder aplicarlos en nuestro país, por lo que se propone una metodología como la que se desarrolla en este trabajo doctoral para conocer el grado de seguridad aceptable en presas de tierra y enrocamiento en México.

Debido al gran potencial de daño y destrucción que se tiene ante la posible falla de una presa, y resumiendo los distintos criterios que siguen diversas agencias e instituciones, es posible concluir que en lo concerniente a la seguridad de presas en relación con avenidas y sismos, en el Comité de Criterios de Seguridad de Presas (1985) de los Estados Unidos se incluyen las siguientes acciones:

1. Las avenidas y los sismos extremos son eventos aleatorios que pueden ocurrir o no durante la vida útil de una presa.
2. La práctica usual, en cuanto al diseño, refleja gran diversidad de criterios en lo que se refiere a la clasificación y evaluación de la seguridad de presas respecto a avenidas y sismos.
3. Es necesaria una mayor uniformidad en cuanto al criterio de seguridad, tamaños, riesgo aceptable y normas de diseño en nuevas presas por construirse.
4. Para evaluar la seguridad en grandes presas, se requiere realizar un balance entre los beneficios que se tienen por la construcción del proyecto, los valores de construcción, los costos sociales y la seguridad pública, incluyendo las posibles consecuencias por la falla de una presa ante la ocurrencia de sismos y avenidas de gran magnitud.
5. La evaluación de las normas para la seguridad de presas construidas no necesariamente deben ser las mismas que se utilizan para los nuevos proyectos.
6. Para presas existentes, con asentamientos importantes aguas abajo de las mismas, deben hacerse análisis del riesgo de falla con avenidas estimadas con la PMP.
7. El sismo máximo creíble (SMC) permite obtener un nivel conservador aceptable para el análisis de seguridad en presas. Sin embargo, se deben continuar las investigaciones para desarrollar los métodos de investigación de riesgo probabilístico.
8. No es conveniente considerar, para evaluar la seguridad de una presa que pueda existir, la ocurrencia simultánea de sismos y avenidas de gran magnitud.
9. Se necesitan efectuar revisiones periódicas de la seguridad en presas, sobre todo cuando se hayan empleado para el diseño criterios menos conservadores que la avenida máxima probable y el sismo máximo creíble.

10. Deben continuarse los esfuerzos encaminados a la investigación para conseguir mejores bases que auxilien en la estimación de la magnitud y frecuencia de avenidas y sismos extremos.

3.2. Enfoque de seguridad en relación con avenidas

La evaluación de seguridad en presas, en relación con avenidas, se hace de acuerdo al USBR (1983) considerando básicamente tres enfoques;

- (i) El basado en la precipitación máxima probable (PMP) y usando entonces un modelo lluvia-escorrimento para evaluar la avenida máxima probable (AMP); a este estudio se le denomina determinístico, como ya se mencionó.
- (ii) El que comprende el estudio de lluvias o gastos asociados a períodos de retorno específicos como es el análisis de gastos máximos; a este enfoque se le denomina probabilístico.
- (iii) El que permite determinar el tamaño del vertedor con base en la investigación de riesgo que se tiene al sobrevenir la falla y las consecuencias aguas abajo de las presas; este enfoque involucra un análisis económico en cuanto a riesgos y costos de prevención.

A continuación se comentan los principales aspectos de cada uno de ellos:

i) Enfoque determinístico

La descripción sobre cómo aplicar el método se explica en términos generales en el Capítulo 2 y se encuentra en detalle en los libros de texto de hidrología; para la aplicación del mismo en un proyecto específico, al evaluar la seguridad de una presa ante avenidas, es usual la siguiente secuencia:

- a) Se divide el área de drenaje en subáreas, si es necesario.
- b) Se escoge un modelo de escurrimiento.
- c) Se determina la PMP utilizando un criterio como el propuesto en el Manual de Obras Civiles de CFE.
- d) Se fijan los incrementos de la PMP en función del patrón lógico de tormentas en la zona.
- e) Se estiman las pérdidas de la lluvia producidas por infiltración y retención superficial.
- f) Se determina la lluvia en exceso al restar las pérdidas que se tienen.
- g) Se aplica la lluvia en exceso a cada subárea de la cuenca en estudio, obteniéndose los hietogramas correspondientes.

- h) Se precisa el hidrograma para cada subárea, al aplicar el modelo lluvia-escorrimento elegido.
- i) Se transitan los hidrogramas correspondientes hasta el punto de interés.
- j) Con el hidrograma resultante de aplicar el criterio de la PMP y con base en las características físicas del embalse en cuestión, tales como nivel inicial al llegar la avenida, capacidad de almacenamiento, y capacidad del vertedor, se transita la avenida en el vaso.

Sí en el proceso se encuentra que la avenida pasa sobre la cortina y esto puede ocasionar la falla, se procede a evaluar los daños que tal hecho ocasionaría, comparando contra los costos que se tendrían por operar la presa con niveles más bajos o contra las obras adicionales que se deben hacer (aumentar el tamaño del vertedor o incrementar el bordo libre de la cortina, por ejemplo) para que no se tengan esos daños.

En el enfoque antes mencionado, los parámetros intensidad de lluvia, duración y gasto pico se suponen asociados entre sí; esto no sucede en la realidad, siendo a la fecha motivo de estudio e investigación la forma en que se deben relacionar. La PMP sigue siendo una estimación, y se tienen todavía en la meteorología parámetros atmosféricos desconocidos, por lo que la tendencia es adoptar para su valoración las condiciones extremas de tormentas. En términos generales, la PMP excede grandemente las precipitaciones históricas en las cuencas en estudio, por lo que — aunque no ha sido aceptada universalmente — se considera apropiada en los Estados Unidos como técnica para evaluar la avenida de diseño en presas donde la falla por insuficiencia del vertedor no puede ser aceptada.

Las condiciones antecedentes a la AMP son parámetros de gran importancia para determinar la avenida máxima probable que se puede presentar en cualquier proyecto; dichas condiciones son: la humedad del suelo, el nivel inicial del vaso al recibir la avenida, la temperatura ambiente, la cobertura vegetal, el uso del proyecto y la probabilidad de precipitaciones precedentes o subsecuentes a la analizada. La descripción de estos parámetros y el peso que debe asignárseles durante un estudio se explica en los libros de texto usuales de hidrología.

ii) Enfoque probabilístico

Este criterio es usado en Estados Unidos para evaluar la seguridad en presas en las que una posible falla no representa daños significativos aguas abajo de la misma ni pone en peligro vidas humanas; sin embargo, en México se ha utilizado en grandes presas en las que el gasto pico está asociado a períodos de retorno que generalmente son de 10,000 años. La descripción del método se hace en forma sucinta en el capítulo anterior y de hecho la adopción del período de retorno — y el gasto — depende de la importancia del proyecto que se está analizando.

Una de las grandes incógnitas que se presenta al aplicar el método es la forma de la avenida a la que se recurre para amplificar con la relación obtenida entre el gasto pico de diseño y el máximo histórico; esto se contradice con los hechos registrados.

Una vez determinada la avenida de diseño, se procede como se indica en el criterio determinístico para evaluar la seguridad de la presa, aceptándose en algunos casos — de presas de concreto en las que la cimentación lo permita y algunas de arco bóveda — que la avenida sobrepase la cortina.

iii) Enfoque de análisis de riesgo de falla

Los métodos para evaluar la seguridad de presas permiten analizar los efectos de una falla hipotética aguas abajo de la misma, en los que se involucran los beneficios y costos que son inherentes a la seguridad del proyecto que se han planteado recientemente.

Estos métodos no dependen de adoptar bases específicas avanzadas o criterios complicados para la evaluación de la seguridad de las presas; se relacionan con un análisis específico con el que se elige la avenida apropiada para hacer la valoración de seguridad y de los criterios con que se le asigna valor a las vidas humanas; dichas normas varían desde otorgar un valor infinito a las mismas a aquellas que definen un precio finito, aunque es subjetivo otorgar dicho valor, lo cual no se discute en este trabajo. En términos generales, existen dos tipos de análisis en el caso de otorgar un costo finito a las vidas humanas:

(i) Aquellos que evalúan sólo los efectos hidráulicos de la falla de presas.

(ii) Los que van un poco más allá al hacer un análisis económico para determinar el diseño que representa el costo mínimo total.

Mediante modelos matemáticos con computadora es posible, con un proceso de prueba y error, dimensionar el vertedor de la presa en estudio — y definir la política de operación de la misma — de tal manera que todos los efectos negativos que puedan ocurrir aguas abajo de la presa, se pueden simular sin que se haya presentado una falla por insuficiencia del vertedor. Una versión más completa de la falla de una presa es la que valora los daños al perderse los servicios que da el proyecto, los costos de construcción de diversas alternativas de diseño, la estimación de la probabilidad de falla de cada alternativa y finalmente la elección de la alternativa que ofrece la menor combinación de riesgo-costos. Este criterio se ha aplicado a muy pocas presas, siendo a la fecha el que mejores expectativas de resultados puede ofrecer.

La aplicación de los enfoques antes mencionados depende del riesgo potencial de falla que presenta una presa y del estado de construcción de la misma (si la presa es nueva o ya fue construida), y si se está analizando en el aspecto de seguridad. Bajo esta perspectiva, se aplican criterios que dependen del estado de cada una de las presas, como son:

- a) Nuevas en zonas de alto riesgo.
- b) Existentes en zonas de alto riesgo e intermedias.
- c) Bajas para zonas con riesgo intermedio y bajo. Se hace referencia al tipo de riesgo obtenido al aplicar el criterio establecido en la tabla (3.1).

A continuación se comentan cada uno de los tipos de presas antes mencionados:

a) Criterio para nuevas presas (en zonas de alto riesgo)

Existe una tendencia general para imponer un alto grado de seguridad en nuevas construcciones que difieren de las presas existentes, fundamentalmente porque la opción de no construir una presa — como se menciona más adelante — queda fuera de contexto. En presas por construirse aguas arriba de asentamientos humanos importantes, que implicarían daños potenciales excesivos en caso de falla, debe darse el máximo nivel de protección contra posibles fallas en caso de avenidas extremas. En EUA las consideraciones legales no especifican bases para el diseño de nuevas presas, aunque las decisiones de las cortes han enfatizado la necesidad de diseños prudentes que prevean en forma razonable los posibles riesgos que son factibles de presentarse.

Con estas consideraciones, se prevé que el criterio de la Avenida Máxima Probable proporciona los elementos preventivos requeridos por el Comité de Seguridad de Presas, ya que se tiene más confianza en éste que en ningún otro método; sin embargo, su aplicación requiere que se haga bajo consideraciones del lugar donde se ubique la presa y los parámetros hidrometeorológicos que intervienen en el sitio en cuestión. Para el diseño de vertedores de presas en este tipo de zonas se recomienda el uso de la AMP, aunque para un diseño definitivo deben considerarse las avenidas con todos los criterios que sean posibles de aplicar.

b) Criterio para presas existentes (en zonas de alto riesgo)

Determinar una avenida apropiada para la seguridad de una presa existente — donde la falla puede ocasionar pérdidas significativas de vidas y propiedades — debe involucrar un gran número de estimaciones, ya que varias agencias a nivel mundial exigen que pase por el vertedor de la presa la AMP sin que se afecte la estructura, cuestión que no siempre es posible por las siguientes razones:

- En algunos casos, se gana poca seguridad adicional al imponer modificaciones que permitan pasar la AMP.
- En varias presas sería extraordinariamente costoso modificar el proyecto para que pase la AMP.
- En ciertas presas, puede considerarse una avenida distinta a la obtenida con la AMP, considerándose para el análisis la Avenida de Seguridad para Evaluación.

Esta "Avenida de Seguridad para Evaluación" (ASE) se define como aquella avenida máxima que es capaz de soportar una presa antes de que la falla se presente; ésta debe tomar en cuenta que puede recibirse con niveles más bajos en la época de lluvias que en la de estiaje. Este manejo cambia las condiciones de operación, sobre todo en plantas hidroeléctricas, ya que se genera con niveles más bajos aunque el volumen que pasa por las turbinas es considerablemente mayor, llegándose a tener factores de planta cercanos a la unidad. Esta medida puede adoptarse en presas cercanas a planicies costeras cuyo propósito sea el de controlar avenidas como es el caso de El Infiernillo, Malpaso y Temascal.

A pesar de estas apreciaciones, una presa existente en rigor debe juzgarse bajo las mismas condiciones de seguridad con la que se valora una nueva presa.

c) Criterio para presas en zonas con intermedio o bajo riesgo.

La seguridad en presas que poseen este tipo de riesgo se basa fundamentalmente en los efectos económicos que se tendrían al presentarse una falla; para los análisis de seguridad que se deben hacer en este tipo de presas, se recomienda hacer revisiones periódicas que tomen en cuenta el posible crecimiento de asentamientos humanos aguas abajo de la presa y la información hidrometeorológica actualizada que se vaya obteniendo en el sitio en cuestión.

Aunque este tipo de presas no ocupa un lugar prominente en los programas de seguridad de algunas agencias, se sugiere una metodología como la mostrada en el capítulo 4, si aguas abajo de la misma es posible que ocurran asentamientos humanos ante la construcción de la misma; o bien, si ya ocurrieron una vez terminada e iniciada su operación.

Como ya se mencionó, no existe un criterio universalmente aceptado para evaluar la seguridad en presas existentes en zonas con alto potencial de riesgo. Las características de cada presa, el área de drenaje, los propósitos para los que fue construida y la superficie deben tomarse en cuenta para definir la ASE.

En la figura (3.1) se presenta un diagrama de flujo que resume la secuencia de análisis y toma de decisiones para la avenida de diseño según el Comité de Selección de Vertedores de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 1973). Este enfoque se utiliza en varios estados de la Unión Americana como Arizona, Colorado, Georgia, Carolina del Norte, Pennsylvania y Carolina del Sur, y la Compañía Pacific Gas and Electric lo utiliza para evaluar la seguridad en presas existentes, proponiéndose también por el Comité Interagencial Para la Seguridad en Presas (ICODS por sus siglas en inglés, 1977).

Una limitante del método que considera sólo los efectos hidráulicos es que surge la posibilidad de invadir proyectos subsecuentes en cascada y cambiar con esto las condiciones que determinan los daños, reduciéndolos en forma significativa; otra restricción es que el daño potencial de las estructuras y los servicios que se pierden de la presa no se reflejan en el análisis.

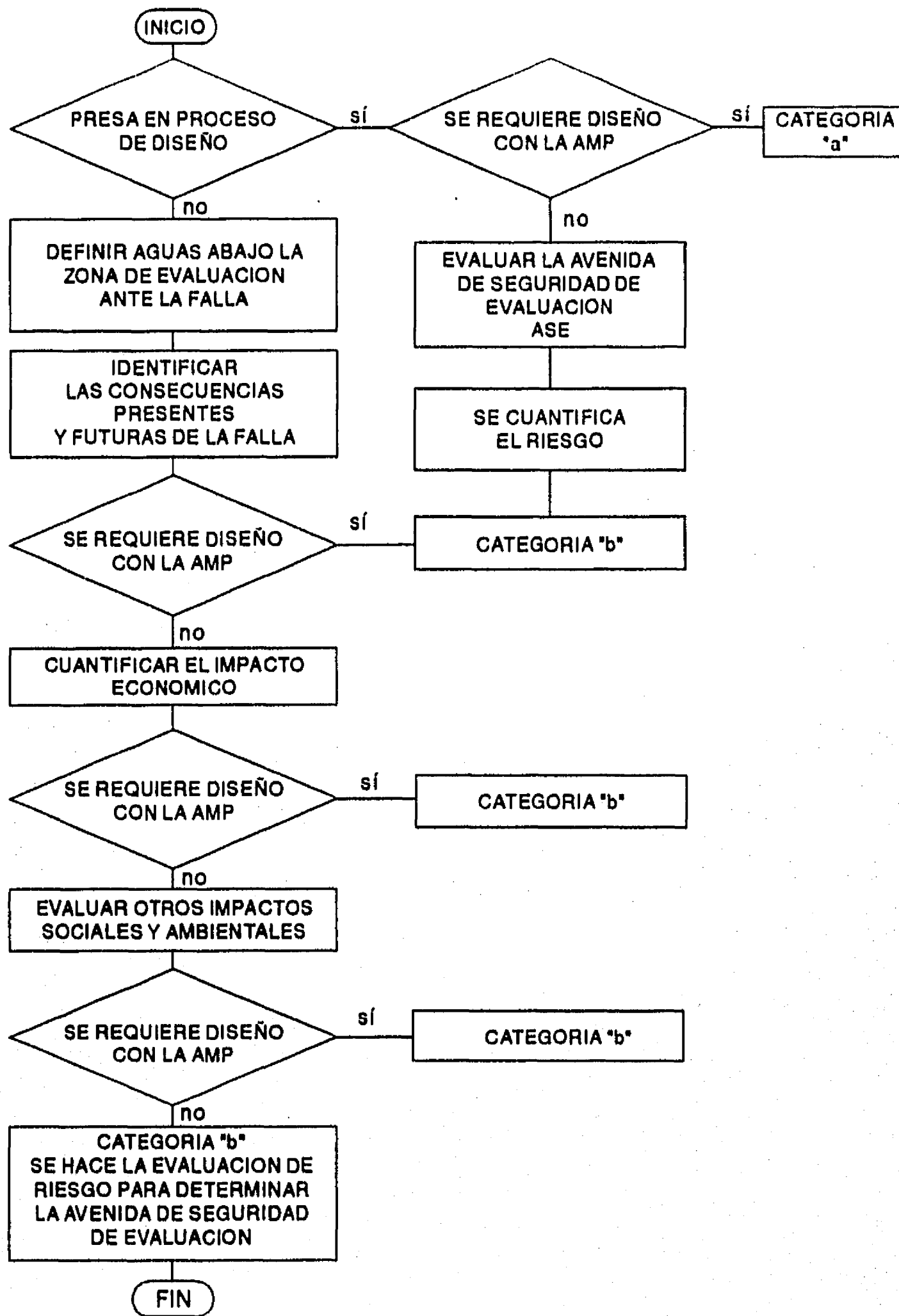


FIGURA 3.1. Diagrama de flujo para toma de decisiones de la avenida de diseño según la ASCE.

3.3. Comentarios y observaciones a los criterios actuales de avenidas

Para analizar la seguridad en presas contra avenidas se ha recurrido a utilizar la "Avenida de Seguridad para Evaluación" (ASE), que se definió anteriormente. Esta ASE puede confundirse con la avenida de diseño que pasa por el vertedor, pero difieren en que la ASE está involucrada con la capacidad propia de cada vaso en cada caso particular para resistir la presencia de grandes avenidas sin que la presa falle, mientras que la avenida de diseño que pasa por el vertedor es la más grande que puede transitar en un sitio, por la estructura vertedora al iniciar el tránsito de la misma con la elevación inicial correspondiente al Nivel de Agua Máximo de Operación (NAMO). La finalidad de tener un criterio para evaluar la seguridad de presas es limitar los riesgos posibles a niveles aceptables; en realidad, la probabilidad de falla debe controlarse al hacerse el diseño, la construcción, la inspección, la operación y el mantenimiento en forma adecuada y con los criterios conservadores que se requieran en sitios de posible riesgo.

Idealmente, la probabilidad de falla y de daños aceptables deberían poderse evaluar en cada proyecto existente o por construirse, al considerar las características particulares de cada uno de ellos; esto no se ha realizado para las presas en nuestro país. De esta manera la clasificación usual de las presas en cuanto a riesgo por avenidas en alto, intermedio y bajo riesgo es sumamente vaga, ya que depende básicamente de la estimación de la probabilidad de pérdida de vidas humanas, lo cual no deja de ser subjetivo puesto que depende de la persona que aplique el criterio al otorgar valor a dichas vidas.

Las grandes presas que se encuentran en zonas de alto riesgo no presentan problemas para identificarlas y pueden evaluarse; a la fecha se considera como el mejor criterio al que involucra el análisis económico de riesgo bajo las siguientes observaciones:

1. Para llegar a decisiones en cada nivel del proceso, el ingeniero proyectista, el propietario de la presa y el encargado de la regulación necesita hacer una evaluación cuantitativa de los riesgos aunque exista mucha controversia para estimarlos.

2. Se deben definir las consecuencias económicas y sociales que son atribuibles directamente a la falla de presas; para ello es necesario determinar la duración y tamaño de la ruptura, la descarga aguas abajo y los hidrogramas en esta etapa.

3. La selección de la avenida de diseño de una presa requiere de una evaluación de las consecuencias de falla en el momento en que ésta se presenta, lo cual requiere de una proyección de los usos del suelo y de los beneficios durante la vida útil del proyecto.

4. La valoración acerca de la seguridad de una presa necesita la identificación, cuantificación y evaluación de una combinación de los impactos económicos, sociales y ambientales. Consecuentemente, la selección de las avenidas de diseño es difícil y a menudo causa de gran controversia.

Se deben jerarquizar en el juicio los valores morales, asuntos sociales y consideraciones acerca de la calidad de vida de la misma.

5. Es posible diseñar una presa tal que el público se vea protegido contra la falla por desbordamiento y al mismo tiempo considerar el riesgo y costos de tal acción. Se recomienda en cada caso específico, con excepción de evaluaciones de criterio de selección general, que se haga un diseño o revisión de detalle del sitio estudiado.

6. En presas donde las consecuencias de falla son tan grandes que es indiscutiblemente justificado el diseño con la avenida máxima probable, la selección debe eliminarse y tratar de hacerse con la AMP, o bien emplear las avenidas actualizadas con los métodos estadísticos.

7. Mientras existan problemas para llevar a cabo alguno de los pasos del proceso de evaluación, así como en la implantación de una metodología que permita hacer la evaluación cualitativa de los riesgos, es posible trabajar mediante estos problemas hacia una decisión; los trabajos incluirán entre otros, en cada sitio la determinación de la avenida máxima probable, la determinación de las probabilidades de que se presenten estas avenidas y en lo posible la cuantificación del riesgo de que se presente la falla de la presa.

8. Al responsable de tomar la decisión se le requiere proporcionar un resumen de todos los factores involucrados en la selección de la avenida de diseño. Este debe incluir las consecuencias económicas, sociales y ambientales de la falla de la presa. Los responsables deberán establecer entonces sus propias normas para incluir las consecuencias sociales y ambientales y las ramificaciones legales en la decisión del diseño.

En el presente trabajo se explican básicamente los tópicos encaminados a establecer una metodología que permita cuantificar los riesgos en una forma racional.

3.4. Criterio simplificado para estimar la seguridad ante avenidas

Un criterio relativamente sencillo que permite identificar la necesidad de efectuar un análisis de riesgo de falla ante avenidas, tanto para presas existentes como para nuevos proyectos, consiste en estimar una envolvente de gastos de diseño actualizada (con información reciente), graficando entonces el gasto pico o el volumen máximo obtenido contra el área de drenaje en cuencas, con características de escurrimiento similares.

Si el gasto pico de entrada de la avenida de diseño que se transita por el vaso (y es capaz de pasar por el vertedor) iguala, o está por abajo de la envolvente, la revisión puede dejarse a futuro hasta que se presenten nuevas condiciones que permitan efectuar dicho análisis de detalle.

Si el gasto pico está por encima de esta envolvente, debe aplicarse un estudio detallado de riesgo de falla para la presa en cuestión.

Una parte complementaria interesante de este criterio puede resultar por el hecho de que si el área de la cuenca drenada es grande, y el gasto pico de la avenida queda por debajo de la recta que une los puntos de este análisis, entonces es muy probable que la avenida de diseño pueda estar subestimada, por lo que se requerirá revisarla.

Por otra parte, es posible aplicar las siguientes recomendaciones a presas existentes que muestren un alto riesgo potencial de falla por desbordamientos en nuestro país, en tanto se hace una evaluación de confiabilidad:

i). Desarrollar la AMP estimada para el sitio o actualizar la información estadística para determinar la avenida de diseño por considerarse (utilizando preferentemente las avenidas sintéticas).

ii). Si es razonablemente probable que la presa falle al ser desbordada y los impactos marginales se incrementan considerablemente, no debe aceptarse bajo ninguna circunstancia que se presente la falla en esta presa. Debe entonces evaluarse la ASE de tal manera que se asegure que podrá pasar por el vertedor al disminuir niveles en el vaso y en algunos casos sobreelevar la cortina, por ejemplo.

iii). Si la presa se desborda ante la presencia de la avenida de diseño, pero los trabajos encaminados a resolver la situación no son claros, se debe determinar la magnitud de las siguientes avenidas:

I. La avenida máxima que puede pasar por el proyecto actual, con poco riesgo o ninguno de que la presa falle.

II. La avenida mínima, para la cual la falla de la presa no ocasionará incremento significativo en daños aguas abajo, bajo las condiciones presentes y predecibles a futuro.

- Si la avenida determinada con (I) es mayor que la definida con (II), se deben considerar las consecuencias de falla en la presa y la pérdida de servicios del proyecto en una probable frecuencia indicada por la que tiene la avenida establecida con (I). Si se juzga que tales riesgos son tolerables, no se deben efectuar trabajos de emergencia para prever seguridad adicional contra avenidas.

- Si la avenida determinada en (II) es mayor que la especificada en (I) o si se considera que las consecuencias de la falla de la presa causada por una avenida como (I) es inaceptable, debe entonces procederse a aplicar un criterio de análisis de riesgo de falla como el sugerido en el capítulo 4 para poder tomar la decisión de modificar o no la presa analizada.

3.5. Criterio para estimar el riesgo potencial de falla en presas

El criterio para estimar el riesgo potencial de falla de una presa que se propone para aplicarse en nuestro país a las existentes, puede estimarse de acuerdo con el factor de riesgo total que toma en cuenta las cuestiones asociadas a capacidad, altura, requerimientos de evacuación (número de personas) y posible daño aguas abajo, así como la clasificación de riesgo — extremo, alto, moderado y bajo — mencionada anteriormente; el elemento de riesgo total se obtiene al sumar los puntos en peso de cada uno de los elementos anteriores, como se muestra a continuación en la tabla (3.3).

Factor de riesgo	Contribución al riesgo (peso en puntos)			
	Extremo	Alto	Moderado	Bajo
Capacidad (hm ³) >	120 (6)	120-1 (4)	1-0.1 (2)	< 0.1 (0)
Altura (m) >	45 (6)	45-30 (4)	30-15 (2)	< 15 (0)
Requerimientos de evacuación (personas)	1000 (12)	1000-100 (8)	100-1 (4)	Ninguno (0)
Daño potencial aguas abajo	Alto (12)	Moderado (8)	Bajo (4)	Ninguno (0)

TABLA 3.3. Riesgo potencial de falla en presas, criterio propuesto.

El peso en puntos de cada uno de los factores se suma para obtener el factor de riesgo total, como se muestra en la tabla (3.4).

FACTOR DE RIESGO TOTAL =	{	<p>factor de riesgo por capacidad +</p> <p>factor de riesgo por altura +</p> <p>factor de riesgo por requerimientos de evacuación +</p> <p>factor por daño potencial aguas abajo.</p>
---------------------------------	---	---

TABLA 3.4. Factor de riesgo total por considerarse para la estimación de riesgo potencial de falla en presas.

Las clases de riesgo que se pueden aceptar en la presa están en función del factor de riesgo total, como se señala en la tabla (3.5).

FACTOR DE RIESGO TOTAL	CLASE DE RIESGO (CLASIFICACION)
(0- 6)	I (bajo)
(7-18)	II (moderado)
(19-30)	III (alto)
(31-36)	IV (extremo)

TABLA 3.5. Clase de riesgo que puede aceptarse al aplicar el criterio de riesgo potencial de falla en presas.

Se requiere hacer una clasificación detallada de las presas por construirse, lo cual permitirá hacer una selección cuidadosa de los parámetros que intervienen en la evaluación de la seguridad de estas estructuras; además aquellas que presentan una clasificación de alto riesgo o extrema deben analizarse con criterios que permitan garantizar la seguridad, bajo ciertas condiciones de trabajo. En el caso de presas existentes, factores tales como la instrumentación, registros de mantenimiento, nuevos proyectos aguas abajo, etc, se deben tomar en cuenta para evaluar el factor de riesgo total; esos valores mencionados no pueden ser cuantificados en forma sencilla y no se han considerado para el cuadro mostrado.

En general, las presas que tienen factores de riesgo con clasificación III ó IV, requieren un método detallado de análisis que involucre las principales causas de falla de las mismas.

Aunque no forma parte del cuerpo del trabajo doctoral, a continuación se mencionan algunos aspectos relativos a seguridad de presas en temas tales como tubificación, deslizamiento de taludes y sismos.

3.6. Enfoque de seguridad respecto a tubificación

Durante muchos años las presiones de poro en presas de tierra se han considerado como una de las mayores incertidumbres en los análisis de riesgo al tratarlas de una manera muy simplificada.

Coelho, en 1982, modeló dichas presiones como un campo estocástico utilizando las lecturas de piezometría para estimar indicadores determinísticos y probabilísticos de la seguridad.

Con la interpretación de lecturas piezométricas y un enfoque bayesiano, indicó la posible localización óptima de la instrumentación. En 1989 se presentaron las conclusiones de un estudio de más de 10 años, conducido por Sherard y Dunnigan (1989), en el que se revisaron diversos tipos de filtros colocados aguas abajo de las presas de tierra y enrocamiento; éstos son los llamados filtros "críticos". Para la investigación se utilizó el mismo tipo de suelo con distintas pruebas de laboratorio.

La investigación permitió confirmar la afirmación de que los filtros colocados en las presas aguas abajo de las mismas, con propiedades no muy diferentes a las usadas en la práctica común, permitirán prevenir confiablemente la erosión del material impermeable, aun cuando los gradientes y velocidades del flujo sean mucho mayores de los que podrían presentarse.

Por otra parte, en un estudio reciente, en cuanto a seguridad de presas contra tubificación (Favre y Bekkouche, 1990), se menciona que al analizar las fallas en presas de tierra y enrocamiento por esta causa, se efectuaron las siguientes pasos para la investigación:

- a) Se ejemplificaron las causas y consecuencias de erosión interna.
- b) Se analizaron las incertidumbres concernientes a las distintas condiciones de geotecnia conocidas y garantizadas durante la vida útil de las presas.

En el estudio mencionado se comenta que un buen diseño ingenieril de presas implica que ninguna de las posibles causas que ocasionan tubificación — colocación de material erosionable, filtros ineficientes, permeabilidad mal estimada, error de diseño, trayectorias preferenciales de filtraciones o daño del material impermeable — debe existir, y no tienen que presentarse fallas en las presas nuevas en proceso de diseño; sin embargo, es importante guardar mucho cuidado con las recomendaciones que se emitan para presas construidas con alto potencial de riesgo ante esta causa.

3.7. Enfoque de seguridad sobre deslizamiento de taludes

A pesar del avance significativo que la mecánica de suelos ha tenido en los últimos años, las fallas por deslizamiento de taludes se siguen reportando (11.1 por ciento por percolación y deslizamientos, 13.9 por ciento exclusivamente por deslizamiento en el cuerpo de la cortina y 18.7 por ciento por deslizamiento en la cimentación).

Existen numerosos intentos para estimar el riesgo de falla en presas por deslizamiento de taludes: Biernatowsky (1969), Wu y Kraft (1970), Barboteou (1972), Yucemen (1973), Catalán y Cornell (1976), Harr (1977), Alonso (1976) y Matsuo y Kuroda (1974, 1976). Todos estos estudios toman en cuenta el concepto tradicional de deformación plana durante el estudio de estabilidad. En 1976 y 1977 Vanmarcke consideró un análisis tridimensional (3D) con una aproximación probabilística, el cual es una extensión del método sueco del

arco circular; donde la masa de suelo deslizante es una porción de un cilindro con longitud finita b , limitado por secciones verticales al final del mismo.

En 1980, el autor citado presenta una continuación del trabajo anterior, el cual considera suelos cohesivos y generaliza el estudio a suelos con características más amplias como no drenado o parcialmente drenado.

La metodología propuesta permite hacer el análisis con fronteras o superficies de falla relativamente simples. Se supone para el mismo que la principal fuente de incertidumbre concierne a la variabilidad del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla. Se puede conocer con este estudio el ancho probable de falla, la probabilidad de ocurrencia de la grieta del talud centrada en un punto específico de la presa a lo largo de un eje y la incidencia de falla del talud en cualquier longitud.

En 1989, Auvinet, Fry y Rossa comentan como una de las principales fuentes de incertidumbre, sobre deslizamiento de taludes, la variabilidad espacial de las propiedades de la arcilla en presas de sección homogénea. Mediciones en presas en construcción como Mirgenbach y Aube (Francia) indican que las propiedades mecánicas de los suelos exhiben una fuerte anisotropía en cuanto a la autocovariancia. Como consecuencia de esto, se muestra que la falla a lo largo de planos horizontales presenta una alta probabilidad de ocurrencia en lugar de los mecanismos de falla circulares considerados usualmente como típicos y tradicionales para este tipo de fracturas en presas.

Se concluye en el documento que las presas no pueden diseñarse enteramente con métodos probabilísticos, pero el uso de estas técnicas resulta muy útil al ingeniero para tener un mejor entendimiento de factores relevantes en materia estructural. Se concluye también que el mecanismo más probable de falla — como consecuencia de la anisotropía en las capas horizontales — pasa por la base de la presa una línea poligonal y que la confiabilidad global de presas de tierra es un problema abierto. Los métodos de diseño basados en esfuerzos efectivos son los que mejor acercamiento constituyen desde el punto de vista de mecánica de suelos; sin embargo, introducen incertidumbres adicionales que deben tomarse en cuenta en el análisis de confiabilidad.

La validez y eficiencia del control durante la construcción puede reforzarse con el uso de procedimientos estadísticos de muestreo, simples pero como el método de Kriging, el cual permite en el proceso de diseño establecer una base racional para las políticas de control de calidad en la colocación de materiales.

3.8. Enfoque de seguridad para los sismos

La evaluación de seguridad en presas respecto a sismos ha sido relativamente reciente. En 1969, el ICOLD formó un comité para tratar el tema y se generaron boletines que han permitido a distintos comités establecer los aspectos sísmicos que deben considerarse en el diseño de presas. Asimismo se publicó la Guía para Seleccionar los Parámetros Sísmicos en Grandes Presas, de la que existen versiones de 1985, 1986, 1987 y 1988.

La elección de parámetros adecuados es sumamente útil para la evaluación de seguridad en presas ante sismos, ya que permite tomar en cuenta los requerimientos propios del proyecto, el riesgo sísmico del sitio seleccionado, así como de la propia estructura.

La evaluación sísmica apropiada no es un sustituto de otros factores, tales como un diseño adecuado, buena calidad en los materiales de construcción, procedimientos efectivos de control y monitoreo del comportamiento estructural de la presa, etc; sin embargo, es un complemento necesario.

Los diseños de presas en la actualidad toman en cuenta los efectos sísmicos para la mayoría de las presas en proceso de nuevos diseños y construcción, pero para las presas anteriores no se efectuó este tipo de análisis, ya que en el pasado las investigaciones relativas a fuentes de sismicidad, y condiciones de la cimentación fueron menos extensivas que en la práctica actual de la ingeniería, y el uso de las técnicas constructivas anteriores ahora son obsoletas, lo cual implica dificultades en la investigación y falta de garantía en la seguridad de las presas.

En términos generales, para evaluar la seguridad de presas en relación con los sismos, se requiere conocer la sismicidad que se presenta en la zona de estudio aunada con la experiencia y buen juicio, a fin de determinar los criterios y medidas que en forma conservadora permitan asegurar la estabilidad de una presa ante sismos de gran magnitud.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 4

**CRITERIOS PARA ESTIMAR EL
RIESGO DE FALLA EN PRESAS**

CAPITULO 4

	Pág.
INDICE	
4. CRITERIOS PARA ESTIMAR EL RIESGO DE FALLA EN PRESAS	55
4.1. Introducción	55
4.2. Planteamiento matemático del riesgo de falla	56
4.2.1. Margen de seguridad	60
4.2.2. Factor de seguridad	61
4.3. Metodologías para estimar el riesgo de falla en presas	61
4.3.1. Método del período de retorno	61
4.3.2. Método de integración directa	63
4.3.3. Método de simulación de MonteCarlo	64
4.3.4. Método del primer orden del segundo momento estadístico	66
4.3.4.1 Introducción	66
4.3.4.2 Bases de la formulación matemática	66
4.4. Comparación de los métodos para el cálculo del riesgo	70

CAPITULO 4

INDICE	Continuación	Pág.
4.5. Estimación del riesgo con el uso de distribuciones de probabilidades acotadas		76
4.5.1. Introducción		76
4.5.2. Formulación matemática de las distribuciones doble-logarítmica y log-doble-logarítmica		79
4.5.3. Distribuciones 2LN y L2LN; ajuste práctico, límites (máximo y mínimo) y justificación		82
4.6. Justificación de las distribuciones empleadas		89
4.7. Criterio propuesto para estimar el riesgo de falla en presas con el uso de distribuciones acotadas		95

4. CRITERIOS PARA ESTIMAR EL RIESGO DE FALLA EN PRESAS

4.1. Introducción

Tradicionalmente, en las obras de ingeniería, la seguridad o confiabilidad se ha proporcionado mediante factores de seguridad que ante las "peores" condiciones de carga o demanda máxima; cumplen en cierto margen los requisitos mínimos de resistencia o suministro. Lo que constituye la condición de carga máxima (o mínimo suministro) es un tanto subjetiva y de la misma manera, la adecuación o no adecuación de los márgenes de seguridad pueden ser evaluados sólo en términos de experiencias pasadas en sistemas similares.

La tendencia general en el diseño de nuevas presas se encamina a construir estructuras más seguras, que permitan tomar en cuenta las incertidumbres generadas al presentarse fenómenos naturales con magnitudes superiores a las consideradas a la fecha; dicha seguridad se refleja en un costo que de ninguna manera debe ser excesivo, ya que al construirse cualquier tipo de estructura, se aceptan ciertos riesgos.

Retomando los aspectos antes mencionados, el nivel de confiabilidad o seguridad no puede darse cuantitativamente con los factores de seguridad.

Cabe mencionar que en sistemas en los que intervienen variables aleatorias en cuanto a demandas o suministro, la calibración se dificulta seriamente.

En rigor, un sistema de ingeniería puede definirse esencialmente como el comportamiento del mismo ante las condiciones de carga (demanda) y resistencia (suministro) que se presentarán a lo largo de la vida útil de la obra. Dicho de otro modo, los problemas de confiabilidad pueden formularse como la "capacidad" que tiene el sistema para que, ante ciertas condiciones de demanda, se cumplan los requerimientos de suministro que se tienen.

En la práctica real, la determinación del suministro disponible, así como la demanda máxima no son problemas simples de resolver. Las estimaciones y predicciones de las mismas son numerosas, pero debido a que la información con que se cuenta para hacer un proyecto siempre es incompleta, el suministro disponible y la demanda actual pueden cambiar en el futuro. Para tomar en cuenta estas posibles variaciones, es preferible hoy en día expresar ambos parámetros como variables aleatorias.

Tomando en cuenta lo anterior, en este capítulo se presentan los siguientes aspectos en relación con la estimación del riesgo de falla: la formulación matemática del mismo, las metodologías que permiten su valoración y la comparación de los métodos de cálculo de éste. Se aborda también la estimación del riesgo de falla con el uso de distribuciones de probabilidad acotadas; las bases matemáticas de las mismas, el ajuste práctico, sus límites y justificación. Finalmente, se presenta el criterio propuesto para calcular el riesgo de falla con este tipo de distribuciones.

4.2. Planteamiento matemático del riesgo de falla

Recientemente el interés en la evaluación de la seguridad de las estructuras hidráulicas se ha incrementado significativamente, debido en parte a la presentación de fallas importantes en algunos proyectos de ingeniería, y por otra, frente al incremento marginal en la seguridad que se ha empezado a notar, en relación con el diseño y la operación donde se empiezan a considerar restricciones en cuanto a seguridad se refiere. Asimismo, el desarrollo y avance en técnicas analíticas son tales que permiten hacer la evaluación de riesgo intensificando la seguridad notablemente.

En la práctica, como ya se mencionó, la determinación del suministro disponible así como la demanda máxima, no son problemas simples de resolver puesto que la información para la toma de decisiones en la ingeniería siempre es incompleta, además de que el suministro disponible y la demanda actual pueden cambiar drásticamente en el futuro. Para tomar en cuenta estas posibles alteraciones, es preferible determinar tanto la demanda, el suministro y las variables aleatorias capaces de poder tomar en un cierto rango las cuestiones antes mencionadas.

Bajo este punto de vista, la confiabilidad de los sistemas puede ser medida en forma realista en términos de probabilidad, si se definen las siguientes variables:

X = capacidad para proporcionar el suministro.
Y = demanda requerida.

El objetivo de hacer un análisis de confiabilidad es asegurar que X sea mayor que Y ($X > Y$) a lo largo de la vida útil del sistema analizado. Este objetivo puede calcularse sólo en términos de la probabilidad $P(X > Y)$. La misma representa una medida realista de la confiabilidad del sistema.

Suponiendo que las distribuciones y densidades de probabilidad de X y Y se conocen, entonces las probabilidades requeridas pueden formularse en función de $F_x(x)$ o $f_x(x)$ y $F_y(y)$ o $f_y(y)$ como:

$$P_F = P(X < Y) = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y | Y = y) P(Y = y) \quad (4.1)$$

Si el suministro y la demanda, X y Y son estadísticamente independientes, se tiene:

$$P(X < Y | Y = y) = P(X < Y)$$

y

$$P_F = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y) P(Y = y) \quad (4.2)$$

La ecuación (4.2) para variables continuas X y Y se expresa como:

$$P_F = \int_0^{\infty} F_x(Y) f_y(y) dy \quad (4.3)$$

La ecuación (4.3) es la convolución con respecto a Y y puede explicarse con respecto a la figura (4.1) como sigue: si $Y > y$, la probabilidad condicional de falla sería $F_x(y)$, pero debido a que $Y=y$ (o más precisamente en $y < Y < y+dy$) está asociado con la probabilidad $f_y(y)dy$, la integración de todos los valores de y lleva a la ecuación (4.3).

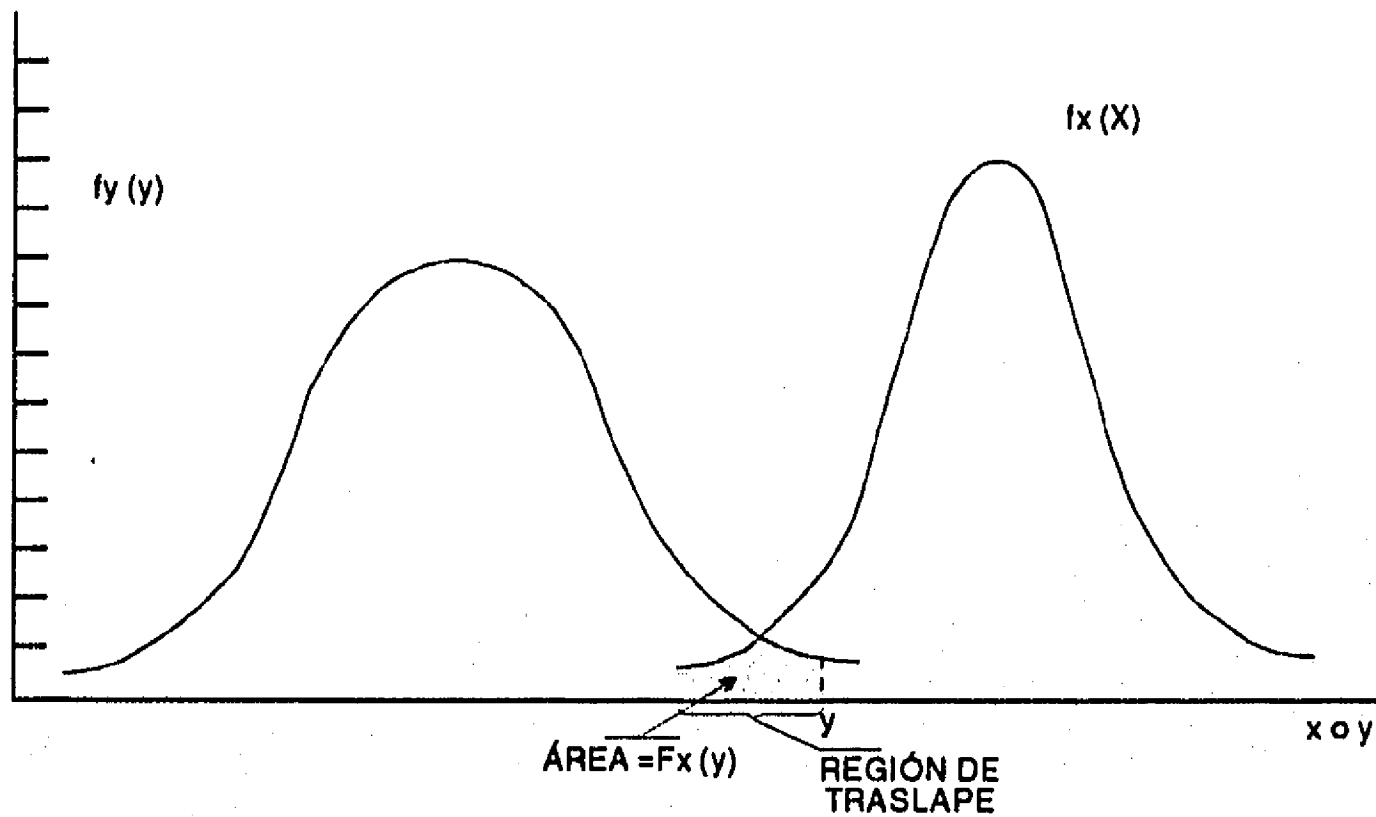


FIGURA 4.1. Funciones de probabilidad de $f_x(x)$ y $f_y(y)$.

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

$$P_F = \int_0^{\infty} [1 - F_y(x)] f_x(x) dx \quad (4.3.a)$$

La correspondiente probabilidad de que no se presente la falla es por definición, la confiabilidad:

$$P_S = 1 - P_F \quad (4.4)$$

Como se muestra gráficamente en la figura (4.2), la intersección de las curvas $f_x(X)$ y $f_y(Y)$ representa una medida cualitativa de la probabilidad de falla, en este sentido:

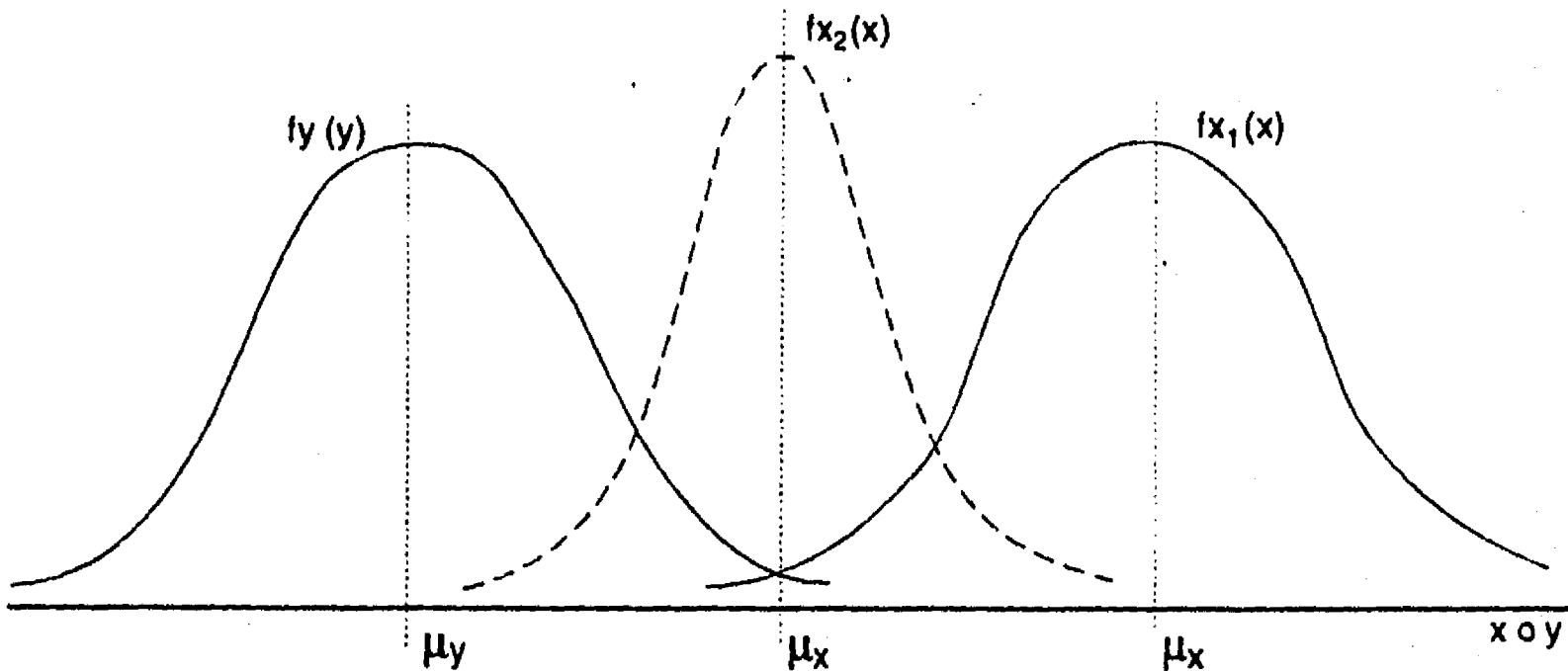


FIGURA 4.2. Efecto de la posición relativa entre $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.

- La región de traslape depende de la posición relativa de $f_x(X)$ y $f_y(Y)$, como se observa en la figura (4.2); si las curvas se apartan P_F decrece y viceversa. La posición relativa de $f_x(X)$ y $f_y(Y)$ puede medirse en función de la relación μ_x/μ_y , que se definirá como el factor de seguridad central o la diferencia entre $(\mu_x - \mu_y)$, que se explica como 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 figura (4.3), donde las curvas punteadas tienen un área mayor en la zona de intersección. Esta dispersión puede expresarse en términos de las covariancias δ_x y δ_y .

$$P_F \sim g(\mu_x/\mu_y; \delta_x, \delta_y)$$

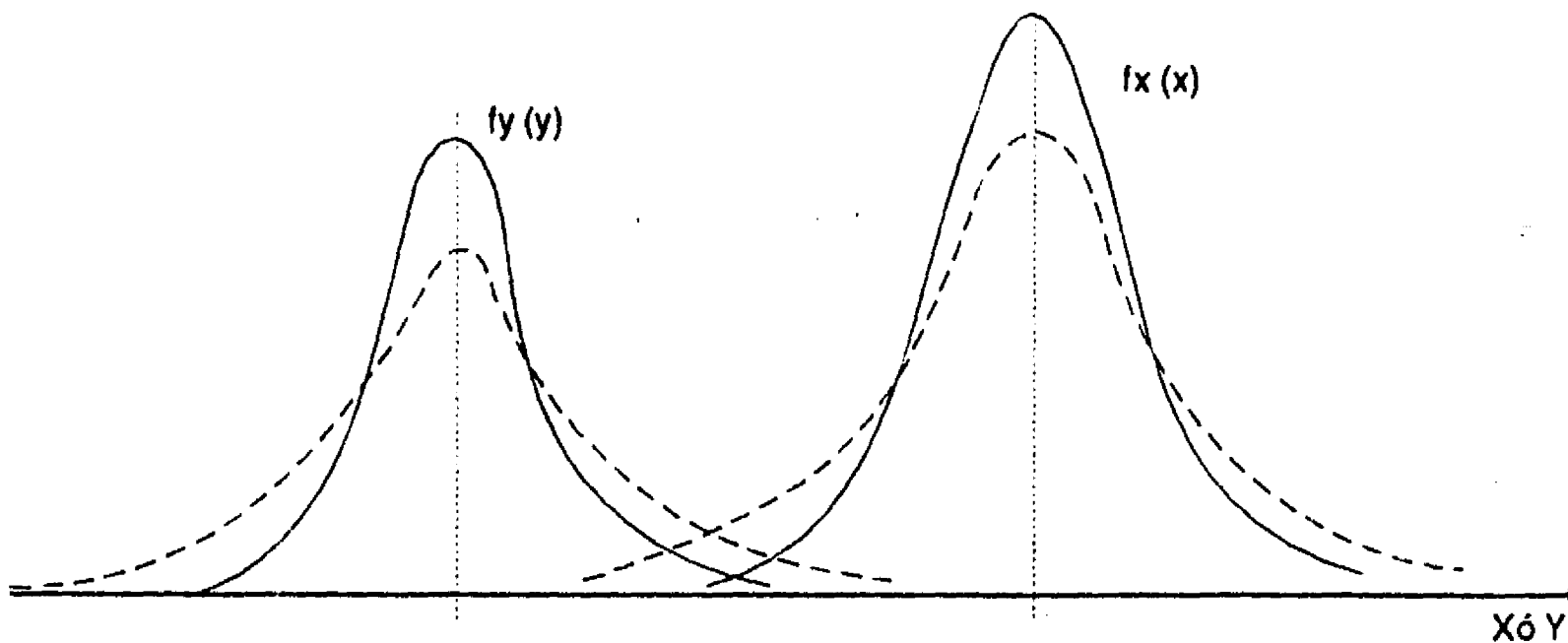


FIGURA 4.3. Efecto de la dispersión en $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.

Se puede concluir, entonces, que la medida de la seguridad o confiabilidad es propiamente una función de las posiciones relativas $f_x(X)$ y $f_y(Y)$, así como del grado de dispersión de cada una de ellas.

Teóricamente hablando, la probabilidad de falla P_F también está vinculada con la forma de $f_x(X)$ y $f_y(Y)$. En la práctica, sin embargo, la información es limitada y es posible estimar las principales características estadísticas de cada una de ellas (el primer y segundo momentos) de X y Y , entonces con base en la muestra analizada se puede valorar la media μ_x y μ_y y las correspondientes desviaciones estándar σ_x , σ_y o las covariancias δ_x y δ_y . En las ecuaciones (4.3) y (4.4) se supone que X y Y tienen variables aleatorias estadísticamente independientes; en ciertos casos las mismas pueden estar correlacionadas, en cuyo caso:

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

y

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

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

$$P_F = \int_0^{\infty} \left[\int_0^y f_{x,y}(x,y) dx \right] dy \quad (4.5)$$

y la confiabilidad correspondientes:

$$P_S = \int_0^{\infty} \left[\int_0^x f_{x,y}(x,y) dy \right] dx \quad (4.6)$$

4.2.1. Margen de seguridad

El problema de suministro-demanda antes mencionado, requiere plantearse en términos del margen de seguridad $M = X - Y$. Como X y Y son variables aleatorias, M también lo es, con su correspondiente función de densidad de probabilidad $f_M(m)$. En este caso, la falla sucede al cumplirse que $M < 0$ y la probabilidad de falla es:

$$P_F = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (4.7)$$

Gráficamente se representa como el área bajo la curva de $f_M(m)$ antes de 0, como se muestra en la figura (4.4).

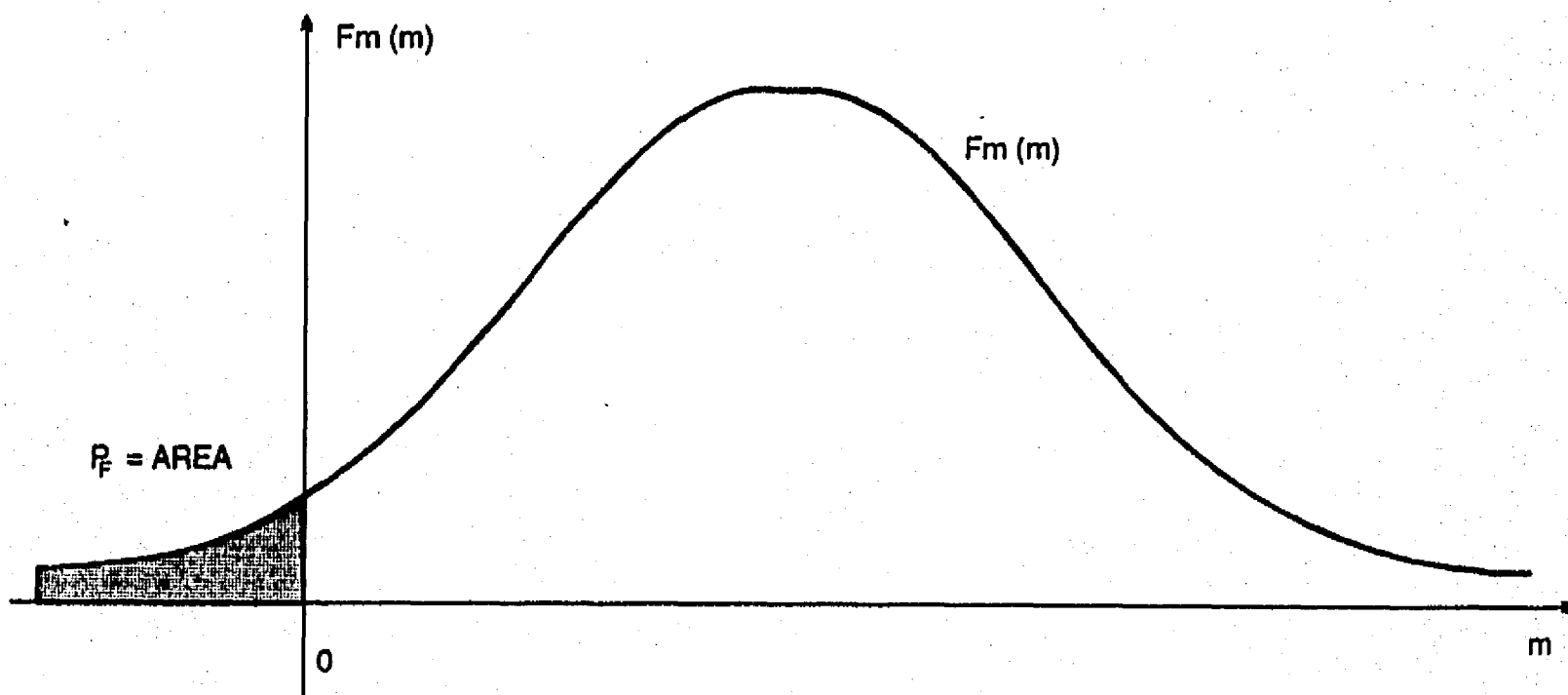


FIGURA 4.4. Función de distribución para el margen de seguridad M.

4.2.2. Factor de seguridad

Es un término familiar en la ingeniería que puede expresarse como:

$$FS = \frac{X}{Y} \quad (4.8.a)$$

Como en el caso anterior, si la demanda Y y el suministro X son variables aleatorias, también el factor de seguridad lo es. En este caso, la falla sucede si $FS < 1$ y la correspondiente probabilidad de falla es:

$$P_F = \int_0^1 f_{\theta}(\theta) d\theta = F_{\theta}(1.0) \quad (4.8.b)$$

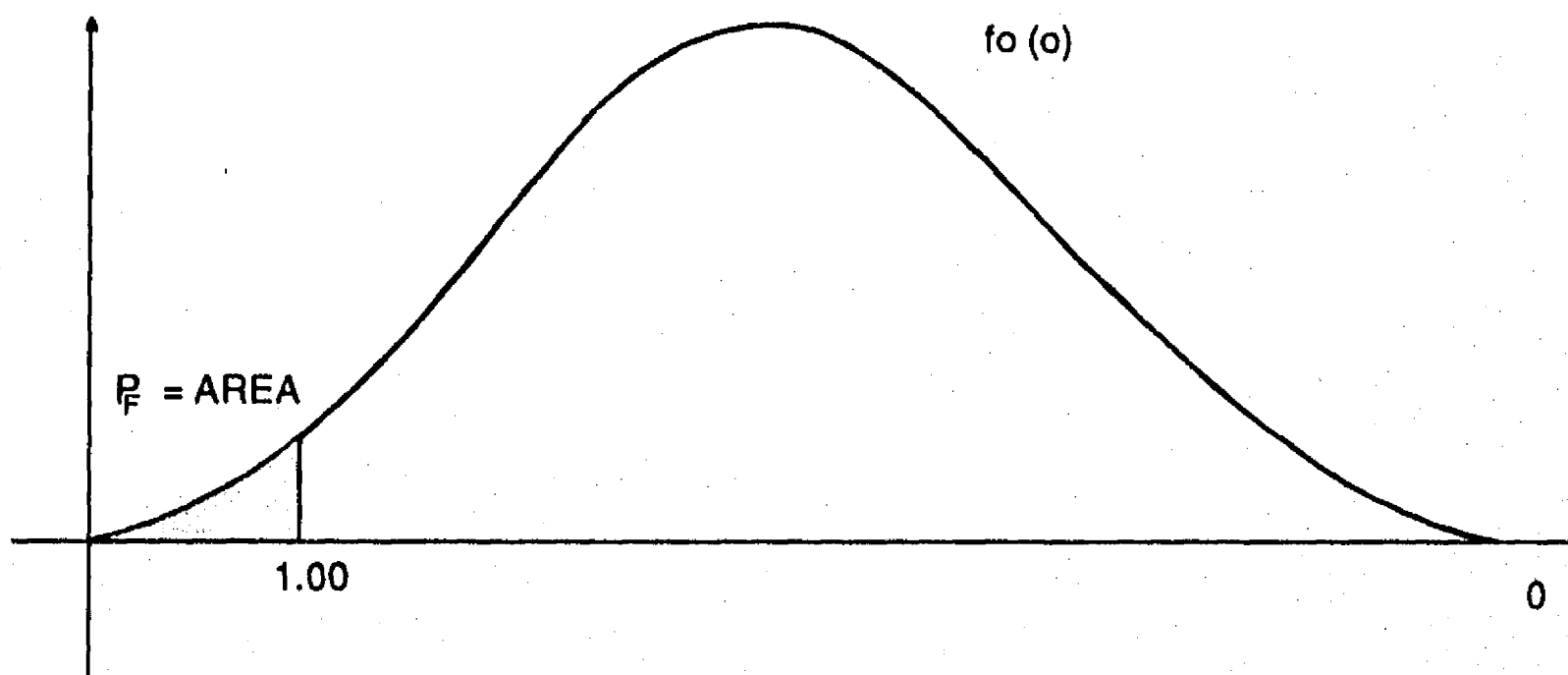


FIGURA 4.5. Función de distribución para el factor de seguridad F.S.

4.3. Metodologías para estimar el riesgo de falla en presas

Las metodologías utilizadas a la fecha para calcular el riesgo de falla en presas y que se han propuesto por diversos investigadores se describen brevemente a continuación:

4.3.1. Método del período de retorno

Es un procedimiento tradicionalmente empleado en sistemas de ingeniería asociados a eventos como los hidrológicos y sismológicos, donde los fenómenos que producen las cargas o suministros son variables aleatorias

producidas por fenómenos naturales. De esta manera, se fija un periodo de retorno de diseño relacionado con eventos tales como avenidas, lluvias o sismos que afectan las siguientes estructuras: presas, vertedores, puentes, alcantarillas, etcétera, obteniéndose entonces un gasto de diseño o un sismo (aceleración del terreno) de diseño. Estos periodos de retorno son fijados y especificados por guías y recomendaciones; de esta manera es usual que para vertedores, el periodo de retorno de la avenida se fije en 10,000 años, para puentes en 200 ó 250 años, las obras de desvío de presas de tierra y enrocamiento en 50 a 100 años y las de cortinas de concreto (arco y gravedad) en 10 ó 20 años; las de los sismos para presas en el orden de los 100 años.

El periodo de retorno se define como el tiempo promedio en que una magnitud de la resistencia Y será igualada o excedida (Chow, 1953, 1964; Ang y Tang, 1984). Por lo anterior, si T_m se expresa en años (para $T_m > 1$), la probabilidad de que un evento Z iguale o exceda a Y en cada año está dado por:

$$P(Z \geq Y) = \frac{1}{T_m(y)} \quad (4.8)$$

En fenómenos naturales, Z se supone como una variable continua, y si el riesgo de falla se define como la probabilidad de ocurrencia de que Z sea mayor que Y en cada año, entonces la probabilidad de que un sistema no falle es:

$$P(Z \leq Y) = 1 - \frac{1}{T_m(y)} \quad (4.9)$$

La probabilidad de que no se presente una falla en alguno de los n años de la vida útil del proyecto será:

$$P(Z \leq Y) = \left(1 - \frac{1}{T_m(y)}\right)^n \quad (4.9.a)$$

Cabe mencionar que al desarrollar las ecuaciones (4.8), (4.9) y (4.9.a) se han hecho dos suposiciones:

1. La ocurrencia de los fenómenos de la variable aleatoria Z es independiente en la vida útil de n años.
2. El sistema natural es invariante en el tiempo.

Sin embargo, cuando un sistema como son las presas, queda expuesto a variaciones temporales, entonces la probabilidad asociada con el periodo de retorno como se expresó en las ecuaciones anteriores, tampoco puede usarse como una medida del riesgo de estructuras sujetas a este tipo de acciones (Borgman; 1963, Young, et al; 1970, ASCE Task comitee; 1973, James and Lee, 1971).

Aun cuando el riesgo evaluado con la ecuación (4.9.a) considera una buena parte de los riesgos por eventos naturales, existen incertidumbres asociadas a las variables que integran las expresiones de carga y resistencia de los sistemas que no son tomadas 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 el mismo.

4.3.2. Método de integración directa

El riesgo se evalúa en este caso por conducto de una integración directa, analítica o numérica de las funciones de densidad de la carga y resistencia, expresadas en las ecuaciones (4.5) y (4.6). En este caso, las funciones de distribución mencionadas deben estar definidas y si dichas situaciones describen correctamente las variables que representan, el método entonces es exacto.

En 1980, Tang presentó un procedimiento que permite incorporar las incertidumbres al modelo de probabilidad en la evaluación del riesgo de falla en presas, para el mismo utilizó una integración directa para la valoración del riesgo hidrológico. En 1977 Wood calculó la sobreelevación y el riesgo estructural en forma analítica, con funciones de densidad de probabilidad supuestas para las avenidas y para los modos de falla, donde no se consideraron las incertidumbres hidrológicas, hidráulicas y de modelación paramétrica. Tung y Mays en 1980 definieron los riesgos para alcantarillas y bordos al estimar primero los parámetros estadísticos de carga y resistencia, a partir de las incertidumbres de los parámetros con fórmulas de aproximación de primer orden y asignando entonces funciones de distribución a la carga y resistencia.

El riesgo evaluado con la ecuación (4.6) es sumamente sensible a la función de distribución asignada, por lo que una suposición impropia o una aproximación mal hecha de dichas acciones pueden demeritar la exactitud ganada al hacer la integración directa.

Duckstein y Bogardi, en 1981, también estudiaron el problema de bordos asociados a varios tipos de falla, como sobreelevación, tubificación, deslizamiento de taludes y erosión por viento. El riesgo se estimó con la integración directa de la unión de las funciones de densidad de las variables de carga y resistencia; sin embargo, la selección de la resistencia fue un tanto ambigua y las incertidumbres no son representadas claramente.

La mayor desventaja del método de integración directa es la gran dificultad que se tiene para derivar correctamente las funciones de distribución de probabilidad de las variables de suministro y demanda, especialmente en

sistemas complejos, como lo son las presas de tierra y enrocamiento. Asimismo, una vez que las funciones de densidad se establecen, existe una gran dificultad para integrarlas aun con la ayuda de computadoras. De esta manera, el método de integración directa es bueno solamente para sistemas simples, o cuando se requiere gran exactitud en la evaluación del riesgo y se conocen perfectamente las funciones de densidad de probabilidad de las variables que intervienen en el problema.

4.3.3. Método de simulación de MonteCarlo

Es un proceso que utiliza en cada simulación un conjunto particular de valores de variables aleatorias, generadas artificialmente de acuerdo con la distribución de probabilidad que se está analizando. Es usual que la simulación se efectúe con una computadora y el valor del riesgo esperado puede estimarse al examinarse un gran número de simulaciones repetitivas.

Por ejemplo, se genera un conjunto de valores de la muestra x_i de acuerdo con la función de distribución o propiedad estadística de la variable analizada, por medio de la generación sintética de variables aleatorias; a continuación se puede estimar un valor de la función del margen de seguridad M con la ecuación (4.7).

Con cálculos relativamente sencillos pero repetitivos, se puede encontrar un conjunto de valores de $F_M(0)$. 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.

En las mediciones de seguridad estructural, Warner y Kabaila en 1968, usaron este método para conocer las distribuciones de probabilidad de las variables de carga y resistencia en distintos elementos. Para el diseño y operación de presas en cascada, Askew en 1971 usó la técnica de MonteCarlo para optimizar los niveles del sistema sujetos a las condiciones máximas permisibles en cuanto a riesgos que señalaron las firmas propietarias. En 1978 Bohun y Vischer aplicaron la simulación de MonteCarlo al análisis de riesgo y sensibilidad con diferentes funciones de distribución como datos de entrada en presas. En 1981 Duckstein, estimó la probabilidad de falla en presas de jales (minas). En 1972 Haan con éste método evaluó las probabilidades de error en problemas hidrológicos, en función del número de observaciones usadas para la determinación de parámetros de los modelos estocásticos. En 1975 Later, y en 1975 Matalas y Wallis aplicaron el método para estimar los parámetros estadísticos de media, desviación estándar y coeficientes de asimetría a varias distribuciones de secuencias de flujo. Chow en 1978, utilizó el método para generar secuencias de datos para el estudio del comportamiento de sistemas hidrológicos. En 1977 Wen usó los resultados obtenidos con la simulación de MonteCarlo para verificar la derivación de la estadística de combinaciones de cargas extremas.

Recientemente, Ang (1991) manejó el método de simulación de MonteCarlo con el llamado (muestreo de importancia) en casos multidimensionales. Leira lo aplicó con distribuciones normales multivariadas e Ibrahim para revisar la confiabilidad de sistemas dinámicos con incertidumbre.

Según Hoshiya (1991), dicho muestreo de importancia parte de considerar que la estimación de la probabilidad de falla de diversos sistemas estructurales se hace en un rango tan pequeño (10^{-5} ó 10^{-6}), que la función de densidad de probabilidad es postulada como una función desconocida del tipo exponencial $F(Z, a_1, a_2, \dots)$ en la vecindad de $Z=0$, donde a_i son valores constantes a identificarse.

En la medida que el muestreo de Z_1 se inicia, se obtiene inmediatamente un grupo de datos experimentales para la función de distribución de Z usando Z_1 y se hace un ajuste de los datos con los que se consigue $F(Z, a_1, a_2, \dots)$. Aunque este ajuste es inestable en un principio, en la medida que se procede en el muestreo, el proceso es esencialmente secuencial y se puede llevar a cabo por medio del proceso de filtrado de Kalman, el cual se describe claramente en la referencia de Hoshiya.

Cuando a_1 converge a valores en los que el coeficiente de autocorrelación es cercano a uno, la probabilidad de falla del sistema se estima como:

$$P_F = P(Z \leq 0) = F(0, a_1, a_2, \dots)$$

Cabe subrayar que con este método es posible obtener una convergencia eficiente de P_F debido a que el procedimiento es una "aproximación lineal" de P_F , en lugar de una estimación puntual como tradicionalmente se hace.

De hecho, puede decirse que la técnica de MonteCarlo es tal vez la única solución técnica a problemas que no pueden resolverse analíticamente debido al comportamiento no lineal o complejo de las relaciones que intervienen en los sistemas analizados. Sin embargo, este método tiene las siguientes desventajas:

1. El riesgo estimado al usar la técnica no es único, depende del tamaño de la muestra y del número de simulaciones. Los momentos estadísticos reales de la unión de funciones de distribuciones de probabilidad no son del todo ciertas.

2. El costo y tiempo de computación que se consume con esta técnica se incrementa sustancialmente en la medida que el nivel de precisión y el número de variables se incrementan. Hiller y Lieberman en 1974 recomendaron que, en general, si se puede aplicar un modelo analítico, éste debe preferirse a la simulación de MonteCarlo.

4.3.4. Método del primer orden del segundo momento estadístico

4.3.4.1. Introducción

La formulación matemática del método del primer orden del segundo momento estadístico se muestra con detalle en el apéndice B; sin embargo, a continuación se presentan las bases de la formulación matemática y un resumen de su aplicación.

Dentro de la información con la que cuenta un proyectista — como ya se mencionó — es posible en muchas ocasiones evaluar los primeros dos momentos estadísticos (media y desviación estándar). Las medidas prácticas de seguridad o confiabilidad pueden, por tanto, limitarse a estos dos primeros momentos, aunque en algunos casos se utilizan los cuatro primeros de ellos, como en el caso de las distribuciones acotadas que se presentan más adelante.

Bajo esta consideración, los conceptos relativos a confiabilidad pueden limitarse a una formulación basada en el primero y segundo momentos estadísticos de las variables aleatorias que intervienen en el problema de la formulación del segundo de ellos (Cornell, 1969; Ang y Cornell, 1974).

Con el enfoque del segundo momento, la confiabilidad puede medirse completamente en función del primer y segundo momento de las variables de diseño.

4.3.4.2. Bases de la formulación matemática

Tomando en cuenta la definición de margen de seguridad $M = X - Y$, el "estado de seguridad" se define para $M > 0$ y el "estado de falla" para $M < 0$. La frontera que separa los estados de falla y seguridad queda establecida para $M = 0$. Si se consideran las variables reducidas:

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

El espacio de estas variables reducidas se muestra en la figura (4.6). También en términos de las variables reducidas, la ecuación límite $M = 0$, viene a ser:

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

que es la línea recta mostrada en dicha figura (4.4). La distancia desde la línea de falla al origen 0 está dada por:

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

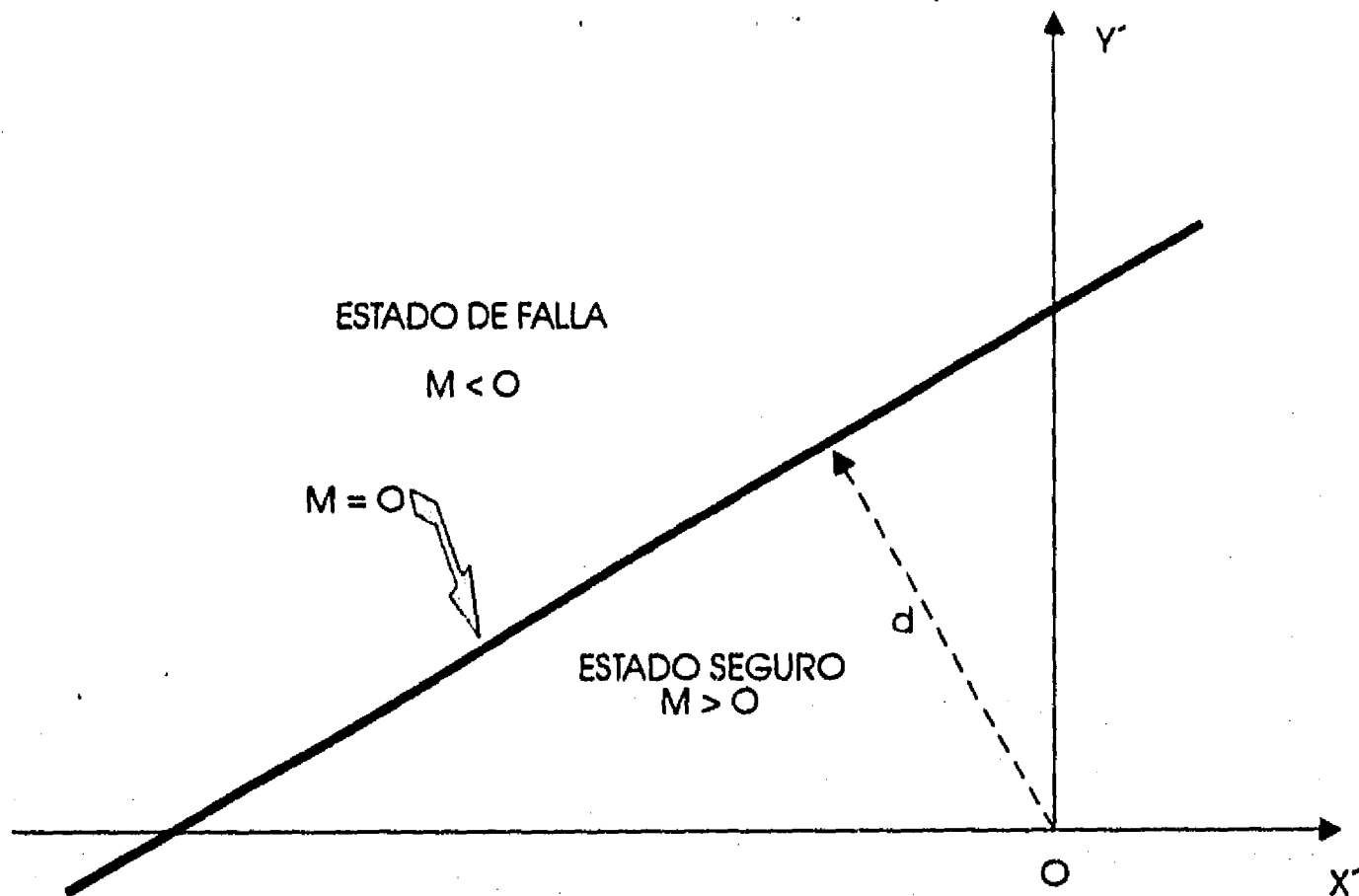


FIGURA 4.6. Espacio de las variables reducidas X' y Y' .

Esta expresión se cumple solamente si las funciones de distribución de probabilidad de las variables analizadas son normales y no están correlacionadas 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.

Debido a lo anterior, en el caso de que se tengan variables con distribuciones de probabilidad diferentes a la normal, se debe evaluar la probabilidad correspondiente, con base en la distribución normal equivalente, cuya aplicación se muestra en el apéndice C.

Ya que la distancia mínima puede interpretarse como una medida de la confiabilidad del sistema, entonces la evaluación de la ecuación (4.7) en el

origen de las variables reducidas ($M'=0$) al tratarse con distribuciones normales puede hacerse de la siguiente manera, si:

$$\mu_M = X - Y\mu_H = \mu_X - \mu_Y$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2$$

$$M' = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M}$$

En el origen de M' ($M'=0$), la ecuación (4.7) para $M=0$ (distancia entre el origen y el estado de falla según la figura 4.6) conduce a que:

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

El índice de confiabilidad β es esta distancia mínima al origen (μ_M/σ_M), o sea que:

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

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

Esta demostración hecha para dos variables (X y Y) en el plano puede generalizarse a tres dimensiones o al espacio de n variables no lineales al encontrarse un plano tangente a la superficie de falla y la distancia de éste al origen, como se muestra más adelante.

Los resultados relevantes de la formulación del método avanzado de primer orden de los segundos momentos pueden resumirse como sigue:

- El punto más probable de falla se puede calcular con la ecuación:

$$x_i^* = -\alpha_i^* \beta$$

en la cual α_i son la dirección de los cosenos directores:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)}{\sqrt{\sum_1 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)^2}}$$

donde las derivadas son evaluadas en $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$, con:

$$x_i^* = \sigma_{x_i} x'_i + \mu_{x_i} = \mu_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta$$

- La solución de la ecuación límite de estado permite obtener β .

Los resultados resumidos anteriormente permiten plantear el siguiente algoritmo para aplicar el método avanzado de primer orden de los segundos momentos estadísticos, y que es el empleado en el cuerpo del trabajo:

1. Definir una función de comportamiento con las variables estadísticas que se consideren adecuadas y significativas en el problema analizado.

2. Suponer un punto inicial de falla x_i^* ; $i = 1, 2, \dots, n$ y obtener:

$$x'_i = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}$$

3. Estimar $\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)$ y α_i^* en los puntos x_i^* .

4. Calcular x_i^* con: $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta$

5. Sustituir los valores estimados de x_i^* en la función de comportamiento y encontrar β .

6. Con el valor de β obtenido, reevaluar $x_i^* = -\alpha_i \beta$

7. Repetir los pasos 3 a 6 hasta que se obtenga la convergencia deseada que sucede cuando $\beta_i \cong \beta_{i+1}$.

4.4. Comparación de los métodos para el cálculo del riesgo

Con objeto de definir una comparación entre los diferentes métodos para estimar el riesgo de falla en presas, Chang en 1982 estableció una comparación de los métodos de cálculo de riesgo para una función de comportamiento en la que la carga y resistencia, respectivamente, son:

$$X = x_1 + x_2 \quad (4.10)$$

$$Y = x_3 x_4 \quad (4.11)$$

Donde x_1 y x_2 son variables no-correlacionadas del suministro X y x_3 y x_4 son variables no-correlacionadas de la demanda Y con las características estadísticas mostradas en la tabla (4.1).

variable	media	covariancia	f. distribución
x_1	0.5	0.2	normal
x_2	1.5	0.4	normal
x_3	1.0	0.005	lognormal
x_4	1.5	0.1	lognormal

TABLA 4.1. Características estadísticas de las variables x_1 , x_2 , x_3 y x_4 de la comparación de métodos para cálculo de riesgo.

La comparación se hizo bajo las siguientes consideraciones:

a) El valor del riesgo calculado con el método de integración directa se considera exacto, ya que la función matemática no es complicada y es susceptible de integrarse; se tomó este valor de referencia para la comparación con otros métodos.

b) No se consideró el método del período de retorno por la incapacidad de manejar las incertidumbres asociadas a cada variable.

c) La comparación se hizo bajo cuatro aspectos:

- La consistencia de los valores del riesgo evaluado con respecto a las diferentes formas de la función de comportamiento para un evento de falla.
- La precisión de los métodos.

- La sensibilidad del valor del riesgo estimado con las distribuciones de probabilidad propuestas para las variables de suministro y demanda.
- El tiempo requerido de computación de cada uno de los métodos.

Con estas consideraciones y suponiendo que X es una variable con distribución normal y Y otra con distribución log-normal, las funciones de densidad de probabilidad quedan:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (4.12)$$

$$f_y(y) = \frac{1}{\xi_y \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln Y - \lambda_y}{\xi_y}\right)^2\right] \quad 0 \leq y \leq \infty \quad (4.13)$$

en la cual:

$$\mu_x = \mu_1 + \mu_2 \quad (4.14)$$

$$\sigma_x^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 \quad (4.15)$$

$$\lambda_y = \lambda_3 + \lambda_4 \quad (4.16)$$

$$\xi_x^2 = \xi_3^2 + \xi_4^2 \quad (4.17)$$

Donde μ_1 y σ_1 son la media y desviación estándar de X_1 y λ_1 y ξ_1 son la media y la desviación estándar de los valores del logaritmo natural de X_1 .

Con los parámetros estadísticos de X y Y dados en la ecuaciones (4.14) a (4.17), el riesgo puede evaluarse con la ayuda de la ecuación (4.3), asociada con las ecuaciones (4.12) y (4.13). Los valores del riesgo para distintos valores de la media de x_4 y la relación μ_x/μ_y se enlistan en la tabla (4.2).

\bar{X}_1	$\frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$	Integración directa	* MonteCarlo	Valor medio de primer orden			Método Avanzado del 2º momento
				P[(x-y)<0]	P[Ln(x/y)<0]	P[x/y-1<0]	Interacciones
1,500	0.750	0.786	0.788 (0.3)**	0.786 (0.0)	0.813 (3.4)	0.848 (7.9)	0.790 (0.5)
1.875	0.938	0.578	0.579 (0.2)	0.577 (-0.2)	0.579 (0.2)	0.582 (0.7)	0.584 (1.0)
2.250	1.125	0.353	0.353 (0.0)	0.352 (-0.3)	0.358 (1.4)	0.366 (3.7)	0.360 (2.0)
2.625	1.313	0.177	0.178 (0.6)	0.177 (0.0)	0.201 (13.6)	0.231 (30.5)	0.182 (2.8)
3.000	1.500	0.740x10 ⁻¹	0.746x10 ⁻¹ (0.8)	0.750x10 ⁻¹ (1.4)	0.105 (41.9)	0.152 (105.5)	0.768x10 ⁻¹ (3.8)
3.375	1.688	0.260x10 ⁻¹	0.253x10 ⁻¹ (-2.7)	0.274x10 ⁻¹ (5.4)	0.352x10 ⁻¹ (35.4)	0.104 (300.0)	0.273x10 ⁻¹ (5.0)
3.750	1.875	0.790x10 ⁻²	0.799x10 ⁻² (1.1)	0.892x10 ⁻² (12.9)	0.262x10 ⁻¹ (231.6)	0.749x10 ⁻¹ (-5.2)	0.830x10 ⁻² (5.1)
4.125	2.063	0.211x10 ⁻²	0.220x10 ⁻² (4.3)	0.269x10 ⁻² (27.5)	0.559x10 ⁻¹ (501.9)	0.225x10 ⁻¹ (2,549.3)	0.225x10 ⁻² (6.6)
4.500	2.250	0.506x10 ⁻³	0.390x10 ⁻³ (-22.9)	0.770x10 ⁻³ (52.2)	0.617x10 ⁻² (1,119.4)	0.432x10 ⁻¹ (8,437.5)	0.544x10 ⁻³ (7.5)
4.750	2.375	0.226x10 ⁻⁴	-	0.216x10 ⁻³ (855.8)	0.298x10 ⁻² (13,085.8)	0.344x10 ⁻¹ (152,112.4)	0.203x10 ⁻³ (798.2)

* Valor de riesgo estimado del promedio de las dos muestras generadas de 32,000 valores

Riesgo-Riesgo i.d.

** Los números entre paréntesis representan el porcentaje de error = $\frac{\text{Riesgo-Riesgo i.d.}}{\text{Riesgo i.d.}} \times 100\%$

TABLA 4.2. Valores de riesgo con diferentes métodos de cálculo con distribuciones normales de X_1 y X_2 .

Con objeto de investigar la sensibilidad de los métodos de cálculo del riesgo para las diferentes funciones, se supuso además para las variables x_1 y x_2 una distribución uniforme con la siguiente función de distribución de probabilidad:

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{b_1 - a_1}, & a_1 \leq x_1 \leq b_1, \quad i = 1, 2 \\ 0 & \end{cases} \quad (4.18)$$

en el cual a_1 y b_1 son los límites inferior y superior de x_1 y se cumple que $a_1 < a_2 < b_1 < b_2$. Por medio de la transformación de Laplace, la función de densidad para la carga queda:

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{x - a_1 - a_2}{(b_1 - a_1)(b_2 - a_2)}, & a_1 + a_2 \leq x \leq b_1 + a_2 \\ \frac{1}{b_2 - a_2}, & b_1 + a_2 \leq x \leq a_1 + b_2 \\ \frac{b_1 + b_2 - x}{(b_1 - a_1)(b_2 - a_2)}, & a_1 + b_2 \leq x \leq b_1 + b_2 \end{cases} \quad (4.19)$$

En forma similar, el riesgo se evaluó numéricamente con la ecuación (4.3), asociando las ecuaciones (4.13) y (4.19). Los resultados se muestran en la tabla (4.3).

\bar{X}_4	$\frac{\bar{X}}{\bar{Y}}$	Integración directa	* MonteCarlo	Valor medio de primer orden			Método Avanzado del 2º momento
				P[(x-y)<0]	P[Ln(x/y)<0]	P[x/y-1<0]	Interacciones
1.500	0.750	0.741	0.742 (0.1)	0.786 (6.1)	0.813 (9.7)	0.848 (14.4)	0.735 (-0.8)
1.875	0.938	0.560	0.562 (0.4)	0.577 (3.0)	0.579 (3.4)	0.582 (3.9)	0.563 (0.5)
2.250	1.125	0.380	0.379 (-0.3)	0.352 (-7.4)	0.358 (-5.8)	0.366 (-3.7)	0.393 (3.4)
2.625	1.313	0.207	0.206 (-0.5)	0.177 (-14.5)	0.201 (-2.9)	0.231 (11.6)	0.233 (12.6)
3.000	1.500	0.770×10^{-1}	0.760×10^{-1} (-1.3)	0.750×10^{-1} (-2.6)	0.105 (36.4)	0.152 (97.4)	0.102 (32.5)
3.375	1.688	0.179×10^{-1}	0.183×10^{-1} (2.2)	0.274×10^{-1} (53.1)	0.352×10^{-1} (197.2)	0.104 (481.0)	0.288×10^{-1} (60.9)
3.750	1.875	0.263×10^{-2}	0.262×10^{-2} (-0.4)	0.892×10^{-2} (239.2)	0.262×10^{-1} (896.2)	0.749×10^{-1} (2,747.9)	0.500×10^{-2} (90.1)
4.125	2.063	0.261×10^{-3}	0.297×10^{-3} (13.8)	0.269×10^{-2} (3.1)	0.127×10^{-1} (4,765.9)	0.559×10^{-1} (21,317.6)	
4.500	2.250	0.187×10^{-4}	-	0.770×10^{-3} (4,417.6)	0.17×10^{-2} (32,894.7)	0.432×10^{-1} (23,001.6)	0.463×10^{-4} (147.6)

* Valor de riesgo estimado del promedio de las dos muestras generadas de 32,000 valores

** Los números entre paréntesis representan el porcentaje de error = $\frac{\text{Riesgo-Riesgo i.d.}}{\text{Riesgo i.d.}} \times 100\%$

TABLA 4.3. Valores de riesgo con diferentes métodos de cálculo considerando distribuciones uniformes.

En las tablas (4.2) y (4.3) se ejemplifican también los cálculos de riesgo hechos con los métodos de MonteCarlo, valor medio de primer orden del primer momento y el método avanzado de los segundos momentos.

Los resultados obtenidos con los procedimientos antes descritos permiten obtener las probabilidades de falla para tres casos: $P[(X-Y)<0]$, $P[(\ln X/Y)<0]$ y $P[(X/Y-1)<0]$.

Los valores de riesgo dados en las tablas (4.1) y (4.2) obtenidos con el método de MonteCarlo son el promedio de dos simulaciones con una muestra de 32,000 valores generados para cada una. Basados en los valores de riesgo dados en las tablas de referencia, se graficaron los valores de probabilidad de falla P_F contra la relación μ_x/μ_y para los diferentes métodos, lo cual se muestra en la figura (4.7). Los riesgos estimados con integración directa también se grafican y sirven como comparación y referencia.

Las conclusiones más importantes que se pueden obtener en cuanto al método del Valor medio de Primer Orden de esta comparación son las siguientes:

- La inconsistencia del método del VMPO para las diferentes representaciones de la variable de comportamiento Z es mostrada claramente.

- Los valores de riesgo calculados para las tres formas de la variable de comportamiento Z ($X-Y$, $\ln(X/Y)$, $X/Y - 1$), son diferentes, y esto se vuelve más significativo en la medida en que P_F se vuelve más pequeño.

- El valor del riesgo calculado con el método del valor medio del primer orden no varía con las distribuciones de las variables al permanecer los dos primeros momentos invariables. Como puede observarse en las tablas (4.2) y (4.3), dicho valor permanece constante sin importar cual función de distribución es asignada a las variables.

- Este método da una aproximación muy razonable cuando el riesgo es alto ($P_F > 0.1$); sin embargo, si P_F es pequeño, los resultados calculados pueden variar significativamente de los obtenidos en forma exacta por el método de integración directa.

- Aunque los valores de riesgo evaluados con la representación $X-Y$ no difieren mucho de los reales si x_1 y x_2 están normalmente distribuidos, esto no garantiza que esta representación sea la que mejores resultados ofrece.

- Debido a la inconsistencia y poca sensibilidad ante valores de riesgo bajos, como es el caso del análisis de seguridad en presas, el método del valor medio del primer momento estadístico no se recomienda utilizarlo.

Respecto al método avanzado de los segundos momentos, se puede concluir que:

- El valor del riesgo calculado es invariante con respecto a las distintas representaciones de Z y responde en forma similar a diferentes distribuciones asignadas a las mismas variables. Los resultados muestran que se tiene muy buena aproximación a los valores reales de riesgo cuando las variables x_1 y x_2 están normalmente distribuidas.

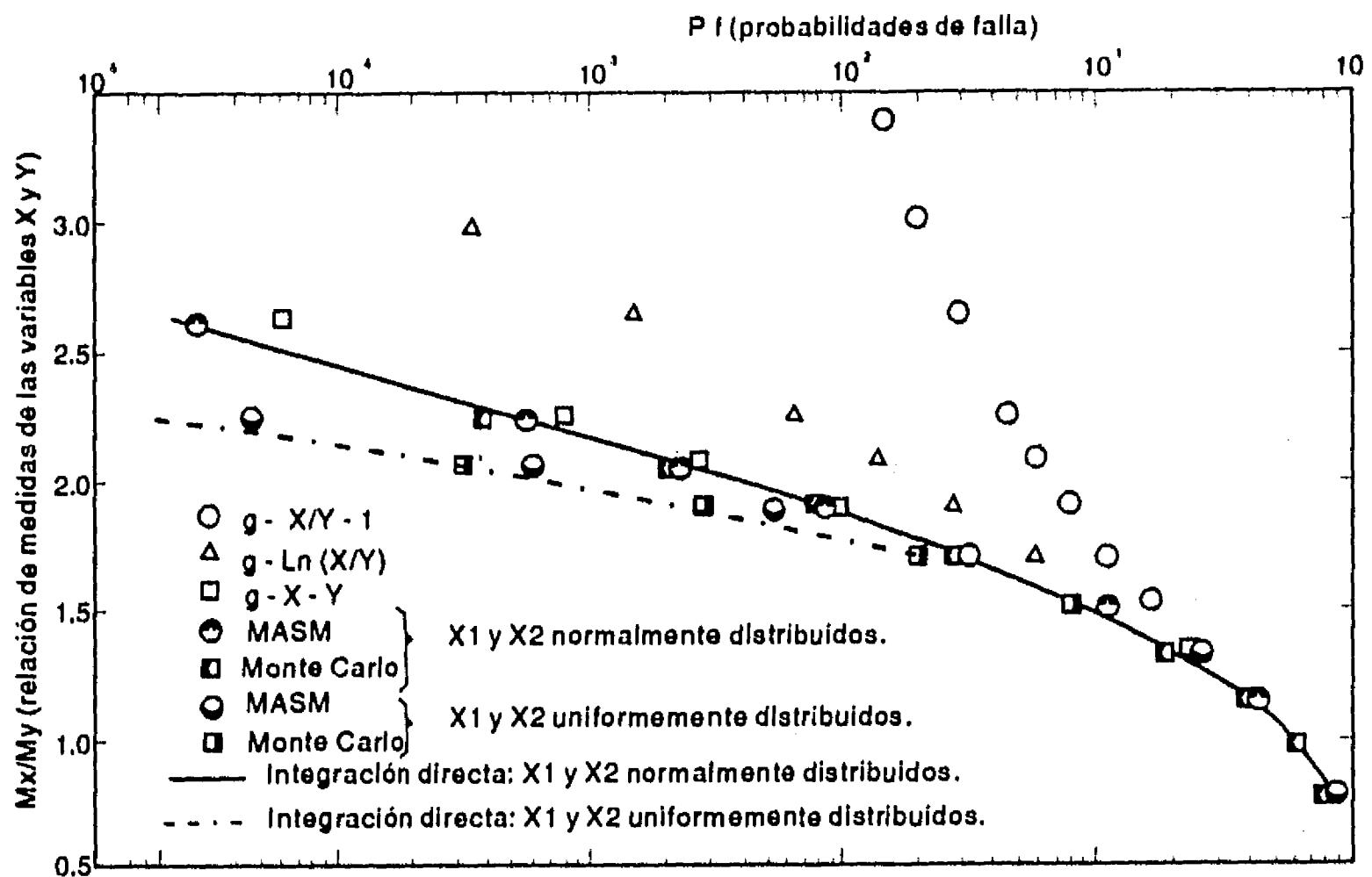


FIGURA 4.7. Comparación de valores de riesgo calculados con diferentes métodos.

En cuanto al método de MonteCarlo, se puede comentar que:

- Los resultados obtenidos con muestras aleatorias lo suficientemente grandes, se aproximan al valor real del riesgo.

- Al considerar factores tales como aproximación, invariancia y sensibilidad, este método es superior al del primer y segundo momento estadístico; sin embargo, la precisión — como se mencionó — depende en mucho del tamaño de la muestra empleada; para encontrar valores pequeños de la P_f , se requiere de un gran número de muestras y, por tanto, de tiempo de computación.

- Una de las principales desventajas que se tiene al aplicar este método es que el tamaño adecuado de la muestra se desconoce a priori.

- La tabla (4.3) muestra la precisión del valor del riesgo con respecto al tamaño de la muestra cuando x_1 y x_2 están uniformemente distribuidas.

Como conclusión general, se puede puntualizar lo siguiente:

El promedio estadístico de falla en presas indica que el nivel es aproximadamente 10^{-4} a 10^{-5} , por lo que el método del Valor Medio de Primer Orden no se considera práctico para la evaluación de falla en este tipo de estructuras. Tomando el ejemplo anterior como muestra, el método de MonteCarlo es el que arroja mejores resultados, pero esto depende del tamaño de la muestra y el alto costo computacional limita su uso práctico, ya que el número de variables aleatorias que intervienen en el problema es grande y por otra parte, tienen distribuciones de probabilidad no necesariamente

necesariamente uniformes, lo cual puede aumentar sensiblemente el costo por computación al aplicar este método, como se muestra en la tabla 4.4.

Tomando en cuenta la precisión, consistencia y el tiempo computacional, el Método Avanzado de los Segundos Momentos empleando iteraciones, es el que se recomienda para evaluar el riesgo de falla en presas. Se sugiere emplear el método de MonteCarlo para verificación en los casos necesarios.

Mx/My	Tamaño de la muestra							
	100		1,000		8,000		32,000	
1.500	0.77	0.69	0.742	0.744	0.748	0.737	0.742	0.742
1.875	* 0.65	* 0.47	0.559	0.570	0.563	0.550	0.562	0.560
2.250	* 0.45	* 0.27	0.389	0.378	0.383	0.380	0.378	0.381
2.625	* 0.20	* 0.13	0.223	0.210	0.205	0.203	0.205	0.207
3.000	* 0.06	* 0.08	* 0.920×10^{-1}	* 0.770×10^{-1}	0.769×10^{-1}	0.724×10^{-1}	0.763×10^{-1}	0.757×10^{-1}
3.375	* -	* 0.01	* 0.203×10^{-1}	* 0.220×10^{-1}	0.181×10^{-1}	0.149×10^{-1}	0.181×10^{-1}	0.186×10^{-1}
3.750	-	-	* 0.500×10^{-2}	* 0.600×10^{-2}	* 0.263×10^{-2}	* 0.363×10^{-2}	0.241×10^{-2}	0.284×10^{-2}
4.125	-	-	-	-	* -	* 0.500×10^{-3}	* -0.219×10^{-3}	* 0.375×10^{-3}
4.500	-	-	-	-	-	* 0.125×10^{-3}	* -	* 0.100×10^{-3}
Tiempo de cómputo (seg)	0.034	0.036	0.157	0.156	1.098	1.109	4.327	4.320

* Tamaño de muestra inadecuada para estos valores de riesgo.

TABLA 4.4. Valores de riesgo estimados con el método de simulación de MonteCarlo con diferentes tamaños de la muestra.

4.5. Estimación del riesgo con el uso de distribuciones de probabilidades acotadas

4.5.1. Introducción

Un enfoque que se presenta muy interesante y que de hecho es la principal aportación de este trabajo doctoral, es el hecho de considerar para la evaluación de riesgo de falla el concepto de distribuciones de probabilidad acotadas.

Con la definición tradicional de suministro (S o resistencia) y demanda (D o carga), el concepto de margen o factor de seguridad sería la "distancia" que existe entre ambos y es señalado en la figura (4.8a), en cuyo caso se conoce en forma determinística tanto la demanda como el suministro.

Cuando se aplican distribuciones de probabilidad infinitas a ambos conceptos (figura 4.8b), como se señaló anteriormente, la probabilidad de falla P_f es el área de intersección entre las curvas de las distribuciones y el margen o factor de seguridad se obtiene como se señaló en los párrafos anteriores. Sin duda los valores extremos de ambas distribuciones ocasionarán que siempre se encuentre un valor de probabilidad de falla por pequeño que éste sea.

La figura (4.8c) muestra el caso donde las distribuciones de probabilidad son acotadas, pero no se interceptan; ante esta circunstancia la probabilidad de falla es cero ($P_f=0$) y el margen o factor de seguridad queda definido nuevamente por la distancia entre el límite superior de la demanda y el suministro.

La figura (4.8d) indica cuando se tiene el caso de una distribución acotada para la demanda e infinita para el suministro; la intersección en la región de falla se presenta también, pero es de esperarse que se reduzca significativamente.

A continuación, se señalan los conceptos más importantes para la obtención de distribuciones acotadas en el caso de avenidas.

Una variable física no puede ser ilimitada y asumir valores infinitos en un sentido o en otro (máximos o mínimos), ya que dichos valores extremos suponen energías infinitas que no existen en la naturaleza. Si todas las variables físicas están limitadas en ambos sentidos, es conveniente entonces disponer de distribuciones de probabilidad doblemente acotadas.

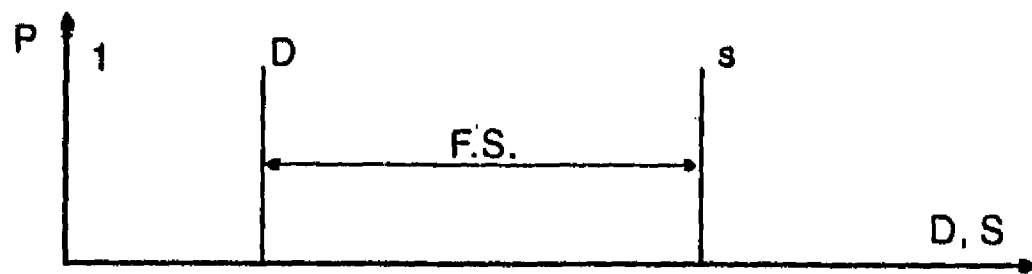
Lombardi (1988) propuso usar distribuciones de probabilidad doble logarítmica y log-doble-logarítmica para la estimación de los gastos máximos de avenidas de diseño y la resistencia de muestras de cilindros de concreto; en este trabajo se adoptan estas ideas para hacer un análisis de riesgo de falla en presas, para lo cual se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones en el empleo de estas distribuciones:

- Se obtiene un límite superior máximo que en el caso de avenidas puede ser mayor que el gasto pico asociado a distribuciones estadísticas infinitas (asociadas a $T_r = 10,000$ años) o a la avenida máxima probable.

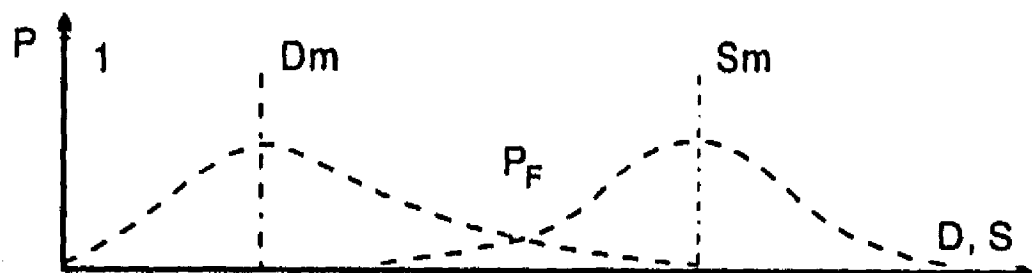
- Se pueden manejar rangos de probabilidad de falla muy cercanos a 10^{-4} , 10^{-5} o menores que son los usuales para este tipo de estructuras.

- El ajuste entre la distribución teórica y los datos experimentales dependerá del número de grados de libertad que tenga la distribución teórica escogida, como se muestra en la tabla (4.5), en la que se señala la distribución, el número de fronteras y el de parámetros libres.

- A medida que se tengan más grados de libertad, es más fácil ajustar la serie experimental a la teórica; sin embargo, no deben ser excesivos porque entonces puede no responder en forma confiable a la extrapolación hecha de los datos experimentales.



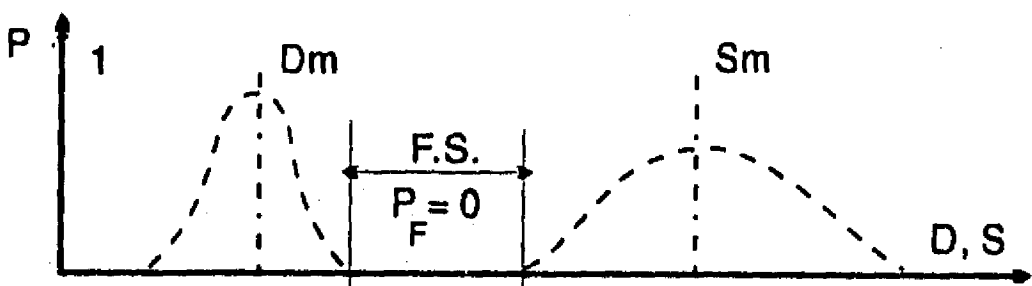
a) Definición clásica del factor de seguridad.



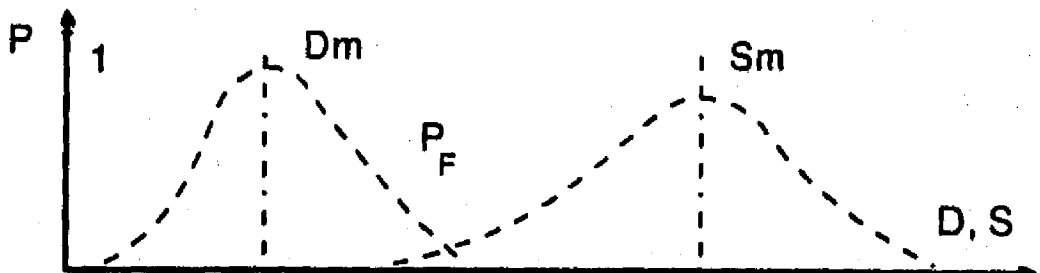
b) Enfoque probabilista con distribuciones infinitas.

Leyenda

- D - Demanda
- Dm - Demanda valor medio
- S - Suministro
- Sm - Suministro valor medio
- P - Probabilidad
- FS - Factor de seguridad
- P_F - Probabilidad de falla



c) Enfoque probabilista con distribuciones acotadas sin intercepción.



d) Enfoque probabilista con distribución acotada para la demanda e infinita para el suministro.

FIGURA 4.8. Conceptos de seguridad

De las distribuciones de probabilidad que son acotadas y que pueden emplearse para la aplicación del criterio propuesto para el análisis de riesgo de falla en presas, las más comunes son la beta y las mencionadas doble-logarítmica y log-doble-logarítmica. La primera es muy conocida, por lo que no se muestra su desarrollo y forma de aplicarla, pero se indica la formulación matemática de la doble-logarítmica (2LN), que tiene la misma base para la log-doble-logarítmica (L2LN).

Distribución	No. fronteras	No. parámetros libres
Gauss o normal	0	2
Galton o log-normal	1	3
Gumbel	0	2
Pearson III o Gamma	1	3
Beta	2	4
2LN	2	4
L2LN	2	4 y 5

TABLA 4.5. Distribuciones de probabilidad asociadas al número de fronteras y parámetros libres para el ajuste de datos experimentales.

4.5.2. Formulación matemática de las distribuciones doble-logarítmica y log-doble-logarítmica

La formulación matemática propuesta para una distribución doble logarítmica (2LN) y log-doble-logarítmica (L2LN) doblemente acotada, tiene la misma base que permite pasar de una distribución normal al aplicar el logaritmo a los datos y obtener una log-normal. A continuación se muestra la formulación para la 2LN y se considera que para el caso de la L2LN, se deben calcular los logaritmos a los datos de la muestra y que debe considerarse que:

Se parte de estimar que una variable física V tiene dos límites extremos V_{\max} y V_{\min} para lo cual se puede definir lo siguiente:

V - variable física analizada.

$$V_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{- valor medio.}$$

$$V_c = (V_{\max} + V_{\min})/2 \quad \text{- valor central.}$$

$$A = (V_{\max} - V_{\min})/2 \quad \text{- semiamplitud.}$$

$$B = V_m - V_c$$

$$X = \frac{1}{A} (V - V_m + B)$$

Y - variable matemática dada por:

$$Y = F \{ \log (V - V_{\min}) - \log (V_{\max} - V) \} - G \quad (4.20)$$

donde F y G son dos parámetros de la distribución.

Al emplear la variable Y1 normalizada en función de X se tiene:

$$Y1 = \log (1+X) - \log (1-X) \quad (4.21)$$

que puede escribirse:

$$Y1 = \log \frac{1+X}{1-X} \quad \text{con } -1 \leq X \leq 1 \quad (4.22)$$

En este caso, X es una primera transformación lineal de la variable física, Y1 es una segunda transformación logarítmica (variable normalizada) y Y es una tercera transformación lineal que permite obtener la ubicación de la función de distribución en relación de los parámetros F y G.

Así, mientras Y está limitada en las dos direcciones, X está limitada por las fronteras -1 y 1; es decir, las fronteras de la variable física son:

$$V_{\max} = V_m - B + A \quad (4.23)$$

$$V_c = V_m - B \quad (4.24)$$

$$V_{\min} = V_m - B - A \quad (4.25)$$

A la distribución así sugerida se le llama doble-logarítmica (2LN); es decir, log-normal que es doblemente acotada, libremente asimétrica en la que el valor medio no corresponde con el central (ni con el de la mediana). En la figura (4.9) se muestran las transformaciones hechas al tomar la variable Q (gasto) como variable física.

La distribución 2LN tiene cuatro parámetros libres: F, G, A y B, que se obtienen de la transformación habitual de la variable física que permite hacer coincidir los valores medios de las distribuciones teórica y experimental; o bien, como los valores correspondientes al error medio cuadrático de ambas distribuciones.

La función de densidad y distribución de probabilidad correspondiente a esta distribución se escribe como:

$$p(x) = 2 FC \frac{e - \{F \log(1+x)/(1-x)-G\}^2/2}{1-x^2}; \quad -1 \leq x \leq 1 \quad (4.26)$$

y

$$P(x) = \int_{-1}^x p(x) dx \quad (4.27)$$

donde:

$p(x)$ - función de densidad de probabilidad

x - argumento normalizado entre $-1 \leq x \leq 1$

$$C = 1 / \sqrt{2\pi} \quad \text{constante para que } P(1)=1$$

F y G - parámetros de la distribución

$P(x)$ - función de distribución de probabilidad en la que

$$P(-1) = 0 \text{ y } P(1) = 1$$

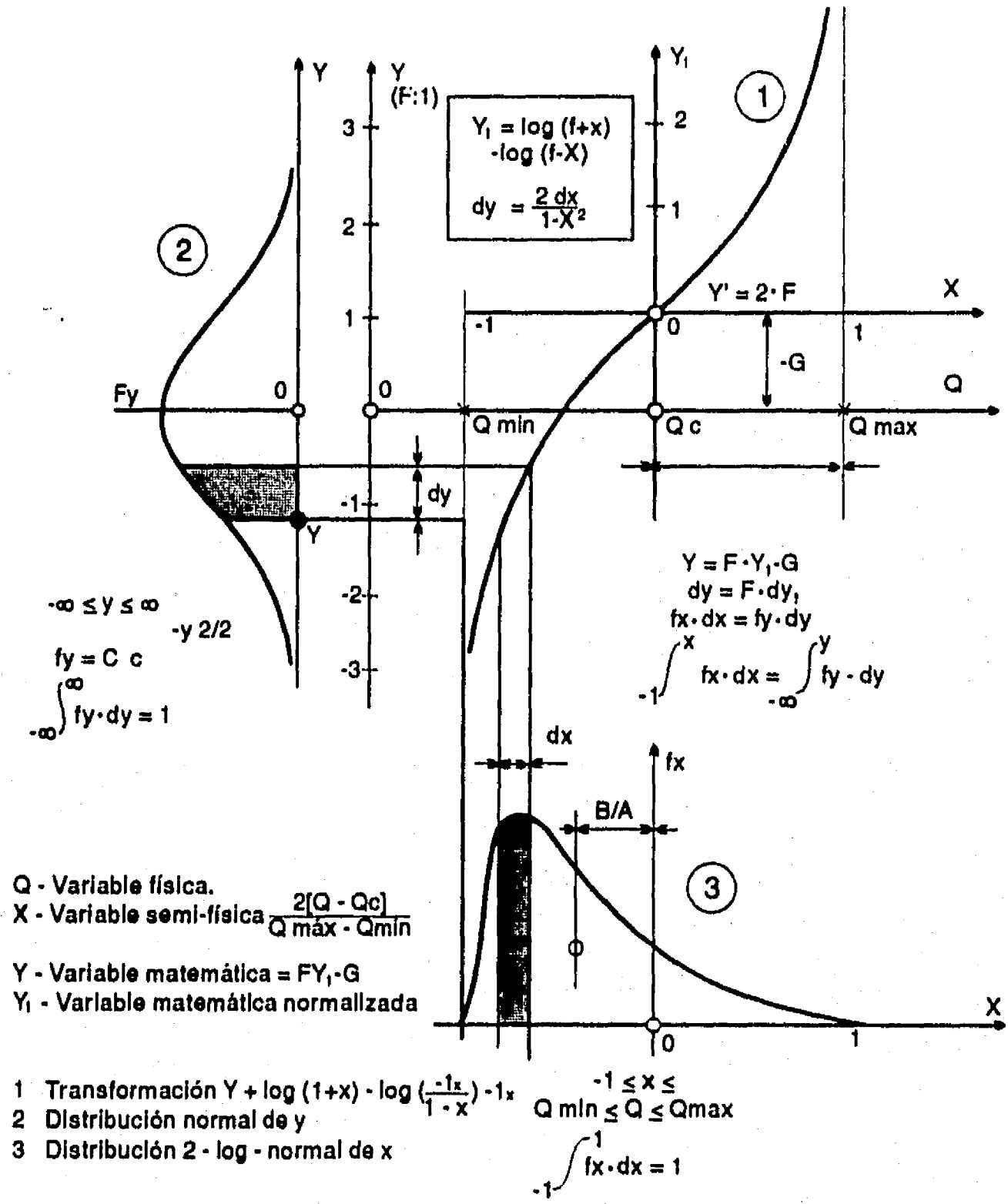


FIGURA 4.9. Distribución acotada 2 log-normal.

4.5.3. Distribuciones 2LN y L2LN; ajuste práctico, límites (máximo y mínimo) y justificación

El procedimiento de ajuste y sus límites se comentan a continuación:

a) Procedimiento de ajuste

Para el ajuste entre las distribuciones teórica y experimental se requiere determinar los cuatro parámetros libres de la función experimental para satisfacer el criterio de ajuste, el cual consiste en hacer coincidir los cuatro primeros momentos de la serie experimental con los de la distribución teórica.

Los primeros cuatro momentos respecto al origen de una serie experimental se definen con base en las siguientes características:

- 1^{er} orden - valor medio de la serie experimental (R_1).
- 2^{do} orden - desviación estándar de los datos experimentales (R_2).
- 3^{er} orden - asimetría de la función (R_3).
- 4^{to} orden - forma característica de la función (R_4).

De esta manera se definen las siguientes relaciones:

$$R_{32} = \frac{R_3}{R_2} \quad \text{y} \quad R_{42} = \frac{R_4}{R_2} \quad (4.28)$$

Del mismo modo, se puede especificar para la distribución teórica los valores de r_1 , r_2 , r_3 , r_4 , r_{32} y r_{42} .

Las relaciones R_{32} y R_{42} (y evidentemente r_{32} y r_{42}) representan las características fundamentales de la función de distribución estudiada y la definen completamente; los parámetros F y G pueden obtenerse en función de las relaciones r_{32} y r_{42} , como se muestra en las figuras (4.10 y 4.11) en las que se indican la forma gráfica de las relaciones.

El procedimiento a seguir es igualar las relaciones $R_{32} = r_{32}$ y $R_{42} = r_{42}$ entre las distribuciones teórica y matemática, y graficar o interpolar de tal manera que el cruce de ambas gráficas marca el valor de F y G; en la parte correspondiente a la justificación, se muestra con detalle como obtenerlos.

Relación R_{32} (en función de F y G)

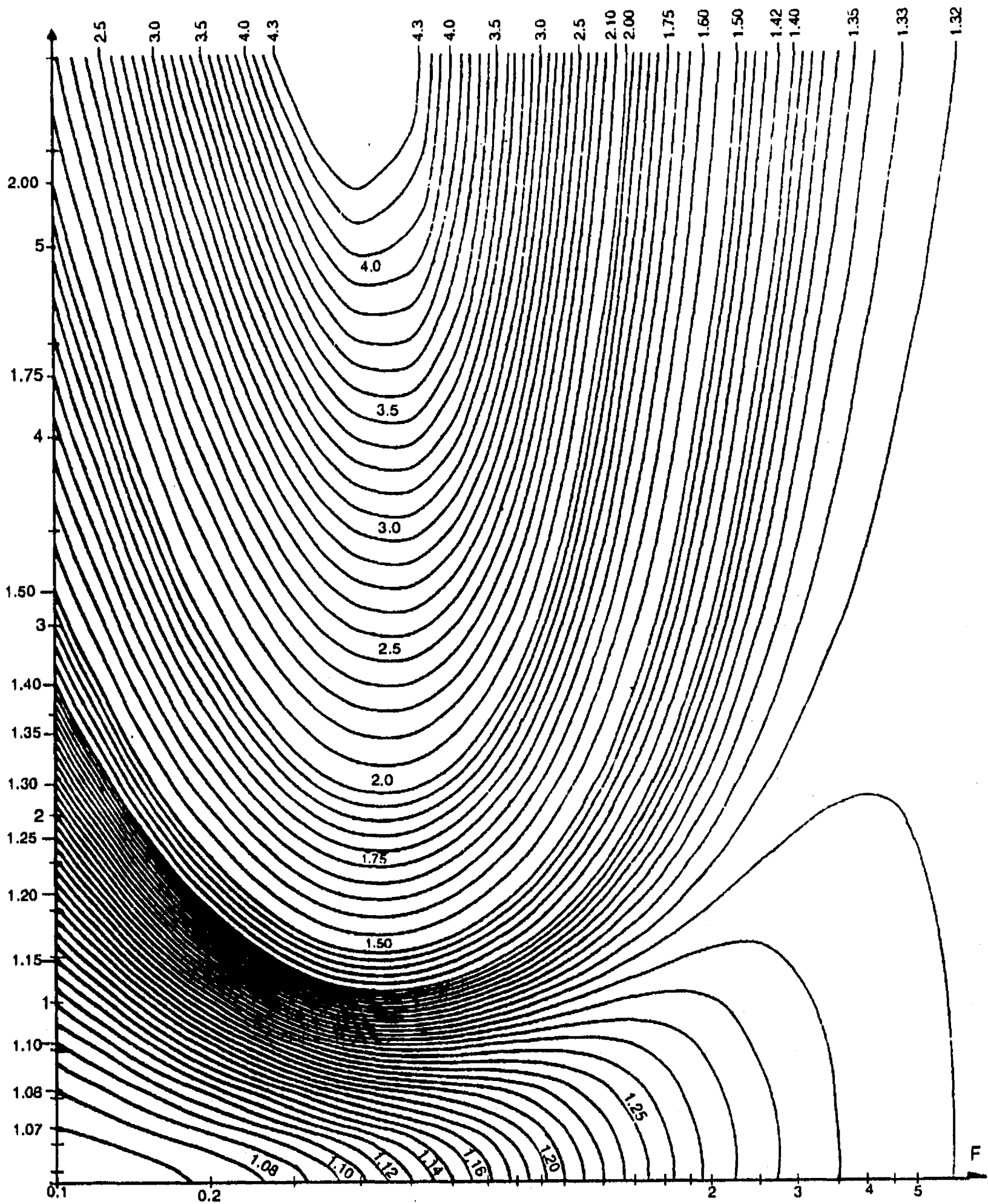


FIGURA 4.10. Relación R_{32} en función de F y G para la función de distribución 2LN y L2LN.

Relación R_{42} (en función de F y G)

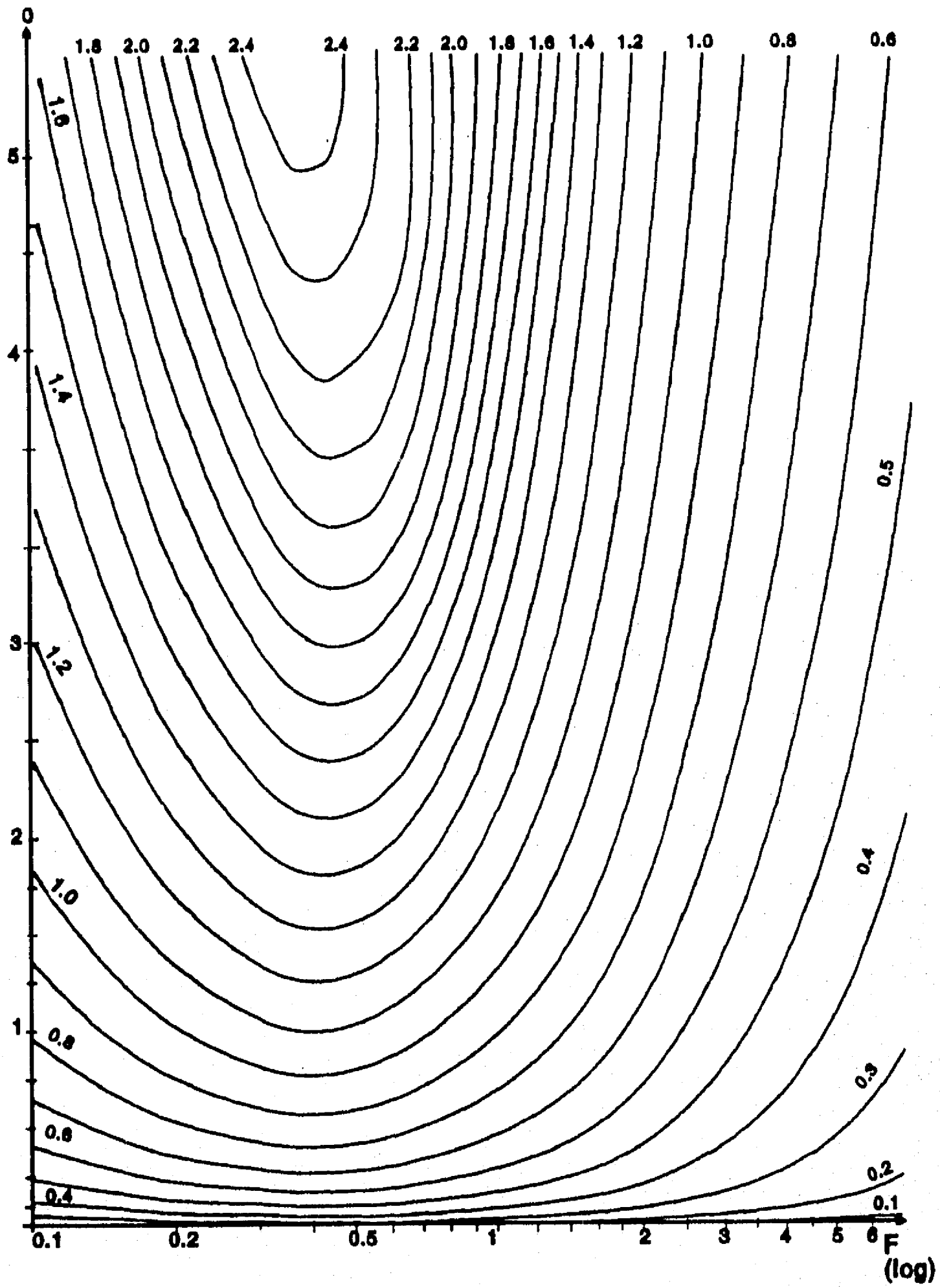


FIGURA 4.11. Relación R_{42} en función de F y G para la función de distribución 2LN y L2LN.

Los parámetros A y B permiten acomodar la media y desviación estándar de la distribución al considerar que:

$$A = \frac{R_2}{R_{2T}} \quad y \quad B = U_{MED} \quad A \quad (4.31)$$

donde:

$$XM = \frac{\sum_{i=1}^n ((p_i x_i) \Delta x)}{\sum_{i=1}^n (p_i \Delta x)}$$

$$R_{2T} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n p_i (x_i - x_M)^2 \Delta x}{\sum_{i=1}^n (p_i \Delta x)} \right)$$

U_i - Es el valor interpolado para cada frecuencia de la serie histórica.

$$U_{MED} = \frac{\sum_{i=1}^n (U_i) / Np}{Np}$$

Np - número de datos considerados.

Con la obtención de estos parámetros, la función de distribución queda totalmente definida.

b) Límites de las distribuciones 2LN y L2LN

Se presentan los siguientes casos límites para la función de distribución:

b.1).- Caso simétrico infinito

Si la distribución es simétrica, se tiene que $Y_1 = 0$ para $X = 0$, entonces:

$$V_{max} = -V_{min}, \quad V_m = 0, \quad V_c = 0, \quad B = 0, \quad G = 0$$

El valor de Y_1 (de 4.22) puede expresarse en serie de potencias como:

$$\log \frac{(1+X)}{(1-X)} = 2 \left\{ X + \frac{X^3}{3} + \frac{X^5}{5} + \frac{X^7}{7} + \dots \right\} \text{ para } |X| \leq 1$$

Sí la distribución es infinita, $A \rightarrow \infty$ y $X \rightarrow 0$, la función de densidad queda para el valor límite:

$$\lim_{X \rightarrow 0} p(X) = \lim_{X \rightarrow 0} 2 FC \frac{e^{-\{F \log((1+X)/(1-X))\}^2/2}}{1 - X^2} = 2 FC e^{-(2FX)^2/2}$$

Se puede concluir, entonces, que la distribución normal es un caso límite de la distribución 2LN, en el sentido de que si A es grande ($A \rightarrow \infty$), la distribución 2LN tiende a una normal, como se muestra en la figura (4.12).

b.2).- Caso asimétrico infinito

Sí la distribución es asimétrica, $V_{\min} = 0$; $A \rightarrow \infty$ y se tiene:

$$A = \frac{V_{\max}}{2}$$

$$V_c = A$$

$$B = V_m - A$$

y se llega a que:

$$X = \frac{V-A}{A} = \frac{V}{A} - 1 \Rightarrow x \rightarrow -1$$

De la figura (4.12) en el punto medio se tiene que $X_m = 0$ y de la ecuación (4.22), $Y_1 = 0$.

$$\Rightarrow 0 = F(\log(1+X_m) - \log(1-X_m)) - G$$

y

$$G = F(\log(1+X_m) - \log(1-X_m))$$

sustituyendo en la ecuación (4.22):

$$Y_1 = F\{\log(1+X) - \log(1-X) - \log(1+X_m) + \log(1-X_m)\}$$

$$\text{Sí } z = 1+X \text{ y } z_m = 1+X_m$$

$$Y_1 = F\{\log(z/z_m) - \log(2-z)/(2-z_m)\}$$

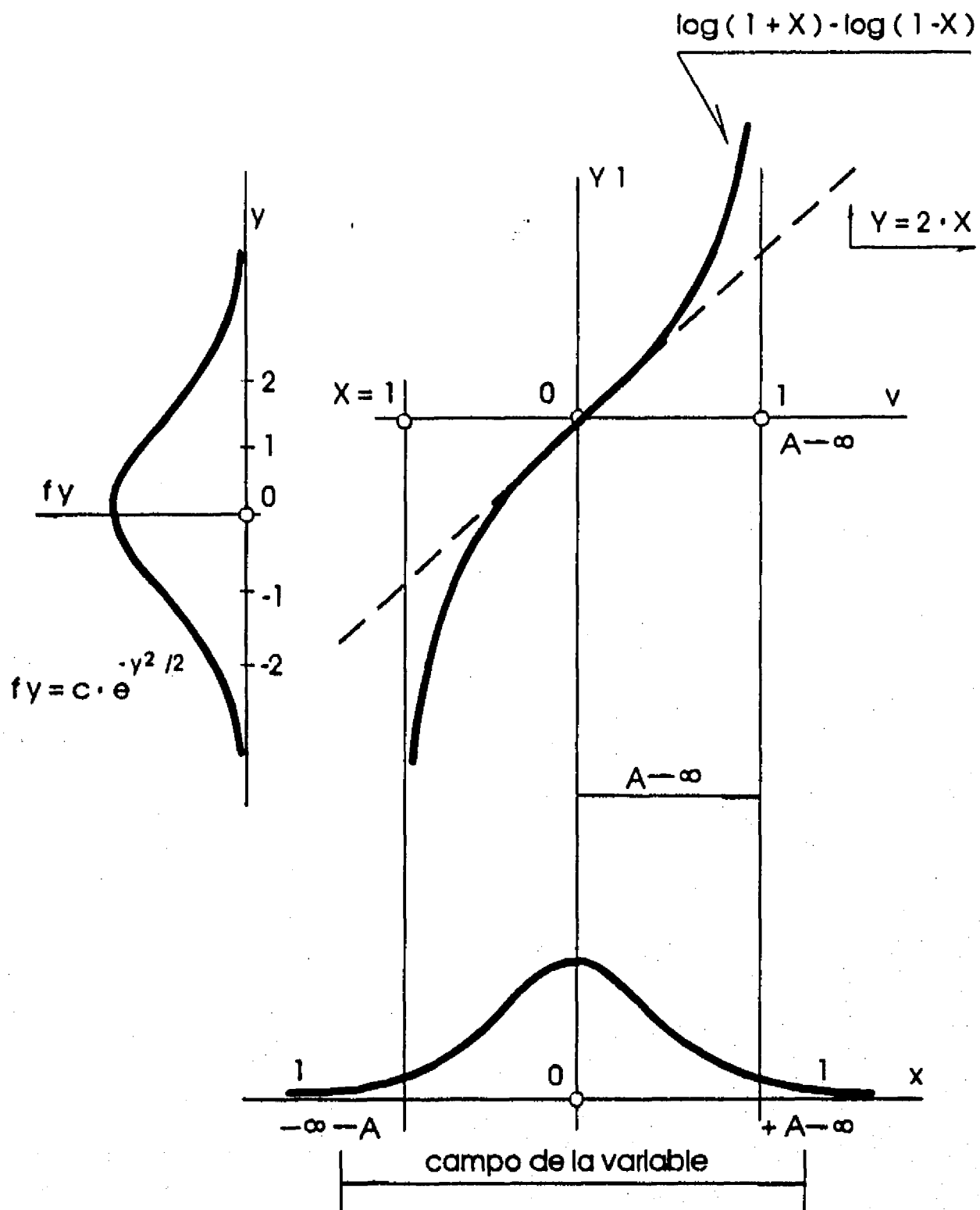


FIGURA 4.12. Tendencia de la distribución 2LN para valores grandes de A ($A \rightarrow \infty$)

en el límite, donde $z \rightarrow 0$, la función de distribución queda:

$$P(z) = \lim_{z \rightarrow 0} 2FC \frac{e^{-\{F \log(z/z_m) - \log(2-z)/(2-z_m)\}^2/2}}{z(2-z)}$$

que resulta:

$$P(z) = FC \frac{e^{-\{F \log(z/z_m)\}^2/2}}{z}$$

Es decir, que en este caso, la distribución de 2LN tiende a la log-normal como se muestra en la figura (4.13).

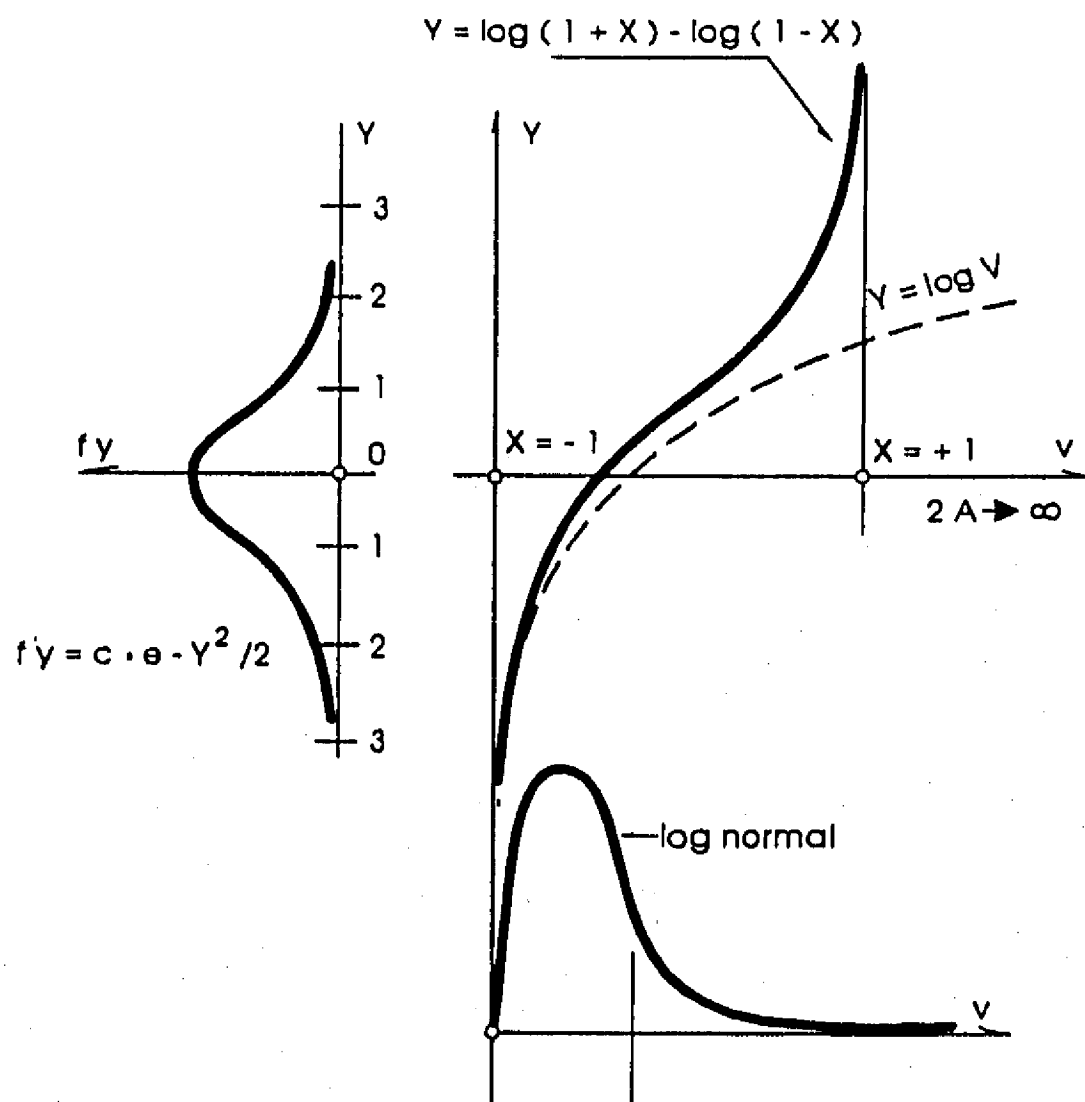


FIGURA 4.13. Tendencia de la distribución 2LN para valores $V_{\min} = 0$ y cuando $A \rightarrow \infty$

Las distribuciones 2LN y L2LN cubren un campo de aplicación muy extenso, donde las distribuciones normal y log-normal son sus casos límites.

Al obtener el ajuste de las distribuciones 2LN y L2LN, se calculan los límites máximo y mínimo asociados a cada una de ellas; en forma práctica el procedimiento de ajuste y la obtención de los límites puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1) De los datos experimentales, se obtienen los cuatro momentos con respecto al origen R_1, R_2, R_3 y R_4 , y se definen las relaciones R_{32} y R_{42} correspondientes.

ii) Se obtienen por interpolación o gráficamente los valores de F y G (figuras 4.10 y 4.11).

iii) Se genera la distribución teórica y se establece la función de densidad y distribución correspondiente.

iv) Para la serie experimental se calculan los valores de U_1 y se estima U_{MED} .

v) Se calculan los parámetros A y B con las ecuaciones dadas por las expresiones (4.31):

$$A = \frac{R_2}{R_{2T}} \quad \text{y} \quad B = U_{MED} A$$

vi) Se calculan los valores máximo y mínimo con las expresiones

$$V_{max} = V_m - B + A; \quad V_{min} = V_m - B - A$$

vii) Se obtienen los gastos asociados a distintos periodos de retorno y se comparan con las distribuciones de probabilidad infinitas o con la Avenida Máxima Probable, así como con la serie histórica.

4.6. Justificación de las distribuciones empleadas

Una distribución teórica no puede justificarse por ella misma desde un punto de vista matemático; de hecho, su justificación debe obedecer a su aplicación en problemas reales. Para mostrar el uso de las distribuciones acotadas e infinitas, se trabajó con siete distribuciones de probabilidad (doble Gumbel, log-normal, exponencial, gumbel y normal de las infinitas, 2LN y L2LN de las acotadas) utilizadas en una muestra estadística de 30 años de gastos máximos medios diarios del Proyecto Hidroeléctrico Infiernillo (Río Balsas) cuyos valores se presentan en la tabla (4.6).

Para el caso de la distribución L2LN, al emplear el proceso de ajuste a la muestra antes señalada, se obtienen los siguientes resultados:

Momento de orden 1.....;	$R_1 = 8.2189$	
Momento de orden 2.....;	$R_2 = 0.6039$	$R_{32} = 0.8538$
Momento de orden 3.....;	$R_3 = 0.5156$	
Momento de orden 4.....;	$R_4 = 0.8083$	$R_{42} = 1.3388$

AÑO	GASTO MAXIMO (m ³ /s)
1955	8692
1956	2096
1957	1241
1958	4287
1959	2851
1960	2798
1961	3153
1962	3379
1963	2746
1964	3040
1965	
1966	
1967	15271
1968	2672
1969	5891
1970	3701
1971	4737
1972	4396
1973	6655
1974	2593
1975	4563
1976	14154
1977	3592
1978	4094
1979	3791
1980	2636
1981	4412
1982	1375
1983	2345
1984	11563
1985	2236
1986	1571

TABLA 4.6. Gastos máximos medios diarios en el período histórico 1955-1964 y de funcionamiento de la presa 1967-1986.

Las figuras (4.10 y 4.11), se obtienen de la intersección (o por interpolación):

$$F = 1.7527 \quad \text{y} \quad G = 1.7797$$

Se calculan los valores:

$$XM = 0.44004$$

$$U_{MED} = -0.4457$$

$$R_{2T} = 0.21982$$

$$A = 15.59884 \quad y \quad B = 0.29403$$

$$Q_{MAX} = 197,266 \text{ m}^3/\text{s} \quad y \quad Q_{MIN} = 808.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los gastos asociados a distintos periodos de retorno calculados con esta distribución se muestran en la tabla (4.7):

i	T_r	Q_i
1	1.001	1114
2	1.01	1307
3	1.1	1791
4	2	3487
5	5	6154
6	10	8563
7	50	15638
8	100	19307
9	500	29059
10	1000	33693
11	5000	45150
12	10000	50270

TABLA 4.7. Valores de gastos asociados a distintos periodos de retorno con la distribución L2LN.

Los resultados obtenidos para las distintas distribuciones se resumen en la tabla (4.8), donde se muestra el error cuadrático, los gastos inferidos a periodos de retorno de 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10 000 años (Q_{50} , Q_{100} , Q_{500} , Q_{1000} , Q_{5000} y Q_{10000}), y los límites máximos de las distribuciones.

DISTRIBUCION	ERROR CUADRÁTICO	Q_{50}	Q_{100}	Q_{500}	Q_{1000}	Q_{5000}	Q_{10000}	LIMITE
1. - INFINITAS								
DOBLE GUMBEL	2268	18304	21296	28081	30978	37761	40588	∞
LOG-NORMAL	5648	14623	17615	25561	29666	39119	46378	∞
EXPONENCIAL	6091	14729	17152	22777	25200	30825	33247	∞
GUMBEL	7323	13612	15515	19912	21802	26190	28078	∞
NORMAL	10011	11732	12687	14618	15360	16934	17559	∞
2. - ACOTADAS								
2 LN	5127	10161	16653	17422	17517	17612	17632	17652
L2LN	5569	10303	19319	29124	33778	45312	50468	197266

TABLA 4.8. Valores de Q_{50} , Q_{100} , Q_{500} , Q_{1000} , Q_{5000} y Q_{10000} para distintas distribuciones con una muestra de 30 años del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo.

En la figura (4.14) se muestran los resultados de esta tabla, y se tiene que para un período de retorno de 100 años los valores son similares para cada distribución analizada; no se puede decir lo mismo para los periodos de retorno de 1,000 y 10,000 años. Con excepción de las distribuciones 2LN y L2LN, todas las demás indican gastos infinitos para una probabilidad nula, es decir, presentan una asíntota a partir de periodos de recurrencia de 1,000 y algunas de 10,000 años.

En la figura (4.15) se señalan los puntos de los valores de avenidas históricas de los gastos máximos medios diarios y el ajuste hecho para cada una de las distribuciones analizadas. Considerando que el gasto medio diario máximo es de $15,271 \text{ m}^3/\text{s}$ y el máximo medio diario de $3,610 \text{ m}^3/\text{s}$, se puede observar lo siguiente:

- El error cuadrático mínimo corresponde a las distribuciones doble Gumbel, 2LN y L2LN.

- Los valores para Q_{10000} son parecidos entre sí por parejas de distribuciones; normal - 2LN, Gumbel - exponencial, doble Gumbel - Log-normal y L2LN.

P. H. INFIERNILLO

Extrapolación de curvas Gasto-Tr

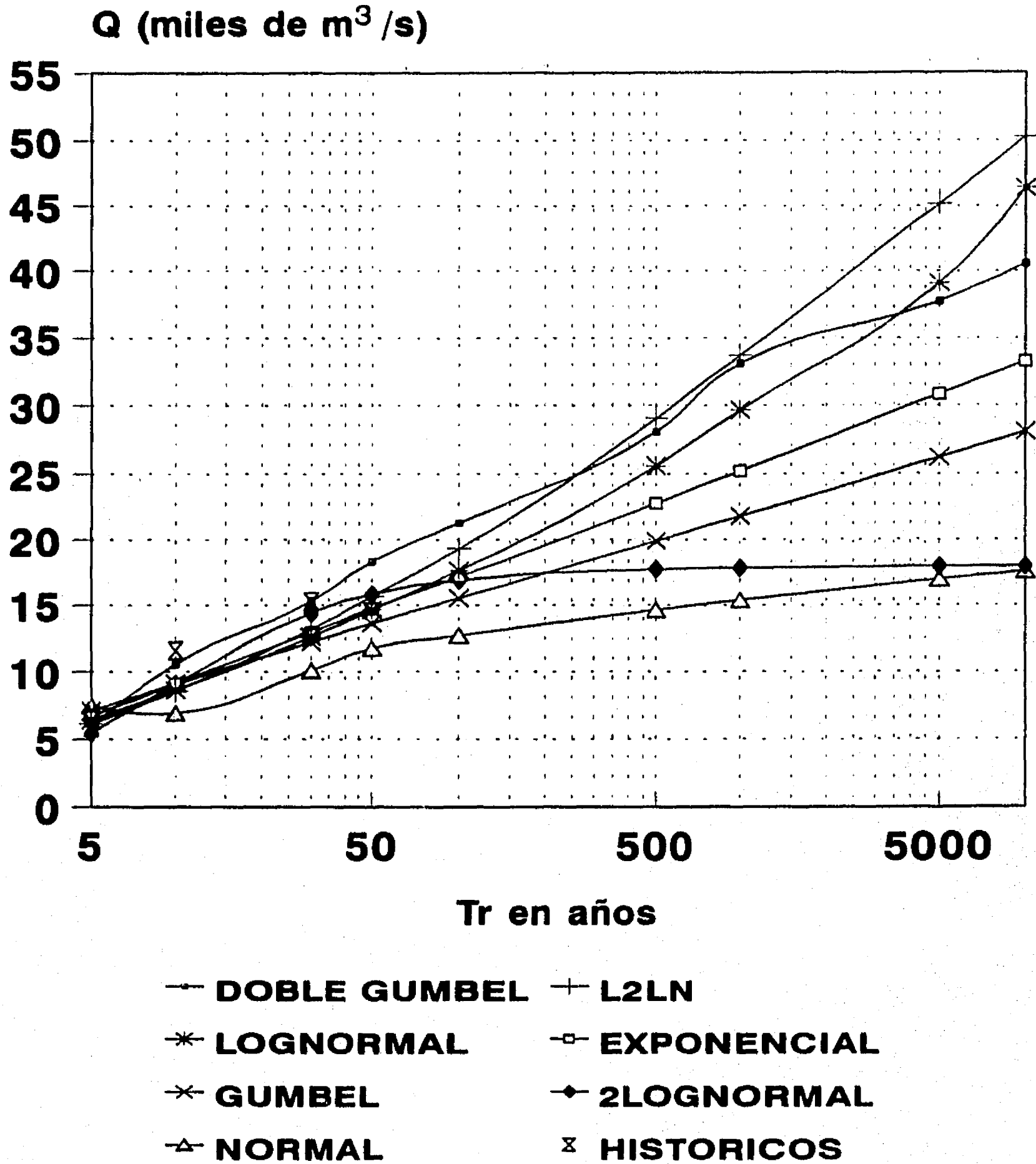


FIGURA 4.14. Extrapolación para la serie hidrológica de la serie de 30 años del Infiernillo.

P. H. INFIERNILLO
Curvas Gasto-Periodo de retorno

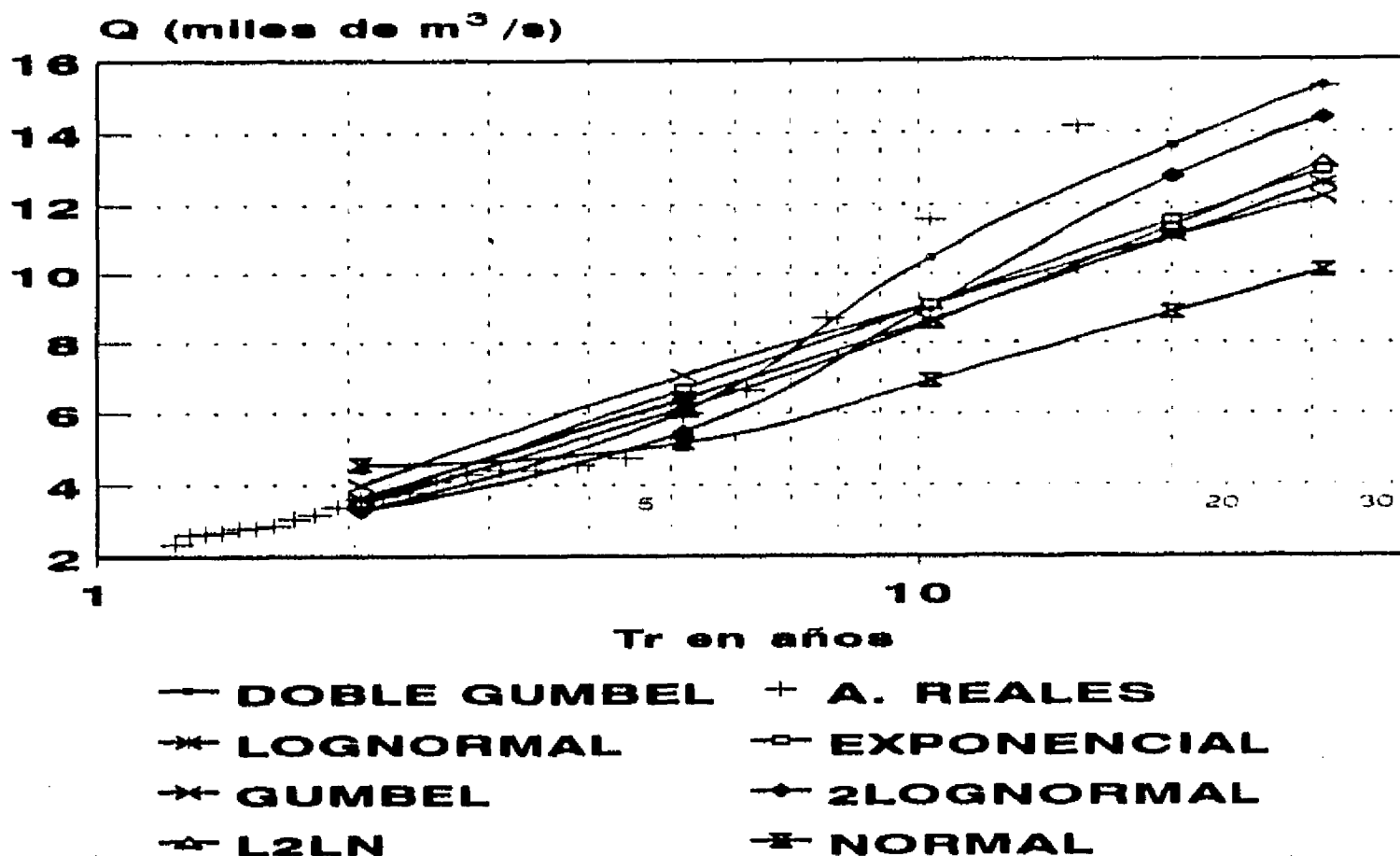


FIGURA 4.15. Gastos máximos contra periodos de retorno en el periodo de avenidas históricas.

De las gráficas se puede comentar que:

a) Los gastos correspondientes a Q_{100} se agrupan relativamente cerca entre sí, excepto para la distribución normal que es muy pequeña, y doble Gumbel y L2LN que son grandes.

b) Para Q_{1000} los gastos pertenecientes a las distribuciones L2LN, empiezan a ser mayores que los de las otras distribuciones; esta situación se acentúa más en el caso del Q_{10000}

c) La distribución normal queda muy por abajo de los valores históricos, como lo muestra el hecho de que el error cuadrático es 10,011.

Para las distribuciones de probabilidad acotadas, en cuanto al gasto máximo, se puede decir lo siguiente:

a) El gasto máximo obtenido para la distribución 2LN de $17,652 \text{ m}^3/\text{s}$, puede juzgarse muy bajo, ya que el máximo histórico registrado en 30 años de registros es de $15,271 \text{ m}^3/\text{s}$.

b) El gasto máximo de $197,266 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente a la distribución L2LN es alto en comparación con los fijados por los criterios hidrometeorológicos (AMP que se señalan en el capítulo 6); sin embargo, el

gasto correspondiente a Q_{10000} , es del orden del máximo obtenido con las distribuciones infinitas ($46,378 \text{ m}^3/\text{s}$ que pertenece a la distribución log-normal).

En resumen, se considera que el análisis que se presentan en los capítulos subsecuentes, se hará con las distribuciones doble Gumbel y log-normal para las infinitas y la L2LN para las acotadas.

4.7. Criterio propuesto para estimar el riesgo de falla en presas con el uso de distribuciones acotadas

El criterio que se propone para estimar el riesgo de falla en presas con el uso de distribuciones de probabilidad acotadas es el siguiente:

a) Determinar los valores históricos máximos de cada variable definiendo la serie experimental.

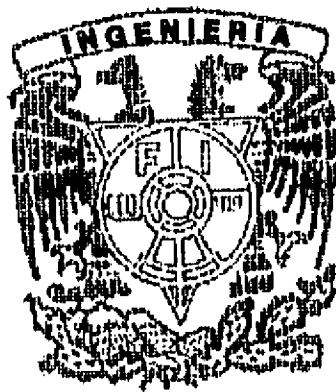
b) Ajustar la distribución experimental con las teóricas infinitas y con las acotadas, utilizando el criterio de avenidas sintéticas expuesto en el capítulo 2, y considerar el criterio del mínimo error cuadrático para definir las distribuciones de mejor ajuste, encontrando posteriormente las funciones de densidad y distribución correspondientes.

c) Aplicar el Método Avanzado de los Segundos Momentos (MASM) planteando la función de comportamiento para cada distribución infinita y evaluar la probabilidad de falla correspondiente.

d) Para fines comparativos, comprobar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad con los obtenidos con distribuciones infinitas asociadas a distintas condiciones de nivel inicial y las acotadas con los resultados obtenidos históricos de referencia.

e) Si existen dudas de los valores encontrados, cotejar contra las probabilidades de falla obtenidos con el método de simulación de MonteCarlo.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 5

**MODELOS DE
DESBORDAMIENTO EN PRESAS**

CAPITULO 5

	Pág.
INDICE	
5. MODELOS DE FALLA EN PRESAS	96
5.1. Introducción	96
5.2. Modelo general de desbordamiento	97
5.3. Modelo de desbordamiento ante avenidas	102
5.3.1 Formulación de la función de comportamiento	103
5.3.2. Variables de la función de comportamiento	104
5.3.2.1. Altura de la presa H_p	104
5.3.2.2. Elevación inicial en el embalse h_o	104
5.3.2.3. Curva elevaciones-capacidades	105
5.3.2.4. Curva elevaciones-gastos del vertedor	106

5. MODELOS DE FALLA EN PRESAS

5.1. Introducción

En este capítulo se presenta primero un esquema mediante el cual es posible (al menos teóricamente) abordar el problema de determinar el riesgo global de falla en presas (entendida como la probabilidad de falla por cualquier mecanismo -filtración, tubificación, desbordamiento, etcétera-) inducido por cualquier agente o fuerza geofísica (avenidas, sismos, viento, etcétera).

En la segunda parte se desarrolla con mayor detalle un modelo general de desbordamiento provocado por la ocurrencia de diversas fuerzas geofísicas. Finalmente, en la tercera parte, se analiza el caso específico de la falla por desbordamiento ante avenidas.

La falla de una presa ocurre cuando uno o más de los eventos de falla se presentan; este tipo de eventos entre otros son el desbordamiento sobre la cortina, tubificación, filtraciones excesivas, inestabilidad, etcétera.

En la figura (5.1) se muestra un árbol de falla simplificado en el que se indican algunos eventos que pueden contribuir a la falla de una presa existente.

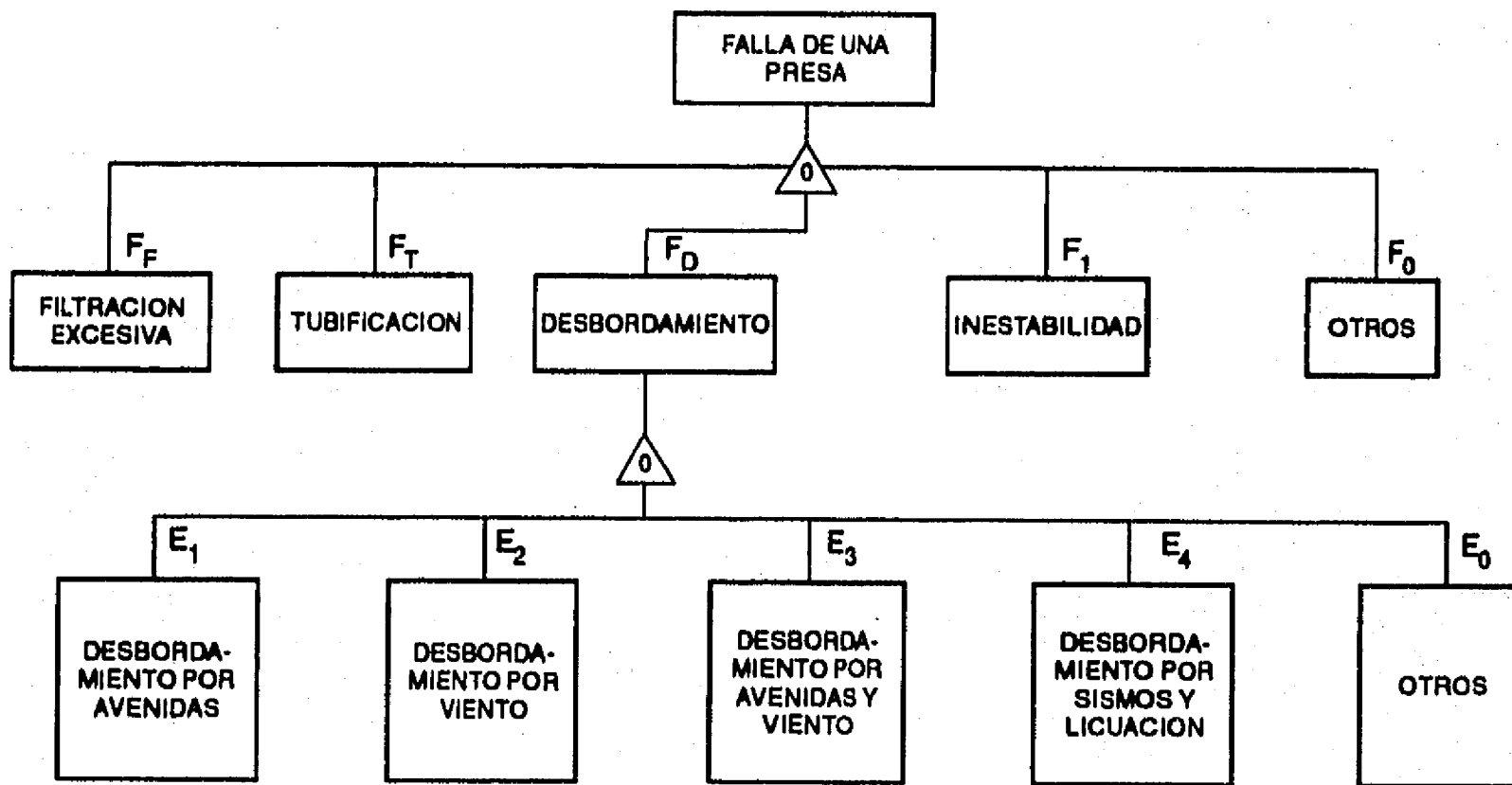


FIGURA 5.1. Arbol de falla simplificado para una presa de tierra existente.

En el árbol de falla mostrado se emplea un nudo 'O' para conectar los eventos mencionados, si F representa el evento de falla, entonces:

$$F = F_F \cup F_T \cup F_D \cup F_I \cup F_O \quad (5.1)$$

En la que F_F , F_T , F_D , F_I , y F_O representan los eventos de falla por filtraciones, tubificación, desbordamiento, inestabilidad y otros. El riesgo total de la falla de la presa puede expresarse como:

$$P[F] = P[F_F \cup F_T \cup F_D \cup F_I \cup F_O] \quad (5.2)$$

Para evaluar el riesgo total de falla de una presa ($P[F]$), todas las causas y factores relacionados con las ecuaciones (5.1) y (5.2) deben ser considerados con todo detalle. Esto requiere un gran acopio de información, conocimiento y tiempo, lo cual queda fuera del alcance de los objetivos de este trabajo.

Por lo anterior, el estudio mostrado en este trabajo se limita a la evaluación de riesgo por desbordamiento ante avenidas. En el capítulo 6 se presenta el caso práctico de la evaluación de riesgo ante este caso; sin embargo, es indudable que la falla debida a otras causas puede evaluarse en forma similar y el riesgo total puede calcularse de acuerdo a un árbol de falla como el mostrado y con el uso de la ecuación (5.2).

5.2. Modelo general de desbordamiento

En este subcapítulo se desarrolla un modelo que permite estimar el riesgo de falla por desbordamiento en una presa considerando que dicho desbordamiento puede ser inducido por distintas fuerzas geofísicas que pueden actuar solas o combinadas.

Un desbordamiento ocurre cuando el nivel del agua de un embalse pasa sobre la corona de la cortina (o de la ataguía en el caso de obras de desvío). El desbordamiento puede ocurrir a partir de: i) insuficiencia del vertedor - o de la conducción del desvío -, ii) oleaje inducido por viento, deslizamiento de taludes sobre el embalse, licuación por efectos sísmicos y otras fuerzas geofísicas, iii) la combinación de efectos de i) y ii). Los eventos de falla por varias combinaciones de fuerzas geofísicas están relacionadas por un nudo tipo 'O' como el mostrado en la figura (5.1). El riesgo por desbordamiento puede evaluarse entonces como:

$$P[F_D] = P[E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots \cup E_i \cup E_n] \quad (5.3)$$

A continuación se presentan los modelos que permiten evaluar la probabilidad de falla por desbordamiento ante avenidas. Se pretende considerar en el planteamiento de dichos modelos la variación que pueden tener las fuerzas geofísicas al tomar en cuenta las características estocásticas de las

variables que intervienen en el fenómeno. La función de comportamiento que relaciona la carga y resistencia se presenta para cada caso al considerar que las variables aleatorias tienen un comportamiento estacionario a lo largo del tiempo. Una presa está sujeta a la ocurrencia de varias fuerzas geofísicas durante su vida útil; una de ellas es el desbordamiento, el cual ocurre cuando el agua contenida en un embalse escurre sobre la cortina, que en caso de ser de tierra y enrocamiento se erosiona muy rápidamente y sobreviene la falla que en la mayoría de los casos es catastrófica. El desbordamiento puede ocurrir, desde el punto de vista hidráulico, por la insuficiencia del vertedor, desde el punto de vista hidrológico, por una deficiente evaluación de la avenida de diseño y, desde el punto de vista del comportamiento estructural de la cortina, al deformarse por efectos sísmicos o al presentarse el fenómeno de licuación en el cuerpo de la cortina; la falla también puede ocurrir al tenerse un funcionamiento defectuoso del equipo de descarga del vertedor (compuertas, malacates, servomotores, alimentación eléctrica, etcétera).

Si h_g es la altura del nivel del agua que sobrepasa una cortina de altura H_p por efecto de una fuerza geofísica G tal como una avenida (considerando que h_g contiene a h_o que es el nivel inicial del embalse), entonces el desbordamiento ocurre cuando $(h_g > H_p)$, como se muestra en la figura (5.2). La probabilidad por desbordamiento P_D puede expresarse como:

$$P_D = P\{h_g > H_p\} \quad (5.4)$$

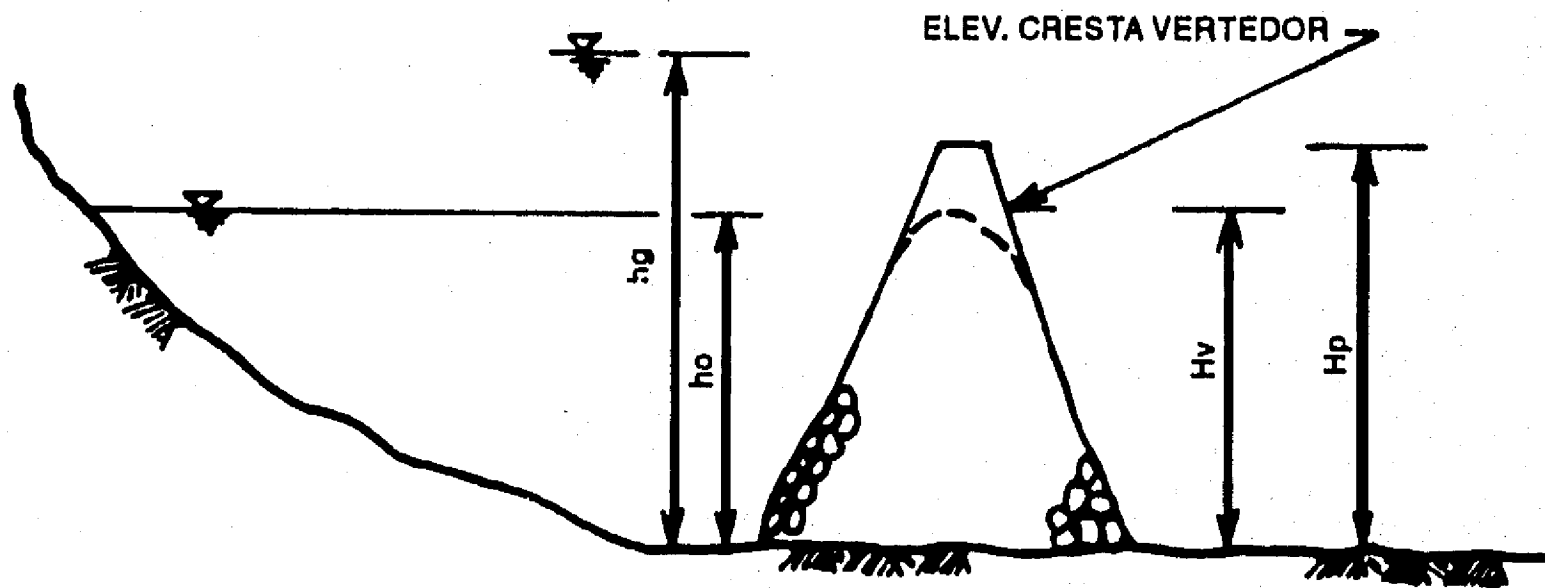


FIGURA 5.2. Esquema del comportamiento de una presa ante desbordamiento.

Las fuerzas geofísicas que pueden causar desbordamiento son las extremas que se consideran extraordinarias y de rara ocurrencia.

La ocurrencia de fuerzas extraordinarias pueden modelarse como un proceso de Poisson, el cual se basa en las siguientes suposiciones:

- a) Una fuerza puede ocurrir en cualquier período de tiempo.
- b) La ocurrencia de la fuerza en un intervalo de tiempo Δt es independiente de la ocurrencia en cualquier otro intervalo.
- c) La probabilidad de ocurrencia de la fuerza es proporcional a la duración del intervalo. La probabilidad de dos o más ocurrencias de la fuerza en el mismo intervalo de tiempo es despreciable.

Con estas suposiciones, la probabilidad de que una fuerza G ocurra n veces en un período de tiempo T queda descrita como:

$$P[G \text{ ocurra } n \text{ veces}] = \frac{(\nu T)^n e^{-\nu T}}{n!} e^{-\nu T} \quad n=0, 1, 2, \dots, N \quad (5.5)$$

donde ν es la ocurrencia media de G .

A partir de la ley multiplicativa de la teoría de probabilidades, el riesgo por desbordamiento en n ocurrencias de G puede expresarse como:

$$P[E_G | G \text{ ocurra } n \text{ veces}] = 1 - (1 - P_D)^n \quad (5.6)$$

En la cual E_G representa el evento de falla donde $h_g > H_p$.

El riesgo por desbordamiento inducido por la ocurrencia de una fuerza geofísica en un tiempo de servicio dado T , es entonces por el teorema total de probabilidades:

$$\begin{aligned} P_{EG}(T) &= \sum_{n=0} P(E_G | G \text{ ocurra } n \text{ veces}) P(G \text{ ocurra } n \text{ veces}) = \\ &= \sum_{n=0} [1 - (1 - P_D)^n] P_D = \\ &= \sum_{n=0} [1 - (1 - P_D)^n] \frac{(\nu T)^n e^{-\nu T}}{n!} \end{aligned}$$

Se puede demostrar por inducción matemática que :

$$P_{EG}(T) = 1 - \exp(-\nu T P_D) \quad (5.7)$$

Para obtener el riesgo total por desbordamiento de una presa, las relaciones entre el evento por desbordamiento F_D , y los eventos componentes inducidos por las fuerzas geofísicas E_i pueden relacionarse con la ecuación (5.3). Si $\overline{E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots}$ es el complemento de $E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots$, la no-ocurrencia de un desbordamiento se da por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 P[F_D] &= 1 - P[\overline{E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots}] \\
 &= 1 - P[\overline{E_1} \cap \overline{E_2} \cap \overline{E_3} \cap \dots] \\
 &= 1 - P[\overline{E_1}] P[\overline{E_2}] P[\overline{E_3}] \\
 &= 1 - \prod_{i=1}^n P[\overline{E_i}] \quad (5.8)
 \end{aligned}$$

en la cual E_1, E_2, \dots, E_n se suponen estadísticamente independientes y $P[\overline{E_i}]$ es la probabilidad de no-desbordamiento del i -ésimo evento. A partir de la ecuación (5.7), la probabilidad para que un evento E_i no ocurra en un período de tiempo T es:

$$\begin{aligned}
 P_{\overline{E_i}}(T) &= 1 - P_{E_i}(T) \\
 &= \exp(-\nu_i T P_i) \quad (5.9)
 \end{aligned}$$

en la cual ν_i es el tiempo medio de ocurrencia de la i -ésima fuerza geofísica, y P_i es el riesgo por desbordamiento inducido en cada ocurrencia de la i -ésima fuerza geofísica. Al sustituir la ecuación (5.8) en la (5.7), el riesgo total por desbordamiento en un período de tiempo T , es:

$$\begin{aligned}
 P_{FD}(T) &= 1 - \prod_{i=1}^n \exp(-\nu_i T P_i) \\
 &= 1 - \exp\left[-\sum_{i=1}^n \nu_i T P_i\right] \quad (5.10)
 \end{aligned}$$

Las posibles combinaciones de fuerzas que ocurrirían durante la vida útil de la presa se muestran en la figura (5.3); hay tres tipos de conexiones con trayectorias 'SI' y 'NO', cada trayectoria describe una posible combinación de fuerzas. Para las cuatro posibles fuerzas geofísicas mostradas, hay $n=15$ posibles combinaciones de fuerzas que podrían inducir

una falla por desbordamiento. Con la ecuación (5.10), el riesgo total por desbordamiento inducido por estas fuerzas pueden representarse por las siguientes ecuaciones:

$$P_D(T) = 1 - \exp\left\{ -T \left[\sum_{i=1}^4 \nu_i P_i + \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1, j \neq i}^4 \nu_{ij} P_{ij} + \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1, j \neq i}^4 \sum_{k=1, k \neq i, j}^4 \nu_{ijk} P_{ijk} + \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1, j \neq i}^4 \sum_{k=1, k \neq i, j}^4 \sum_{l=1, l \neq i, j, k}^4 \nu_{ijkl} P_{ijkl} \right] \right\} \quad (5.11)$$

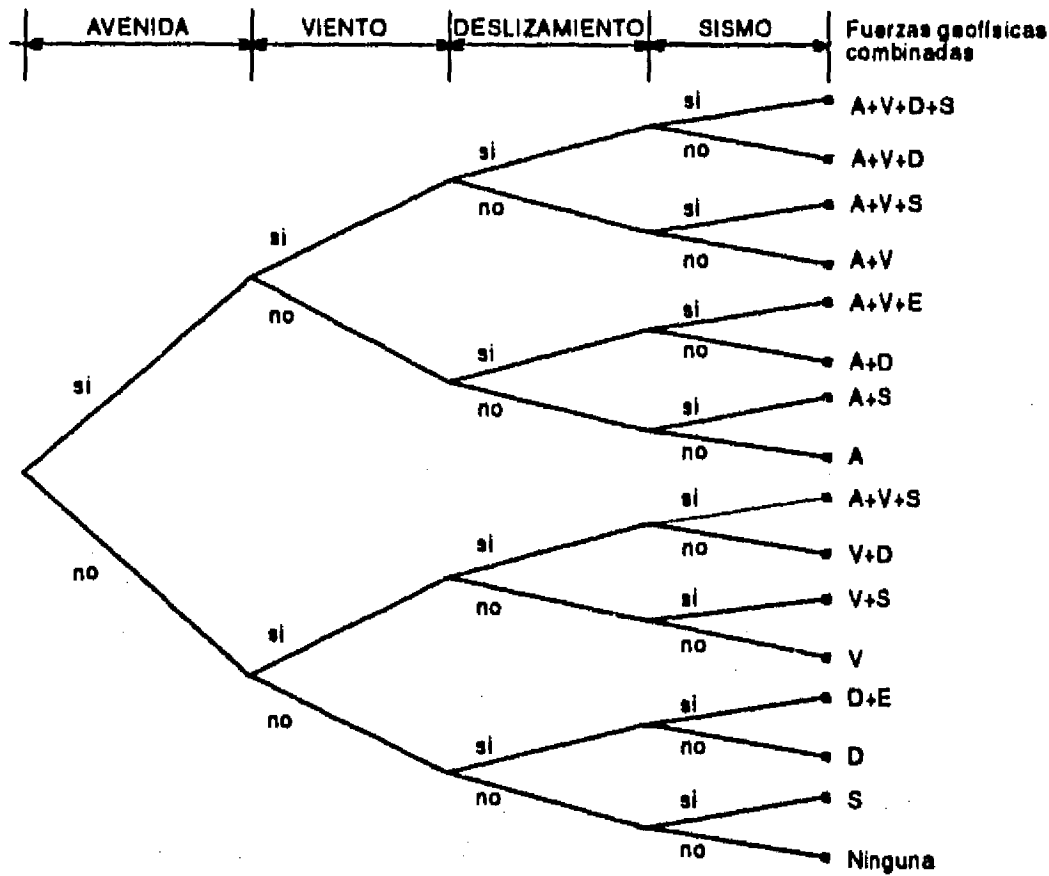


FIGURA 5.3. Posibles combinaciones de ocurrencias de cuatro fuerzas geofísicas.

En la cual ν_i es la ocurrencia media del fenómeno, ν_{ij} , ν_{ijk} , ν_{ijkl} son las ocurrencias medias coincidentes de dos, tres y cuatro fuerzas respectivamente, y P_i , P_{ij} , P_{ijk} , y P_{ijkl} son los riesgos por desbordamientos dada la ocurrencia coincidente de una, dos, tres y cuatro fuerzas geofísicas respectivamente.

Los cuatro términos entre paréntesis de la ecuación (5.11) representan las contribuciones relativas al riesgo total por desbordamiento a partir de los eventos componentes del desbordamiento inducido por las posibles combinaciones de las cuatro fuerzas geofísicas. En situaciones prácticas, no todos los términos entre paréntesis se necesitan considerar; usualmente el cuarto término es despreciable debido fundamentalmente a la poca posibilidad de que ocurran en forma simultánea las cuatro fuerzas; el tercer término es significativo solamente cuando el valor del producto de la ocurrencia media de ν_i y ν_j de cada componente de carga inducida por la fuerza respectiva, es

mayor que 10^{-1} , de otra manera puede ser ignorada si $\nu_i \nu_j$ es menor que 10^{-2} , lo cual ocurre frecuentemente en un análisis de riesgo de falla ante avenidas.

Si dos o más fuerzas independientes ocurren en forma simultánea, y cada una está descrita por un proceso de Poisson, entonces las combinaciones de cargas inducidas en el sistema también siguen un proceso de Poisson. Al suponer que la magnitud y duración de una carga son independientes, Wen (1977) demostró que las combinaciones de cargas combinadas pueden derivarse a partir de la carga tal que para un proceso de dos fuerzas simples (con medias ν_i y μ_j) se tiene que:

$$\nu_{ij} \cong \nu_i \nu_j (\mu_i + \mu_j) \quad (5.12)$$

para tres fuerzas simples concurrentes:

$$\nu_{ijk} = \nu_i \nu_j \nu_k (\mu_i \mu_j + \mu_j \mu_k + \mu_k \mu_i) \quad (5.13)$$

En este caso, μ_i es la duración media de la i -ésima carga inducida por una ocurrencia simple de una fuerza geofísica en un período de tiempo T .

En algunas fuerzas geofísicas, la suposición de independencia en las ocurrencias, las magnitudes y las duraciones puede no ser satisfactoria. Wen y Pearce (1981) desarrollaron modelos para procesos con cargas dependientes.

Sin embargo, debido a lo complejo de los cálculos y a la necesidad de información que se requiere, no se presenta en este trabajo el enfoque mencionado. Bajo el punto de vista de obtener resultados preliminares, los errores debidos a las suposiciones de independencia son tolerados; no obstante, es deseable considerar estos factores en futuros estudios y emplear en ese caso la ecuación (5.7) para la estimación de probabilidades combinadas. En el estudio de caso este planteamiento no se emplea en forma directa.

5.3. Modelo de desbordamiento ante avenidas

Independientemente de los objetivos para los cuales se construyó una presa, ésta almacenará agua y atenuará los gastos pico que se presentan en forma natural. En el caso de que el vertedor no opere en forma adecuada o se presente una avenida mayor de la que puede regular la estructura (con su respectivo nivel en el embalse), el desbordamiento se presentará sobre la cortina. Como se mostró anteriormente, la probabilidad de desbordamiento de la cortina puede definirse como:

$$P_D = P[h_g > H_p] \quad (5.14)$$

Suponiendo que la ocurrencia de avenidas sigue un proceso de Poisson con una ocurrencia media por año ν_F , y las funciones de distribución de probabilidad para h_g , H_p y h_o permanecen constantes para cada ocurrencia de avenidas, se puede entonces usar la ecuación (5.7) para evaluar la probabilidad de falla por desbordamiento en la que para un período de tiempo T , P_{FD} puede evaluarse como:

$$P_{FD} [T] = 1 - \exp(-\nu_F T P_F) \quad (5.15)$$

Las variables involucradas en las ecuaciones (5.14) y (5.15) se presentan a continuación.

5.3.1 Formulación de la función de comportamiento

La formulación de la función de comportamiento de la ecuación (5.14) puede expresarse como:

$$g_F = H_p - h_g \quad (5.16)$$

El valor de H_p es fijo, ya que es la altura de la cortina que se está analizando.

El valor de h_g representa el máximo nivel que puede alcanzarse en un embalse por efectos de avenidas, su valor depende del hidrograma de entrada, del gasto pico, de la duración de dicho hidrograma, del nivel inicial del embalse (h_o) y de la capacidad de descarga del vertedor.

A partir del nivel inicial h_o , la avenida entra al embalse y, antes de la ocurrencia de h_g , el almacenamiento se llena hasta H_p (fig. 5.2), el almacenamiento alcanza entonces el volumen máximo V_{max} que puede retener la presa en forma natural a la altura H_p . La descarga a la salida del vertedor se incrementa a medida que el nivel en el embalse aumente y se alcanza el nivel máximo h_g . La magnitud de esta elevación se obtiene entonces de un 'tránsito de avenidas por vasos' para el cual se toma en cuenta la capacidad del embalse (curva elevaciones-capacidades) que está en función de los datos topográficos de la presa.

El nivel inicial h_o es el que define la política de operación de la presa en cuestión; para la determinación del mismo se hacen intervenir los gastos de entrada y otras pérdidas (evaporación, etcétera), así como el tipo de uso o aprovechamiento para los efectos de la demanda, interviene también el hecho de si la presa debe utilizarse para el control de avenidas. En presas existentes, puede obtenerse con base en el comportamiento histórico y las observaciones de los niveles usuales de operación.

5.3.2. Variables de la función de comportamiento

Todas las variables relevantes de la falla por desbordamiento ante avenidas descritas anteriormente, están sujetas a incertidumbres. La información estadística de cada variable deberá conocerse o suponerse a partir de registros históricos anteriores, mediciones directas y juicios razonables.

Las variables de la función de comportamiento se dividen en los siguientes grupos:

- a) Hidrológicas. Se incluyen las que se consideren significativas para definir el hidrograma de entrada, tales como la lámina de lluvia, duración del hidrograma, gasto pico, etcétera. El proceso a seguir, como ya se mencionó, es ajustar las variables significativas a distribuciones de probabilidad infinitas o acotadas y proceder al análisis.
- b) Variables físicas de la cuenca. Se incluyen los parámetros físicos de la cuenca, tales como el área, la longitud, etcétera.
- c) Variables hidráulicas. Se incluyen las que se relacionan con el gasto de descarga, tales como el coeficiente de descarga, dimensiones del vertedor como la longitud y la elevación de la cresta.
- d) Variables de corrección. Toman en cuenta los factores de error del modelaje.

En el capítulo 6 se describe con detalle la presa del Infiernillo y un proceso que permite hacer la evaluación del riesgo de falla; sin embargo, para mostrar la aplicación de los conceptos indicados en esta parte del trabajo, se presentan — con excepción de las altura de agua h_g que es el resultado del tránsito de las avenidas seleccionadas — las principales variables involucradas en la función de comportamiento, como son la altura de la cortina, la elevación inicial del embalse y las curvas elevaciones - capacidades y gastos del vertedor.

5.3.2.1. Altura de la presa H_p

La corona de la presa El Infiernillo — como se describe en el siguiente capítulo —, se sobreelevó de la elevación 180 a la 184 para incrementar la capacidad de regulación ante avenidas a partir de observaciones hechas por la SARH en un estudio de 1984. El análisis básico que se presenta en el cuerpo del trabajo corresponde al primer caso (elevación 180); sin embargo, y para fines comparativos, se muestran también los principales resultados que corresponden a la elevación 184.

5.3.2.2. Elevación inicial en el embalse h_0

Como ya se mencionó en el desarrollo del trabajo, la variabilidad de las elevaciones en el embalse puede tomarse en cuenta al considerar el comportamiento histórico de los niveles de operación, que es lo que se hace para el presente caso. Sin embargo, para presas en proceso de diseño, se

puede recurrir, por ejemplo, a técnicas como la del Método de Morán para establecer las probabilidades de permanencia en cada uno de los niveles de análisis ante ciertas demandas fijadas de antemano.

Para el análisis de riesgo, se adopta entonces el valor del comportamiento medio histórico de la presa (161.5) y la desviación estándar de 4.76 m y se compara posteriormente con los niveles impuestos máximos de operación 165 y 169. Obviamente se considera que esta variable tiene una distribución de probabilidad normal.

5.3.2.3. Curva elevaciones-capacidades

En la parte correspondiente al objetivo del trabajo se mencionó que la curva elevaciones-capacidades del vaso, se consideraría en forma determinística.

La curva elevaciones-capacidades se fija en un principio en la etapa de diseño y construcción pero, con el transcurso de los años, el azolve puede modificar la capacidad de un embalse al extremo de llegar a saturar completamente su capacidad útil y de control.

Al hacerse el análisis de riesgo en una presa se debe entonces contar con la curva elevaciones-capacidades actualizada, como es en el caso de la presa El Infiernillo, la cual se levantó en 1984 y se muestra en la tabla (5.1) y en la figura (5.4).

P.H. Infiernillo
Curva elevaciones-capacidades

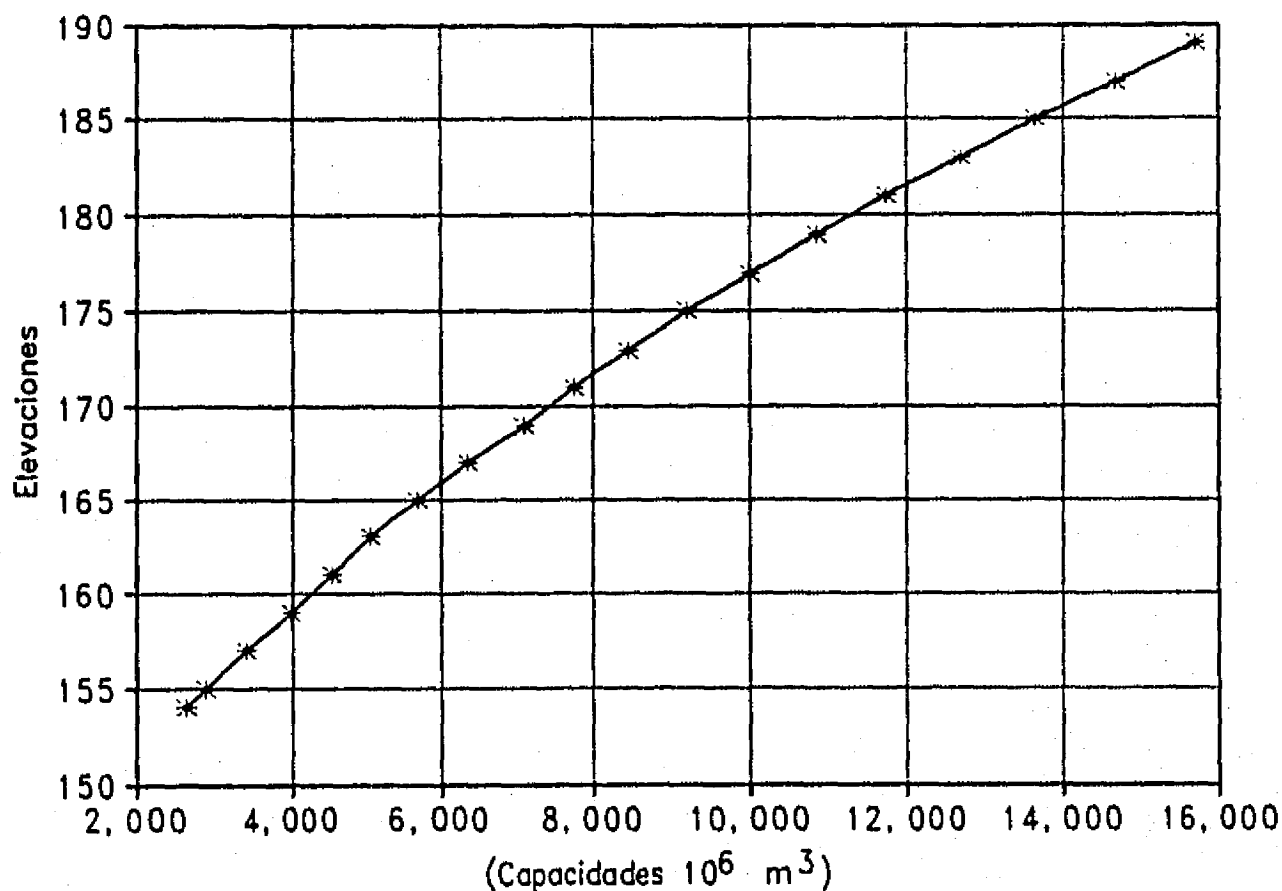


FIGURA 5.4. Curva elevaciones-capacidades del P.H. EL Infiernillo.

5.3.2.4. Curva elevaciones-gastos del vertedor

La curva elevaciones-gastos del vertedor, como ya se mencionó, también se considera en este análisis en forma determinística, ya que se conoce la operación del prototipo con mucha precisión, además de que se han elaborado varios modelos hidráulicos que permiten corroborar que las variables consideradas se pueden adoptar en la forma que se está haciendo.

Sin embargo, hay proyectos en los que, por su poca frecuencia de operación y debido a que no existen modelos hidráulicos recientes, es deseable considerar este tipo de curvas en forma aleatoria, para lo cual se deberá hacer un análisis estadístico encaminado a diseños probabilísticos de distintos tipos de vertedores que permitan fijar los límites en los cuales se considerarán las variables que intervienen en su determinación.

Cabe destacar que en el caso El Infiernillo, la sobreelevación de la cortina llevó a adoptar mayor capacidad en el embalse y consecuentemente un incremento en la capacidad de descarga del vertedor.

No se discuten en este trabajo los problemas hidráulicos por gastos unitarios elevados en el mismo, y que sin duda pueden originar problemas que ocasionen riesgos importantes en el funcionamiento de la estructura, ni los problemas hidráulicos por cavitación que se presentan en los túneles. Sin embargo, para la obtención de los gastos señalados a partir de elevaciones superiores al NAME, se considera que los túneles se llenan a partir de un gasto máximo del orden de los 15,000 m³/s y que a partir de éste, la capacidad de descarga de dicho túnel no aumenta significativamente aunque en el embalse se incremente la carga.

En la tabla (5.1) y en la figura (5.5) se muestran la curva y los valores elevaciones - gastos considerados para este análisis y para efectos del tránsito de avenidas.

P.H. Infiernillo
Curva elevaciones-gastos

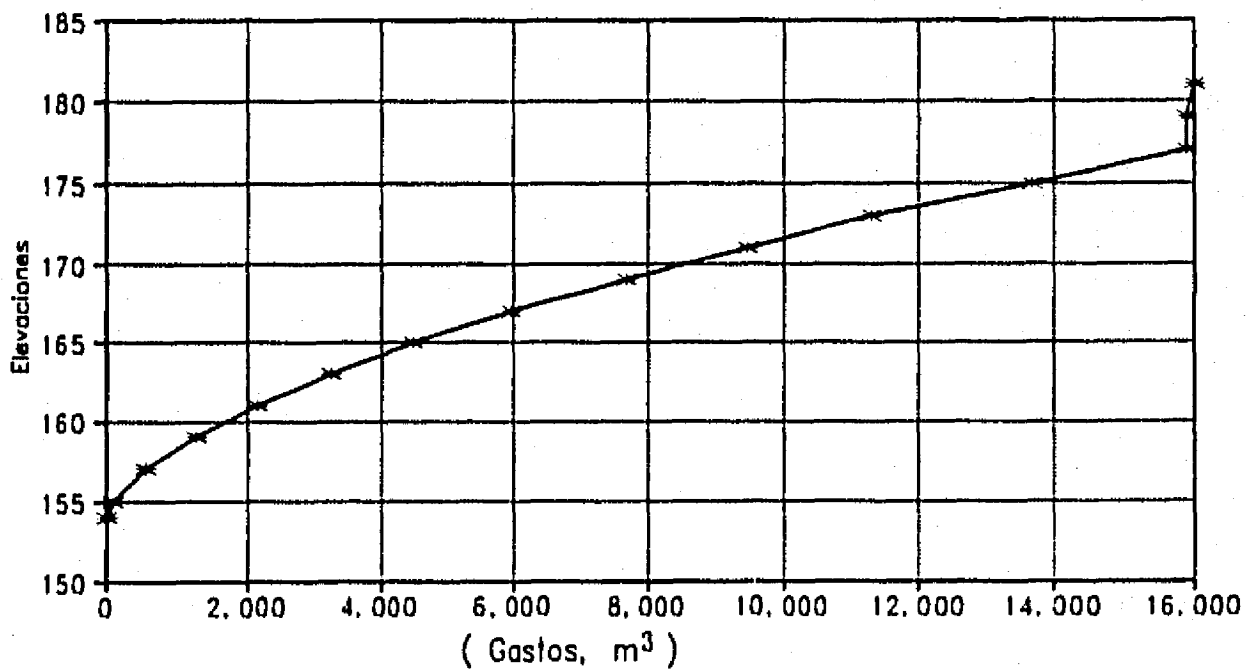
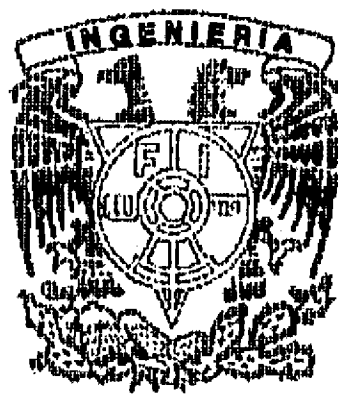


FIGURA 5.5. Curva elevaciones-gastos del P.H. EL Infiernillo.

ELEVACIONES	CAPACIDADES (millones de m ³)	GASTOS (m ³ /s)
154	2620	0.0
155	2870	104.2
157	3390	558.8
159	3980	1251.3
161	4560	2149.5
163	5070	3244.8
165	5700	4511.8
167	6350	5967.9
169	7090	7679.9
171	7760	9468.8
173	8450	11290.8
175	9200	13677.6
177	9996	15878.2
179	10856	15880.0
181	11751	16000.0
183	12689	16000.0
185	13662	16000.0
187	14668	16000.0
189	15708	16000.0

TABLA 5.1. Curva Elevaciones-capacidades-gastos del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 6
ESTUDIO DE CASO

CAPITULO 6

	Pág.
INDICE	
6. ESTUDIO DE CASO	108
6.1. Riesgo potencial de falla en la presa El Infiernillo	108
6.2. Criterio simplificado en cuanto a la estimación de riesgo por avenidas	109
6.3. Descripción general de la presa El Infiernillo	112
6.3.1. Antecedentes de estudios en cuanto a avenidas	113
6.4. Evaluación del riesgo de falla por desbordamiento ante avenidas	116
6.4.1. Hidrogramas de entrada	116
6.4.1.1. Avenidas seleccionadas	116
6.4.1.2. Criterios de selección de las avenidas estudiadas	124
6.5. Función de comportamiento ante avenidas	127
6.5.1. Función básica	127
6.5.2. Tránsito de avenidas-elevaciones máximas	129
6.6. Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones infinitas	131
6.7. Análisis de sensibilidad	133

CAPITULO 6

INDICE	Continuación	Pág.
6.8. Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones acotadas		135
6.9. Aplicaciones de la metodología estudiada		138
6.9.1. Análisis de riesgo por sobreelevación de la presa		138
6.9.2. Análisis de riesgo por la restricción de niveles iniciales en el embalse		139
6.9.3. Análisis de riesgo por daños en los túneles vertedores		141
6.10. Conclusiones del estudio de caso		143

6. ESTUDIO DE CASO

En este capítulo se muestra la evaluación del riesgo de falla ante avenidas en una presa de tierra y enrocamiento en la fase de operación como es El Infiernillo, Mich.; sin embargo, el proceso y las aplicaciones señaladas pueden emplearse a otras presas en operación o a obras de desvío en presas en proceso de diseño y construcción con las adecuaciones necesarias.

Para analizar los distintos elementos del trabajo, el procedimiento que se plantea es el siguiente:

- Estimar el riesgo potencial de falla de la presa estudiada.
- Aplicar los criterios simplificados para estimar el riesgo de falla por avenidas.
- Estimar el riesgo particular de falla ante avenidas considerando los siguientes aspectos:
 1. Definir el procedimiento a seguir, involucrando las variables que definen el fenómeno: altura de la presa, elevación inicial del embalse, curva elevaciones-capacidades, elevaciones-gastos, hidrogramas de entrada, etcétera.
 2. Seleccionar con un criterio propuesto para ello, las avenidas a emplearse, utilizando las distribuciones de probabilidad infinitas o acotadas que se consideren apropiadas para ello.
 3. Se procederá al análisis de riesgo con la metodología del primer orden del segundo momento estadístico definido en el capítulo 4, encontrándose en cada caso la probabilidad de falla del sistema conjunto, el índice de confiabilidad y la superficie de falla (nivel-gasto) más probable asociado a cada distribución de probabilidad escogida.
 4. Aplicar la metodología elegida a distintas opciones que se consideren necesarias, como es la sobreelevación de la cortina, la restricción de niveles que se le impone a la operación de la presa, la falla de uno de los túneles vertedores o la influencia de la variación de los gastos pico en los hidrogramas de entrada.

Debido a que el propósito fundamental de esta parte del trabajo es ilustrar las metodologías propuestas, ciertas formulaciones y valores de incertidumbres serán supuestos, dejándose para investigaciones futuras el estudio y análisis de algunas de esas variables.

6.1. Riesgo potencial de falla en la presa El Infiernillo

De acuerdo con el criterio propuesto en el capítulo 3, con el cual se debe definir un factor de riesgo por capacidad, altura, requerimientos de evacuación y daños aguas abajo, en el caso de El Infiernillo, el peso en puntos de cada uno de los factores es el indicado en la tabla (6.1).

Con este factor de riesgo total (FRT = 36), la clase de riesgo de El Infiernillo es extremo tipo IV, por lo que, de acuerdo con el criterio indicado en el parágrafo (3.9), se requiere hacer un análisis de riesgo de falla detallado para esta presa.

6.2. Criterio simplificado en cuanto a la estimación de riesgo por avenidas

Para aplicar el criterio simplificado en cuanto a estimación del riesgo de falla por avenidas es necesario recurrir a cuencas con características de escurrimiento similares al caso de estudio, con objeto de estimar una envolvente de gastos pico contra áreas de drenaje.

FACTOR DE RIESGO	PESO EN PUNTOS
POR CAPACIDAD	6
POR ALTURA	6
REQUERIMIENTO (evacuación)	12
DAÑO POTENCIAL (aguas abajo)	12
TOTAL	36

TABLA 6.1. Peso en puntos, asociado a distintos factores de riesgo de la presa El Infiernillo, para estimar el riesgo potencial de falla.

Para este caso particular se juzgaron como similares aquellas presas ubicadas en planicies costeras, sujetas a la influencia de huracanes y que no tuvieran control aguas arriba en el momento de su construcción.

Las presas en nuestro país que cumplieron estas características fueron Netzahualcóyotl (Malpaso), Miguel Alemán-Cerro de Oro (Temascal), Infiernillo; sin embargo, se incluyen también dos presas de Estados Unidos cuyos datos de área de la cuenca y gasto pico se muestran en la tabla (6.2).

En las tablas señaladas se indican las presas Zimapán y Aguamilpa; sin embargo, no se grafican porque las características de escurrimiento son diferentes a las comparadas. Esto se debe a que la primera es una cuenca controlada en una zona semiárida y a que la segunda tiene un gasto pico de entrada de la avenida de diseño muy reducido, ya que no se consideró el efecto de huracanes.

PRESA	AREA DE LA CUENCA (km ²)	Q _P (m ³ /s)
Zimapán	11,869	2,960
Temascal + C. Oro	25,000	18,035
Malpaso	33,740	20,000
Aguamilpa	73,834	17,482
Infiernillo	108,000	38,000
Fort Peck	148,900	40,760
Wanapum	246,050	52,375
Amistad	327,436	54,000

TABLA 6.2. Criterio simplificado, áreas de drenaje contra gastos pico de avenidas en cuencas con condiciones similares de escurrimiento y control aguas arriba de las mismas.

Para la aplicación se elaboraron dos gráficas; la figura (6.1) muestra los datos incluyendo El Infiernillo y la figura (6.2) sin él.

Se observa claramente que la presa El Infiernillo queda por encima de la recta que une los datos de las presas Malpaso y Fort Peck por lo que, como se expresó en el capítulo 3, debe hacerse un análisis de riesgo de falla endetalle contra avenidas para esta presa.

Cabe mencionar que una cuenca drenada tan grande como la El Infiernillo, resultaría ilógico que el gasto pico de la avenida de ingreso quede por debajo de recta que es la frontera de análisis, como sucede con la presa de Aguamilpa (aunque debe recordarse que aguas arriba de ésta se encuentra la presa Santa Rosa que proporciona un efecto de regulación). En las figuras correspondientes se indican las posiciones de estas últimas presas.

ESTIMACION DEL RIESGO DE FALLA

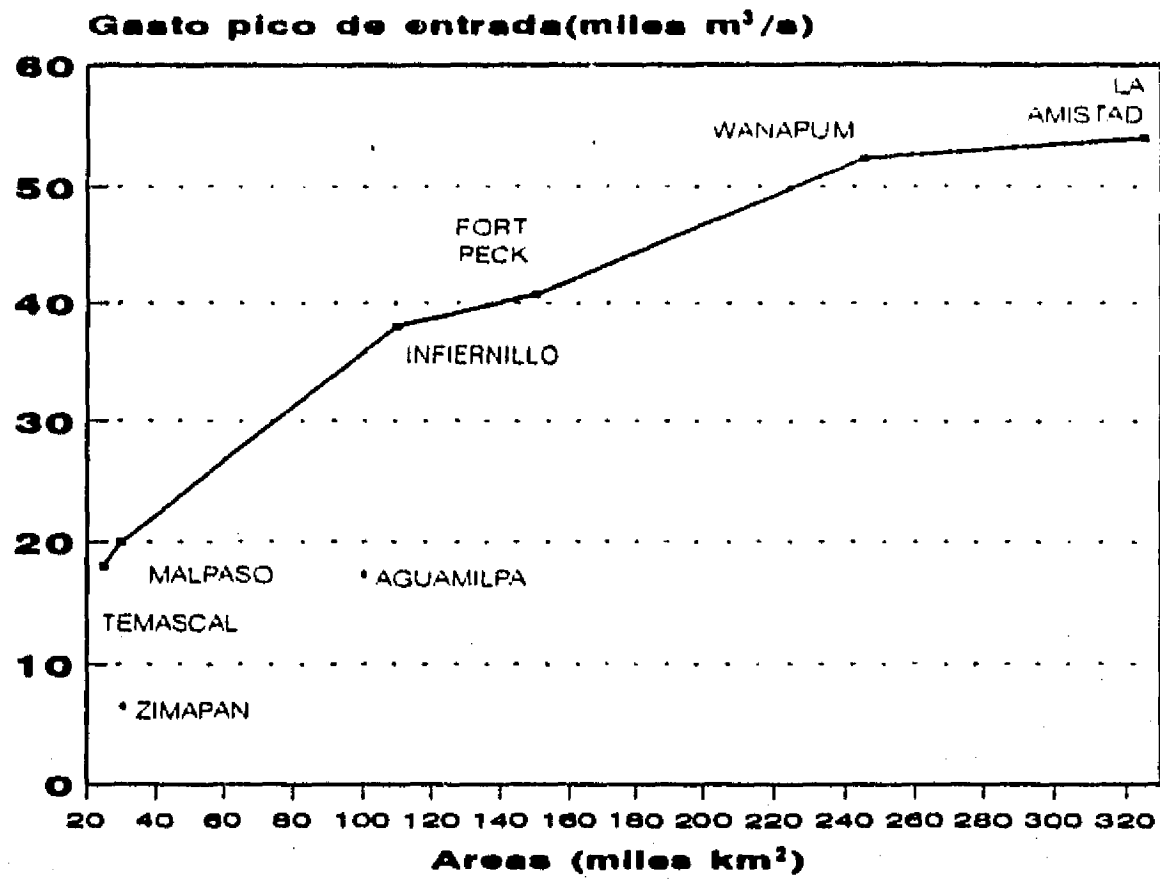


FIGURA 6.1. Criterio simplista.

ESTIMACION DEL RIESGO DE FALLA (SIN LA PRESA DEL INFIERNILLO)

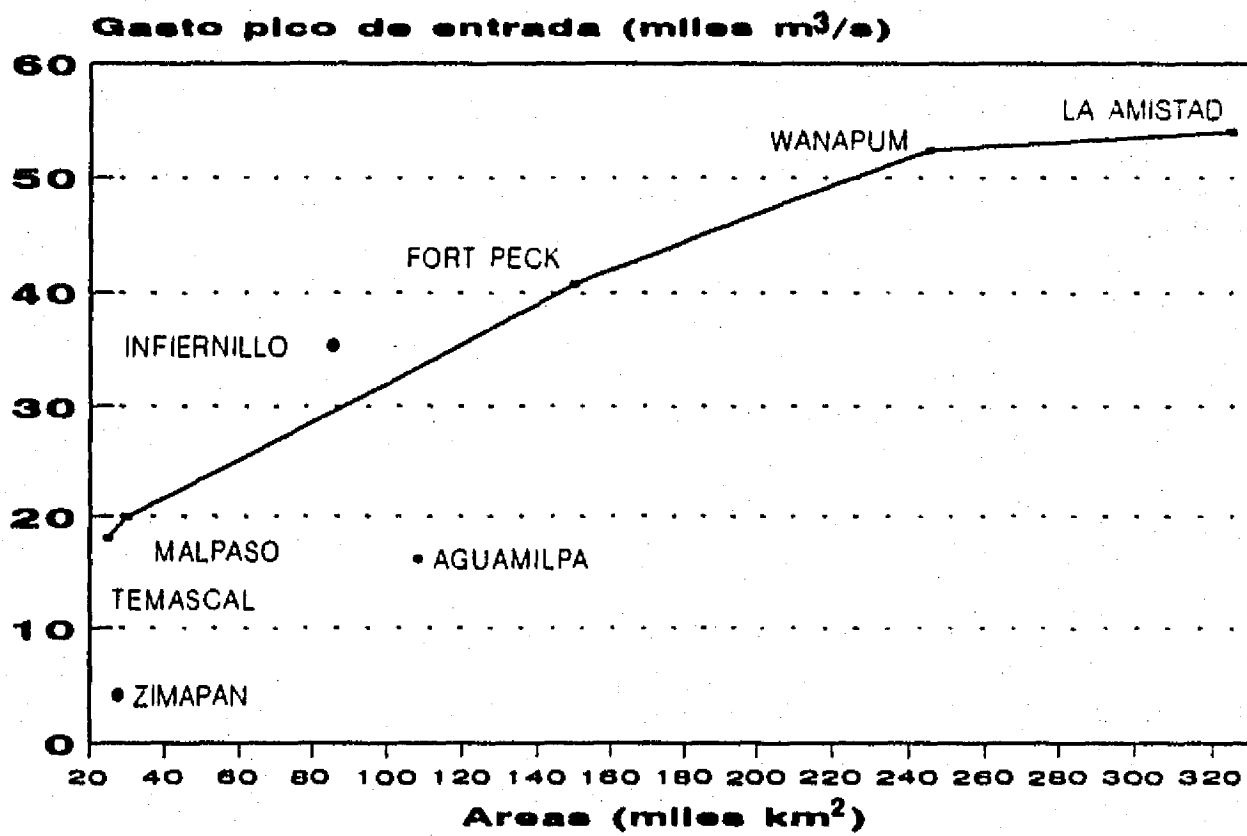


FIGURA 6.2. Criterio simplista sin la presa El Infiernillo

6.3. Descripción general de la presa El Infiernillo

La presa El Infiernillo (Mich.) ha sufrido la ocurrencia de diversos eventos extremos desde su construcción, como las avenidas máximas de 1967 producidas por el ciclón Beulah y la que produjo el ciclón Madeleine en 1976.

Estos sucesos han permitido recabar una serie de datos que llevan a considerar este proyecto como un modelo a escala natural ante este tipo de fenómenos, por lo que puede considerarse significativa para la aplicación del criterio de riesgo de falla.

El Infiernillo está ubicado sobre el río Balsas en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, aproximadamente a 70 km de la desembocadura en el Océano Pacífico.

La presa fue construida por la Comisión Federal de Electricidad entre los años 1961 y 1965, con el objeto de generar energía y controlar avenidas. La cortina es de enrocamiento con núcleo delgado de arcilla de 148.5 m de altura que posteriormente fue sobreelevada a 151.5 m con el objeto de mejorar el control de avenidas. La planta hidroeléctrica es subterránea y se construyó en dos etapas; en la primera se instalaron cuatro unidades de 156 MW cada una y en la segunda dos unidades más de 180 MW para una potencia total instalada de 984 MW y generación media anual de 3,000 GWh. Los antecedentes y aspectos más sobresalientes en cuanto a hidrología se refiere son los siguientes:

La obra de excedencias fue diseñada inicialmente para un gasto máximo de entrada de 28 000 m³/s, posteriormente un grupo de consultores determinaron que este gasto debía incrementarse a un orden de 38 000 m³/s al considerar envolventes mundiales, ya que el período histórico de registros en el momento del diseño era de solamente nueve años.

Finalmente se utilizó para el diseño definitivo una avenida de entrada con un gasto de 38 800 m³/s mayorando la avenida máxima histórica de 11 500 m³/s ocurrida el 18 de octubre de 1955. Con esta avenida se fijó como Nivel Máximo Extraordinario (NAME) la elevación 176.40 msnm, y se consideró que las compuertas iniciarían su operación cuando el agua alcanzara la elevación 169 msnm que corresponde al Nivel Máximo Ordinario (NAMO), determinándose una descarga máxima de 10 500 m³/s por la obra de excedencias, y un volumen de la avenida de 10 478 millones de metros cúbicos (Mm³). Puede observarse que el procedimiento seguido para definir la avenida de diseño fue más bien empírico, lo cual no necesariamente lleva a un período de retorno asociado a gastos, volúmenes o lluvias máximas.

La operación de la obra de excedencias El Infiernillo ha sido motivo de diversos estudios y gran preocupación, ya que desde la primera operación presentó problemas por cavitación en los codos inferiores al manejar velocidades del orden de los 45 m/s y gastos de 3,500 m³/s en cada túnel para una capacidad máxima total del orden de los 13,000 m³/s. A partir de este gasto, el túnel prácticamente se llena y, a pesar de incrementar las cargas hidráulicas en el embalse, la capacidad de descarga no se modifica significativamente.

Esta obra consta de tres túneles vertedores localizados en la margen izquierda; cada estructura tiene tres compuertas radiales (7.5 x 15 m) y está conectada a un túnel de 13 m de diámetro; la cota superior de las compuertas es la 169 msnm.

En 1967 se presentó la mayor avenida histórica registrada en el sitio del proyecto; se tuvo un gasto pico instantáneo del orden de 25 000 m³/s, la avenida tuvo una duración de 9.5 días y un volumen de 6 881 Mm³, la obra de excedencias operó 36 días continuos. Por otra parte, en 1976 con el ciclón Madeleine, se registró una avenida con un gasto pico de unos 21 000 m³/s, con una descarga máxima de 5 800 m³/s, volumen de 3 093 Mm³ y duración de 6.58 días (158 horas).

6.3.1. Antecedentes de estudios en cuanto a avenidas

Tomando como antecedentes las avenidas de 1967 y 1976, en las que prácticamente se presentó el gasto pico que se había considerado inicialmente como de diseño (28 000 m³/s), se han efectuado diversos estudios y revisiones de la avenida de diseño, además de numerosos artículos y notas técnicas; las principales se comentan a continuación:

1. En 1976 se analizó la "avenida registrada del 8 al 15 de octubre de 1976 en la presa El Infiernillo" por parte del Departamento de Estudios Hidrometeorológicos de la CFE; en ese análisis se comparan las avenidas máximas de septiembre de 1967 y octubre de 1976, reproduciéndose ambas avenidas históricas a partir de un funcionamiento de vaso en base inverso, considerando los niveles registrados en la presa durante dichas avenidas.

2. En 1979 se hizo el "Estudio probabilístico de avenidas máximas probables y tránsito de avenidas por el vaso de la presa El Infiernillo, Mich." por parte de la Gerencia de Operación de la CFE, en el que se estudian un análisis de los gastos máximos diarios y tránsitos de las avenidas deducidas de la forma promedio de las avenidas máximas registradas. Los principales resultados obtenidos fueron los siguientes:

i) con una avenida de 10 332 Mm³ de volumen se alcanzó la elevación 176.6 msnm, con un gasto máximo de salida medio diario de 13 880 m³/s y de entrada de 45 550 m³/s.

ii) controlando el gasto de salida a un máximo de 10 000 m³/s -por los problemas de cavitación de los vertedores-, se pueden transitar avenidas con un gasto pico asociados a un período de retorno menor de 100 años.

Se concluyó en este estudio que, en caso de adoptar esta avenida, era necesario incrementar la capacidad del vertedor.

3. En 1982 se efectuó la (Revisión de la AMP de la Central Hidroeléctrica Infiernillo) por parte de la Residencia de Estudios de Plantas Hidroeléctricas Zona Pacífico Sur de la Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE, de la que se obtuvieron las siguientes observaciones:

- Se calcularon con el periodo previo a la construcción (1955-1964) los gastos máximos históricos y con los datos del periodo 1955-1980 (31 años de registros) los gastos y volúmenes máximos asociados a los métodos estadísticos de Gumbel (G), Nash (N) y Levedieb (L); los resultados obtenidos se muestran en la tabla (6.3).

METODO	con periodo 1955 - 1964 (9 años)			con periodo 1955 - 1980 (31 años)		
	GUMBEL	NASH	LEVEDIEB	GUMBEL	NASH	LEVEDIEB
GASTO (m ³ /s)	29,754	24,334	31,883	51,902	48,131	69,278
VOLUMEN (Mm ³)	4,573	4,127	5,278	10,198	9,659	11,163

TABLA 6.3. Comparación de los gastos máximos con los métodos de Gumbel, Nash y Levedieb con los registros histórico (9 años) y de 1955-1980 (31 años).

- Con los métodos empíricos (envolventes regionales y mundiales según Lowry y Creager) se obtuvieron los gastos máximos mostrados en la tabla (6.4)

GASTOS (m ³ /s)			
REGIONALES		MUNDIALES	
LOWRY	CREAGER	LOWRY	CREAGER
10,944	10,959	35,692	39,419

TABLA 6.4. Gastos máximos obtenidos con las envolventes regionales y mundiales.

- Con el método del hidrograma unitario sintético, se obtuvo con base a los datos de longitud del cauce principal, pendiente media, intensidad de lluvia, tipo de suelo, vegetación, etcétera, un gasto máximo de 47 145 m³/s de entrada al vaso.

- Con base en el método de la PMP, se obtuvo una avenida con gasto pico de 32,953 m³/s, volumen máximo de 11,032 Mm³ y duración de 16 días.

Puede observarse en estos valores que los gastos máximos calculados con los métodos estadísticos son muy superiores a los obtenidos con las envolventes mundiales (69,278 m³/s para la más grande de las primeras y 39,419 m³/s para las segundas).

4. En 1984 se elaboró el (Informe del análisis hidrometeorológico de la presa El Infiernillo y su área de influencia aguas abajo en el estado de Michoacán) por parte de la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica de la SARH, Dirección de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, en el que se llega a que la avenida de diseño propuesta para la presa El Infiernillo debe tener las siguientes características: gasto máximo 32,200 m³/s, tiempo de pico 87 horas, tiempo base 240 horas, volumen 12,480 Mm³.

Transitando esta avenida por el vaso, que es muy semejante a la obtenida con la AMP de la CFE en cuanto a gasto pico, se llegó a la decisión de sobre elevar la cortina y las obras accesorias (toma y excedencias en sus pisos de operación), 4.0 m más, ya que en caso de mantener las estructuras en sus cotas de proyecto, se tendría que recibir la avenida de diseño en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre con niveles muy bajos en el embalse, lo cual implicaba fuertes pérdidas económicas por la cantidad de energía que se dejaría de generar en caso de no presentarse esas avenidas extremas.

Considerando estos aspectos, se tomó la decisión de manejar dos niveles máximos de operación: el de estiaje a la elevación 169 y el de avenidas a la elevación 165.

El resumen de estos antecedentes se muestra en cuanto a gasto pico (Q_p) y volumen de la avenida en la tabla (6.5).

ANTECEDENTE	Gasto pico (Q_p) (m ³ /s)	Volumen (Mm ³)
1979	45,550	10,332
1982 (PROBABILISTICO)	69,278	11,163
1982 (CFE) (AMP)	32,953	11,032
1984 (SARH)	32,200	12,480

TABLA 6.5. Resumen de los estudios hidrológicos relativos a la presa El Infiernillo.

6.4. Evaluación del riesgo de falla por desbordamiento ante avenidas

Partiendo del análisis de las metodologías que permiten evaluar el riesgo presentadas en el capítulo 4 y de las variables de la función de comportamiento señaladas en el capítulo 5, se muestra un procedimiento primario que involucra las variables que intervienen en el análisis de riesgo, el cual se indica en la figura (6.3).

Dependiendo de los datos disponibles de cada presa, las variables y procesos indicados en dicha figura pueden adaptarse al caso; si, por ejemplo, se decidiera utilizar el método de la PMP-AMP, deberá incluirse, en lugar de las variables correspondientes a los métodos estadísticos, las de los coeficiente de infiltración, lluvias máximas, área y longitud de cuenca, etcétera.

A continuación se describen las variables incluidas en el proceso indicado en dicha figura.

6.4.1. Hidrogramas de entrada

6.4.1.1. Avenidas seleccionadas

Para hacer el análisis de riesgo se emplearon las distribuciones de probabilidad (infinitas y acotadas) que se señalaron en el capítulo 4; se utilizó además la metodología que permite considerar simultáneamente el gasto pico y el volumen de cada avenida (avenidas sintéticas) señalada en el capítulo 2.

Para cada distribución se aplicaron los siguientes pasos:

1. Se seleccionaron los gastos máximos medios diarios registrados de 30 años (1955-1980) con duraciones máximas de 1 a 15 días que se muestran en la tabla (6.6) ordenados de mayor a menor; las avenidas del período 1981-1992 no se consideraron para el análisis, ya que no se consiguió esta información.

2. Se calcularon en cada caso los gastos picos asociados a distintos períodos de retorno, adoptándose 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años para el análisis de riesgo de falla y 5, 10, 20 y 30 años con el objeto de seleccionar las avenidas más significativas.

3. Se determinaron los hidrogramas correspondientes a cada distribución de probabilidad tomando como base las duraciones indicadas en el primer punto y los gasto pico asociados a cada uno de los períodos de retorno anteriormente señalados.

4. Siguiendo el proceso de desagregación indicado en el capítulo 2 y tomando en cuenta la forma de las avenidas históricas, se obtuvieron los hidrogramas de análisis indicados en la tabla (6.7) (incluyendo volúmenes) que corresponden a cada una de las distribuciones de probabilidad y de los períodos de retorno estudiados.

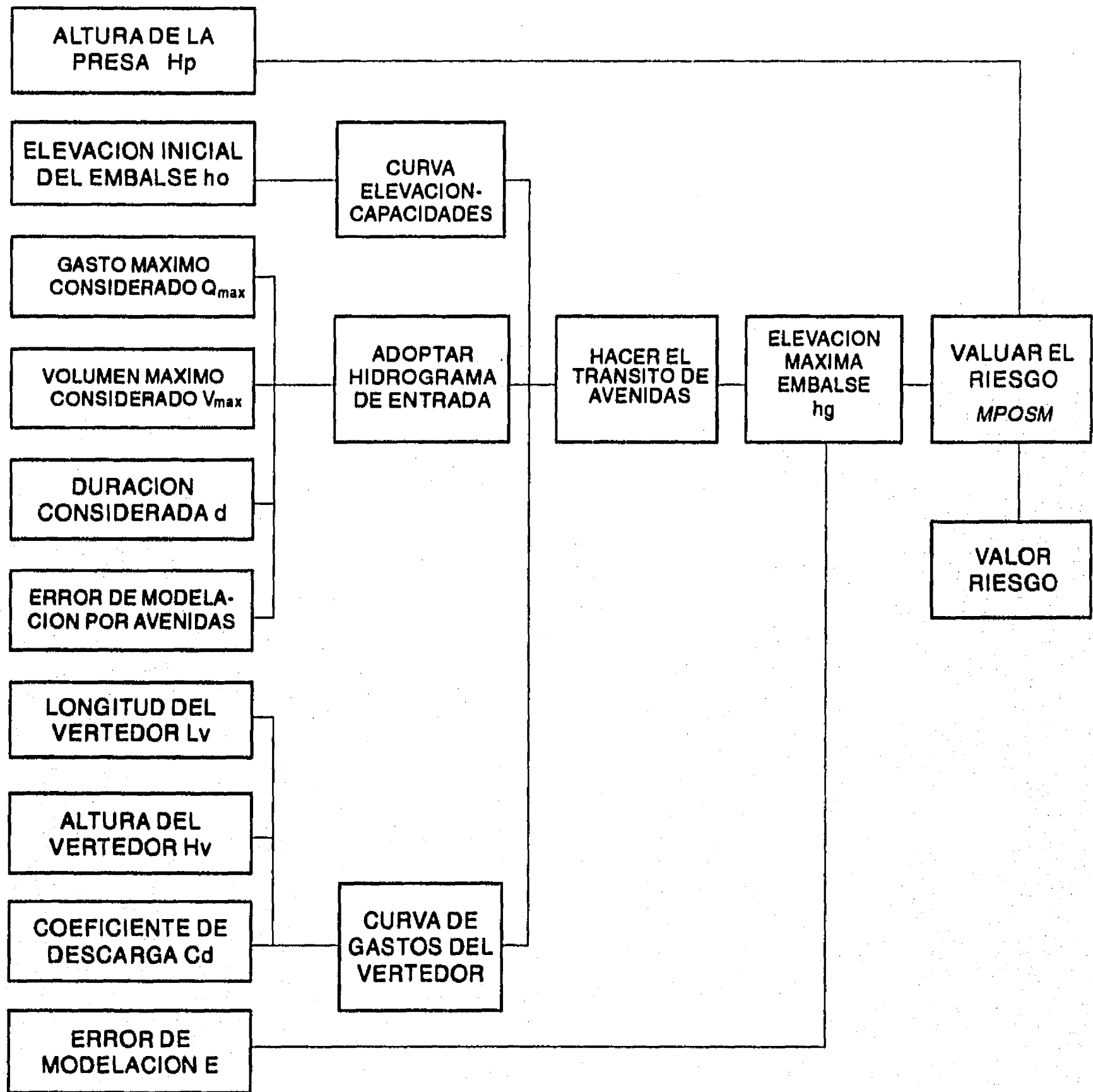


FIGURA 6.3. Procedimiento para la evaluación del riesgo por desbordamiento ante la ocurrencia de avenidas.

AÑO	DIAS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	15271	12750	11061	10068	9312	8655	8120	7558	7128	6747	6402	6083	5836	5650	5474
2	14154	9886	8027	6940	6214	5637	5155	4762	4549	6747	6402	6083	5836	5650	5474
3	11563	8174	6866	5785	5239	4896	4666	4497	4424	4484	4350	4204	4064	3929	3804
4	8699	8130	6613	5776	5076	4867	4579	4365	4292	4132	3955	3846	3706	3577	3443
5	6655	6365	5795	5312	4944	4701	4471	4338	4203	4077	3924	3728	3630	3533	3424
6	5891	5687	5316	5099	4922	4743	4406	4311	4105	3910	3743	3700	3558	3401	3321
7	4737	4615	4110	3833	3651	3524	3395	3399	3442	3462	3531	3485	3422	3340	3268
8	4563	4395	4084	3815	3557	3510	3383	3326	3280	3193	3121	3022	2925	2863	2788
9	4412	4212	4075	3770	3550	3300	3376	3243	3144	3244	3110	3011	2921	2835	2753
10	4396	4107	3861	3522	3306	3266	3179	3125	3109	2984	2879	2776	2693	2612	2546
11	4287	4035	3683	3315	3146	3081	3117	3049	2957	2819	2747	2676	2615	2577	2528
12	4094	3517	3433	3290	3067	2950	2843	2734	2730	2633	2547	2477	2426	2394	2408
13	3791	3464	3135	3044	3013	2932	2802	2731	2344	2466	2466	2354	2354	2296	2408
14	3701	3303	3034	2963	2937	2831	2733	2685	2560	2460	2378	2316	2273	2213	2163
15	3592	3258	3024	2901	2843	2739	2686	2603	2531	2457	2236	2308	2249	2192	2148
16	3379	3031	2898	2831	2794	2732	2618	2513	2426	2384	2302	2230	2177	2133	2133
17	3153	2958	2694	2571	2492	2412	2330	2337	2319	2289	2249	2215	2163	2132	2108
18	3040	2884	2656	2541	2442	2346	2308	2292	2238	2181	2139	2087	2037	2025	2018
19	2851	2792	2602	2494	2397	2334	2279	2219	2131	2113	2062	2042	2031	2011	1980
20	2798	2644	2587	2486	2383	2334	2225	2165	2154	2068	2052	2034	2021	1992	1943
21	2756	2597	2599	2488	2342	2225	2166	2141	2113	2064	2005	1940	1885	1864	1835
22	2672	2568	2466	2399	2300	2194	2137	2048	1982	1946	1914	1898	1877	1824	1776
23	2636	2551	2436	2392	2266	2170	2081	2004	1974	1946	1888	1823	1790	1778	1669
24	2593	2502	2345	2383	2260	2170	2076	1999	1940	1921	1856	1809	1757	1709	1662
25	2345	2283	2287	2279	2230	2166	2017	1899	1924	1889	1837	1804	1751	1707	1622
26	2236	2207	2163	2053	1950	1865	1861	1898	1901	1880	1826	1778	1731	1682	1620
27	2096	2012	1701	1552	1534	1491	1422	1345	1298	1243	1194	1148	1108	1072	1041
28	1571	1463	1306	1190	1114	1073	1007	1039	1023	1019	1039	1049	1049	1033	1007
29	1375	1330	1203	1123	1106	1162	1069	991	1020	1016	991	979	973	950	930
30	1241	1199	1151	1116	1046	993	995	965	964	966	948	917	900	890	879

TABLA 6.6. Gasto medio máximo diario para duraciones ordenadas de mayor a menor.

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 5$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	2079	2036	1974	2028	1998	920	1080
2	2139	2081	1991	2055	2154	938	1165
3	2384	3378	3301	3497	3721	2355	2350
4	4162	4743	4597	4795	5721	3132	2680
5	5162	6403	6681	7065	6055	5475	6154
6	3575	3788	3635	4075	3965	2462	2484
7	3206	3244	3235	3134	3359	1980	2260
8	2950	3108	2987	3087	3340	1660	2164
9	2758	3069	2958	3053	3090	1496	1847
10	2611	2964	2835	2939	2993	1411	1749
11	2494	2857	2821	2847	2976	1262	1676
12	2483	2825	2714	2804	2968	1739	1664
13	2388	2743	2604	2678	2710	1151	1324
14	2291	2189	2060	2110	2578	1130	1272
15	2208	2117	2017	2103	2217	979	1256
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	2425	3929	3837	3992	4125	2301	2588

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M.

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 10$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	2788	2402	2366	2381	2344	869	1489
2	2869	2402	2379	2381	2448	1593	1643
3	3197	4418	4513	4503	4913	3428	3272
4	5580	5862	5838	5841	6300	3981	3729
5	6922	8636	9104	9111	10468	9049	8563
6	4794	4558	4531	4534	6173	3558	3461
7	4299	4012	4178	4181	4592	3406	3186
8	3956	4006	3969	3985	3612	3392	3008
9	3699	3681	3656	3655	3563	2795	2773
10	3502	3471	3436	3439	3463	2768	2447
11	3344	3321	3294	3297	3190	2672	2343
12	3329	3132	3086	3089	3137	2286	2204
13	3202	3103	2993	2996	2798	1849	1849
14	3072	2450	2414	2405	2731	1694	1825
15	2961	2414	2398	2387	2453	1615	1743
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	3506	4793	4819	4821	5167	3777	3605

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 20$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	3573	2657	2740	2666	2556	1234	1987
2	3676	2717	2778	2708	2762	2245	2178
3	4097	5248	5387	5257	5237	4837	4340
4	7150	6960	7079	6847	6536	3620	4945
5	8869	11060	11527	11073	13632	12772	11355
6	6143	5287	5388	6074	5458	5021	4544
7	5509	5152	5293	4734	4958	4807	4221
8	5069	4605	4706	4198	4657	4781	3988
9	4739	4223	4325	3928	4196	3944	3407
10	4487	3937	4037	3768	4088	3912	3249
11	4266	3786	3881	3718	3972	3779	3100
12	4285	3638	3737	3602	3887	3224	2907
13	4103	3326	3413	3275	3736	2611	2472
14	3936	2142	2811	3130	3543	2387	2460
15	3794	2717	2798	2718	2872	2276	2297
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	5125	5648	5800	5616	5995	5930	4779

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 30$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	4064	2816	2944	2830	2684	1396	2075
2	4181	2872	3018	2900	2907	2530	2303
3	4660	5509	5799	5571	5448	5455	5034
4	8134	7601	7806	7426	7037	6337	5736
5	10090	12583	12944	12202	15301	14401	13170
6	4905	5703	9899	7021	6663	5655	5255
7	6988	5334	5639	5464	4604	5419	4910
8	5766	4945	5139	4628	4592	5393	4628
9	5391	4528	4712	4206	4376	4447	3952
10	5104	4204	4390	4038	4280	4410	3768
11	4874	4055	4218	3948	4187	4257	3598
12	4853	4053	4164	3627	4184	3638	3378
13	4667	3789	3849	3403	4028	2944	2917
14	4478	3156	3217	3002	4012	2695	2802
15	4316	2907	3032	2919	3112	2573	2669
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	5978	6151	6375	6075	6438	6010	5514

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 50$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	2387	2976	3216	3944	2787	1197	1269
2	2841	3092	3302	3124	3157	2736	1615
3	4669	5820	6307	5989	5882	6245	8446
4	6748	8411	8721	8148	10648	10161	10303
5	11732	14623	14729	13612	18304	15809	15638
6	4992	6222	6547	6143	7439	8429	9513
7	4440	5534	6083	5808	5758	5069	6165
8	4304	5364	5679	5341	5757	4991	4989
9	3943	4915	5204	4896	5018	4529	4590
10	3691	4600	4834	4556	4826	4391	4475
11	3634	4529	4699	4379	4195	4276	4437
12	3530	4400	4651	4365	4001	4160	4267
13	3511	4376	4409	4061	3901	3763	3620
14	2996	3734	3701	3394	3411	3044	2679
15	2506	3124	3343	3150	3361	2770	2109
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	6831	6797	6735	6978	7376	6850	7122

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 100$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	5035	6155	6477	5948	6387	5936	5937
2	5181	6350	6673	6126	6528	6144	6241
3	5774	7071	7434	6825	7187	7002	8727
4	10181	13864	13558	12320	13642	13174	14367
5	12687	17615	17152	15515	21296	16875	19307
6	8723	11348	11512	10490	13163	11243	13792
7	7807	9992	10238	9347	11236	10064	12827
8	5351	6579	6901	6333	6734	6395	6825
9	7174	9078	9366	8562	10293	9199	11288
10	6699	8392	8709	7972	8054	8487	10723
11	6055	7568	7865	7201	8668	7899	9865
12	6018	7417	7770	7128	7878	6937	8997
13	6336	7881	8213	7525	8664	7329	9372
14	5794	7202	7508	6880	7637	7397	8116
15	5554	6862	7179	6583	6904	6636	7111
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 m^3$)	8560	10935	11208	10237	11875	10751	12698

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 500$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	5659	7856	8295	7369	7811	6852	7630
2	5826	8124	8553	7596	7965	7064	7856
3	6492	9039	9525	8460	8734	8011	10042
4	11641	18817	1781112	15645	16782	14525	20309
5	14618	25561	22777	19912	28081	17714	29059
6	9929	15367	15026	13237	16707	12968	18887
7	8859	13315	13301	11741	14195	12046	16998
8	6021	8442	8855	7860	8207	7278	7949
9	8122	11967	12126	10720	13004	11197	14959
10	7569	10957	11242	9952	9965	10399	13912
11	6838	9861	10145	8984	10928	9750	12242
12	6776	9538	9977	8853	9727	8446	11158
13	7148	10221	10578	9373	10830	9013	11385
14	6535	9337	9668	8568	9445	8485	8997
15	6257	8844	9225	8183	8397	7590	8367
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 M^3$)	9705	14592	14545	12845	14919	12452	16567

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 1000$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	5899	8662	9078	7980	8417	7159	7375
2	6074	8966	9363	8227	8580	7363	7594
3	6768	9972	10426	9163	9393	8320	9379
4	12203	21449	19644	17075	18327	14828	23057
5	15360	29666	25200	21802	30978	17824	33693
6	10393	17348	16540	14417	18097	13454	20080
7	9263	14936	14680	12771	15458	12692	17306
8	6279	9327	9696	8516	8838	7573	7612
9	8486	13365	13316	11648	14170	11896	14564
10	7903	12191	12333	10803	10781	11101	13794
11	7139	10961	11127	9750	11894	10471	12566
12	7067	10548	10928	9595	10520	9047	10195
13	7460	11342	11596	10168	11757	9690	11128
14	6820	10359	10598	9294	10218	8815	8714
15	6527	9789	10107	8871	9934	7889	7755
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6 M^3$)	10145	16386	15982	13966	16220	13012	17042

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 5\ 000$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	6407	10384	10896	9398	9820	7713	8320
2	6600	10766	11243	9694	9993	7891	10232
3	7353	11967	12518	10794	10925	9362	12287
4	13393	23353	23899	20393	21896	15224	29784
5	16934	39119	30825	26190	37761	17927	45150
6	11376	21729	20054	17159	21336	14204	25939
7	10120	18488	17685	15160	18368	13817	22355
8	6826	11225	11650	10040	10281	8082	10194
9	9259	16411	16077	13802	16884	13195	18813
10	8611	14862	14865	12778	12681	12466	17818
11	7776	13342	13407	11528	14133	11957	17650
12	7684	12715	13136	11317	12335	10331	12999
13	8121	13758	13961	12012	13884	11142	14189
14	7424	12562	12758	10979	12020	8836	11411
15	7099	11820	12154	10467	10518	8398	10848
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6\ m^3$)	11079	20338	19319	16569	19238	14039	22326

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 10\ 000$ AÑOS							
DIAS	DISTRIBUCION						
	NORMAL	LOG NORMAL	EXPONENCIAL	GUMBEL	DOBLE GUMBEL	2LN	L2LN
1	6609	11610	11678	10008	10408	7898	5830
2	6809	12050	12052	10325	10624	8062	10933
3	7585	15495	14388	12058	11611	8994	12282
4	13866	31768	21567	18338	23411	15316	32809
5	17559	46378	33247	28078	40588	17943	50270
6	11767	24959	25730	21821	22687	14416	28573
7	10460	21082	19002	16188	19631	14174	24625
8	7043	13389	13035	11154	11178	8244	11230
9	9566	18620	17265	14728	17982	13634	20723
10	8893	16790	15956	13629	13491	12950	19227
11	8384	14265	13418	11496	12788	12518	17650
12	7930	15058	14086	12806	13123	10834	14320
13	8030	14144	14978	10696	14876	11716	15630
14	7665	12580	13688	12293	15106	9529	12570
15	7327	12275	12491	11704	10930	8560	11950
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($10^6\ m^3$)	11458	23200	20178	17665	20542	14391	22326

TABLA 6.7. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y períodos de retorno con el método de R. Domínguez M. (continuación)

Respecto de los resultados obtenidos en estas tablas, cabe comentar lo siguiente: en el caso de avenidas máximas (periodos de retorno de 10,000 años):

a). Se obtuvieron gastos pico relativamente bajos para las distribuciones normal y 2-lognormal ($17,559 \text{ m}^3/\text{s}$ y $17,943 \text{ m}^3/\text{s}$), respectivamente, en comparación con el máximo medio diario registrado para duración de un día que es de $15,271 \text{ m}^3/\text{s}$.

b). Las distribuciones Gumbel y Exponencial muestran gastos de 28,078 y 33,247 m^3/s respectivamente, que son del orden de los obtenidos por la CFE (AMP) de 32,953 m^3/s y SARH de 32,200 m^3/s .

c) Las distribuciones Doble Gumbel, Log-normal y Log-2-lognormal señalan gastos de 40,588, 46,378 y 50,270 m^3/s que son del orden del obtenido en 1979 de 45,550 m^3/s , pero menores que el máximo probabilístico obtenido en 1982 que es de 69,278, m^3/s calculado con el método de Levedieb; los volúmenes son del orden de los 14,300 millones de metros cúbicos.

6.4.1.2. Criterios de selección de las avenidas estudiadas

Con el objeto de sensibilizar el análisis de riesgo, ante las diversas distribuciones de probabilidad asociadas a las avenidas estudiadas, se plantea a continuación un criterio encaminado a escoger las distribuciones de probabilidad más representativas.

Se adopta, en primer lugar, la selección que toma en cuenta el error mínimo cuadrático calculado durante el proceso de ajuste, considerando este aspecto asociado a gastos máximos con duración de un día; se puede eliminar del análisis las avenidas asociadas a la distribución normal que es la que muestra el máximo error cuadrático calculado en la tabla (4.6) del Capítulo 4.

El segundo criterio de selección, asociado a la presencia de avenidas históricas, se obtiene al aplicar la siguiente secuencia:

1. Se adopta un nivel inicial de comparación para hacer los tránsitos de avenidas; en este caso se escogió la elevación 165 (NAMO) (impuesto en época de avenidas).
2. Se escogen las máximas avenidas históricas, considerando para ello las que presentan el máximo gasto medio diario y que, obviamente, están asociadas a distintos periodos de retorno conocidos: 31, 15.5, 10.33, 7.75, 6.2 y 5.16 años; estas avenidas son las que se presentaron en los años 1967, 1976, 1984, 1955, 1973 y 1969, respectivamente, los gastos máximos medios diarios, los volúmenes y los periodos de retorno se muestran en la tabla (6.8).
3. Se efectúan tránsitos de avenidas asociados a estas avenidas históricas considerando la elevación inicial en el embalse antes indicada y una política de funcionamiento del vertedor como la anteriormente señalada.

H I D R O G R A M A						
DIA	1967	1976	1984	1955	1973	1969
1	1146	1145	2044	1205	1474	2696
2	1369	1748	2044	1551	1884	3705
3	3323	1603	2170	1498	2246	3625
4	5344	4312	3490	1436	2649	3090
5	6137	14154	11563	2281	4765	4305
6	7091	5617	4786	7568	3362	4447
7	15271	3608	3300	8691	4656	5891
8	10299	3308	3059	4338	6655	5482
9	7684	2753	3004	2305	6075	4575
10	4909	2259	3462	1813	3683	3425
11	5627	2016	3313	1367	2679	2521
12	3684	1717	3062	1104	2149	2182
13	2953	1564	5805		2073	2309
14	2566	1529	3029			2265
15	2875	1350	2597			
16	3226		2390			
17	3066		1977			
18	2638		1658			
VOLUMEN	7539	4098	5085	2955	3679	4150
Tr	31	15.5	10.3	7.75	6.20	5.17

TABLA 6.8. Hidrogramas históricos presentados en el P.H. El Infiernillo (Gastos máximos medios diarios).

4. Con el ajuste teórico asociado para cada distribución se obtienen las elevaciones h_g calculadas con el tránsito de avenidas estimando, para cada una de ellas, avenidas asociadas a períodos de retorno de 5, 10, 20 y 30 años con el objeto de poder compararlos con los históricos.
5. Se adoptan también para su comparación los gastos pico asociados a duraciones de cuatro días, por considerarse que los grandes embalses como el de El Infiernillo, en ese período, reflejan los efectos de regulación ante la presencia de avenidas en el embalse.

Tomando en cuenta estos aspectos se escoge la distribución de probabilidad que mejor se apegue a los datos manejados. Estos resultados se muestran en las tablas (6.9) y gráficamente en la figura (6.4), que es la comparación de avenidas históricas y teóricas considerando el efecto de regulación en el embalse.

Tr	h _g real	h _g					
		lognor.	exponen.	gumbel	Doble gumbel	2LN	L2LN
5		166.01	166.02	166.17	166.12	165.76	165.82
5.17	166.11						
6.20	166.32						
7.75	166.86						
10		166.73	166.83	166.83	167.37	166.45	166.29
10.33	167.06						
15.5	167.78						
20		167.54	167.68	167.36	168.01	167.64	167.20
30		168.03	168.17	168.07	168.52	168.15	167.77
31	169.28						

TABLA 6.9. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas.

Cabe señalar que este criterio de selección toma en cuenta las características propias de cada problema al considerar la capacidad propia del embalse y las características hidráulicas del vertedor de la presa estudiada, así como el hidrograma de entrada que se refleja en la respuesta de las elevaciones presentadas en el vaso por efecto del propio tránsito de avenidas.

De los resultados obtenidos, puede concluirse que la función de distribución infinita que mejores resultados ofrece es la Doble Gumbel por aproximarse mejor a las avenidas reales, como se observa en la figura (6.4).

Debe señalarse que, tomando como base la distribución Doble Gumbel para el análisis de riesgo según el criterio de selección antes indicado, se adoptaron también la distribución lognormal para las infinitas y la L2LN para las acotadas.

Elevaciones reales contra calculadas

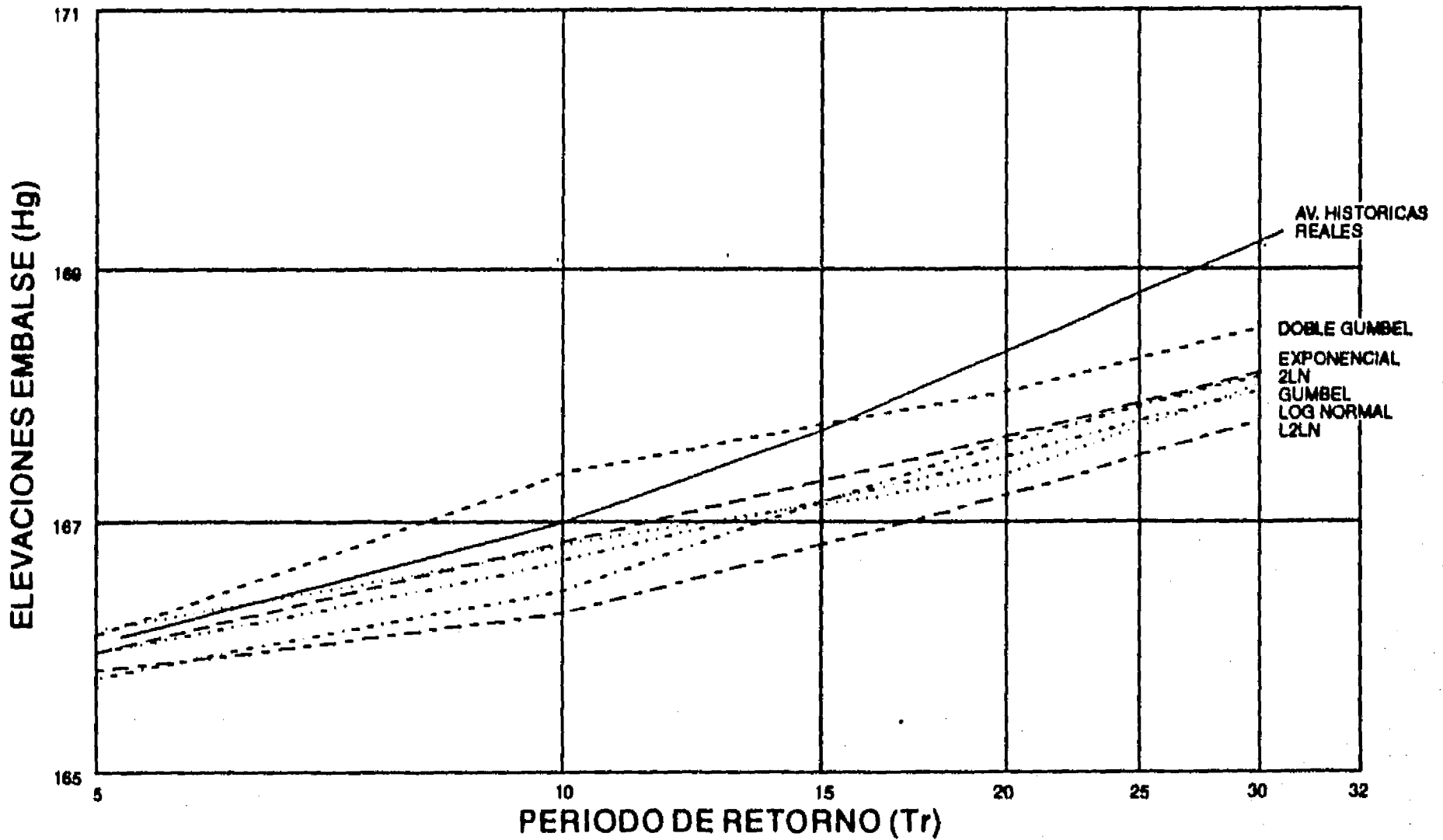


FIGURA 6.4. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas.

Esta selección se hizo al considerar el mínimo error cuadrático que es el que mejor se apega a la distribución Doble Gumbel como resultado de los tránsitos de avenidas asociados a periodos de retorno de 5, 10, 30, 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años que se señalan en la figura (6.5).

6.5. Función de comportamiento ante avenidas

6.5.1. Función básica

Como se mencionó en el capítulo 5, la función de comportamiento básica ante el problema por desbordamiento se puede establecer como:

$$FU = H_p - h_g \quad (6.1)$$

Siendo H_p un valor fijo por ser la elevación de la corona de la presa y h_g el nivel máximo que se obtiene por el efecto de avenidas y que está correlacionado con el nivel inicial H_0 y el gasto pico Q_p (que ya toma en cuenta el efecto del volumen de la avenida).

P. H. INFIERNILLO
Curvas Gasto-Período de retorno

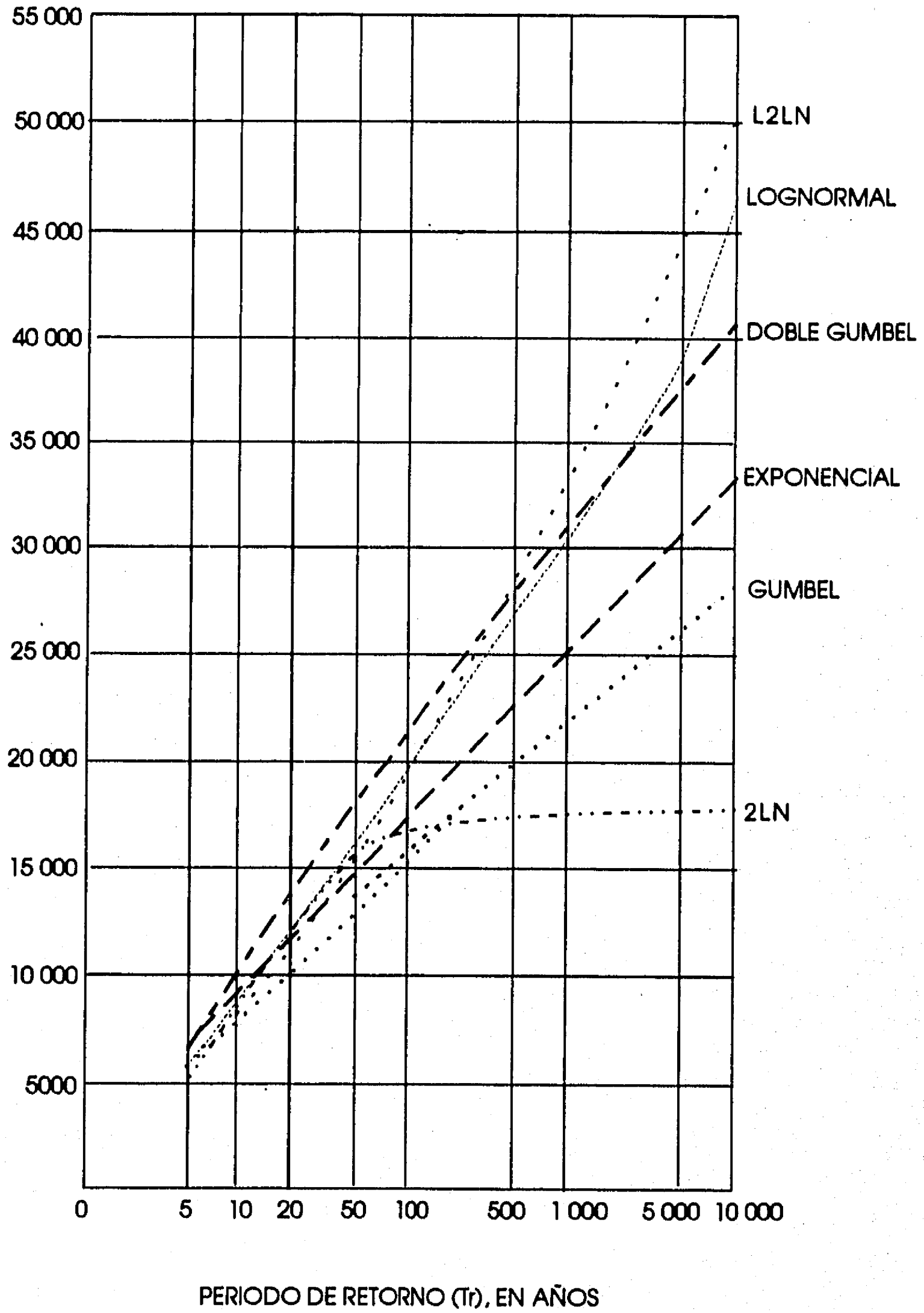


FIGURA 6.5. Curvas Gastos- T_r ; duración 1 día.
Gastos máximos diarios.

6.5.2. Tránsito de avenidas-elevaciones máximas

El tránsito de avenidas efectuado considera para su análisis -como ya se mencionó- el hecho de que independientemente de la elevación inicial a la que se encuentra el embalse, las compuertas se abren al alcanzarse la elevación 165 que es el NAMO de la época de avenidas.

A partir de este momento se considera que la obra de excedencias funciona como vertedor de cresta libre. Indudablemente, si la política de operación de compuertas se cambia, los resultados antes obtenidos se modificarán también, sin dejar de mencionar que una posible forma de obtener una política de operación de compuertas sería aplicar la metodología aquí presentada para definir la que arroja el mínimo riesgo.

Con el objeto de obtener una familia de datos nivel inicial-gasto pico-nivel final, que permitan definir la función de comportamiento antes expuesta, se hicieron tránsitos de avenidas asociados a los distintos niveles iniciales antes mencionados.

Los resultados obtenidos se muestran para cada distribución de probabilidad seleccionada en la tabla (6.10).

Se probaron diversos tipos de modelos de correlación de estas tres variables (H_o , h_g , Q_p), ajustando las ternas nivel inicial-nivel final-gasto pico que mejor representan el comportamiento de cada función de distribución de probabilidad, eligiéndose para cada una de ellas los grupos de datos correspondientes. Se encontró que, entre los modelos analizados (lineal, potencial, exponencial, etcétera), el mejor modelo corresponde al tipo lineal de la forma:

$$h_g = A + B H_o + C Q_p \quad (6.2)$$

Así, la función de comportamiento antes señalada puede escribirse como:

$$FU = H_p - A - B H_o - C Q_p \quad (6.3)$$

Que es la expresión correspondiente al margen de seguridad.

Además, con el objeto de sensibilizar el análisis de riesgo de falla ante los distintos tipos de funciones de comportamiento, se escogieron también las siguientes formas de la función adicionales, las cuales fueron aplicadas únicamente a la distribución Doble Gumbel:

$$FU = \text{Log} (H_p - A) / (B H_o - C Q_p) \quad (6.4)$$

$$FU = (H_p / h_g) - 1 \quad (6.5)$$

DISTRIBUCION	valores de h_g						
	Q_p	40588	37761	30978	28081	21296	18304
	$h_o \setminus T_R$	10000	5000	1000	500	100	50
DOBLE GUMBEL	161	176.91	176.11	174.20	173.21	169.72	169.70
	163	176.93	176.14	174.23	173.24	169.76	169.74
	165	177.04	176.25	174.34	173.44	170.54	169.78
	167	177.39	176.59	174.72	173.84	171.44	170.16
	169	178.08	177.32	175.47	174.67	172.38	171.19
LOGNORMAL	161	177.28	175.47	173.00	171.90	169.38	168.55
	163	177.31	175.50	173.02	171.92	169.41	168.57
	165	177.39	175.59	173.10	171.94	169.43	168.59
	167	177.74	175.96	173.51	172.37	169.82	168.91
	169	178.46	176.71	174.36	173.21	170.83	169.82
L2LN	161	178.83	178.03	174.25	174.10	171.15	169.58
	163	178.85	178.05	174.28	174.13	171.18	169.60
	165	178.94	178.23	174.29	174.31	171.28	169.61
	167	179.31	178.62	174.70	174.63	171.80	170.04
	169	179.92	179.23	175.50	175.39	172.64	171.08

TABLA 6.10. Elevaciones finales en el embalse asociadas a distintos períodos de retorno considerando diferentes elevaciones iniciales.

La ecuación (6.4) es una variación de la expresión del margen de seguridad y la expresión (6.5) corresponde a la del factor de seguridad. De esta manera, se correlacionaron los valores antes obtenidos para cada distribución y en forma global para las dos infinitas, encontrándose las constantes de las funciones de comportamiento y coeficientes de correlación señalados en la tabla (6.11).

DISTRIBUCION	FUNCION DE COMPORTAMIENTO			COEFICIENTE DE CORRELACION
	A	B	C (10 ⁻⁴)	
DOBLE GUMBEL	139.21	0.1605	2.85	0.9923
LOGNORMAL	139.56	0.1580	2.60	0.9911
GLOBAL	130.95	0.2117	2.63	0.9625
L-2-LOGNORMAL	141.19	0.1562	2.45	0.9955

TABLA 6.11. Valores de los coeficientes A, B y C de las funciones de comportamiento y coeficiente de correlación de los ajustes de cada distribución.

6.6. Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones infinitas

Se analizó el riesgo de falla con el ajuste obtenido para la función de distribución Doble Gumbel para cada una de las funciones de comportamiento antes señaladas con la elevación de la corona a la 180.

Considerando lo anterior, se obtuvieron para la citada distribución los resultados indicados en la tabla (6.12) para cada función de comportamiento.

Se señalan en la tabla los valores de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable, adoptando la elevación media histórica de la 161.5 en el vaso.

FUNCION DE COMPORTAMIENTO	P _F x 10 ⁻⁵	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
			NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
MARGEN SEGURIDAD	3.54	3.976	164.40	50,529
LOGARITMICA	3.51	3.977	164.41	50,557
FACTOR SEGURIDAD	3.75	3.962	164.41	50,285

TABLA 6.12 Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel considerando distintas funciones de comportamiento (elevación corona 180).

Se concluye que, si bien es cierto que las probabilidades de falla varían ligeramente entre las distintas formas de cada función de comportamiento, es prácticamente invariable el índice de confiabilidad y los resultados de la superficie de falla, por lo que se considera indistinto utilizar cualquiera de las funciones de comportamiento; por lo anterior, para el análisis de riesgo sólo se aplicará el criterio de riesgo a la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.

Los resultados correspondientes a la función de distribución lognormal y Doble Gumbel (del margen de seguridad) se indican en la tabla (6.13) en la que se señalan los mismos valores reportados en el caso anterior. Se señalan también los obtenidos con la función de comportamiento global para las funciones de distribución lognormal y Doble Gumbel.

Puede observarse en las tablas analizadas que las probabilidades de falla y los índices de confiabilidad no difieren significativamente entre ambas distribuciones (Doble Gumbel y lognormal), aunque sí se encuentran diferencias muy importantes entre éstas y la función global; para la distribución Doble Gumbel; de hecho puede concluirse que es posible adoptar la función de comportamiento correspondiente a esta distribución que es la que arroja el mejor coeficiente de correlación en el caso de las distribuciones infinitas.

FUNCION DE COMPORTAMIENTO	P_F $\times 10^{-5}$	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
			NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
LOGNORMAL	2.91	4.022	162.93	55,381
LOGNORMAL (GLOBAL)	2.94	4.020	163.45	54,951
DOBLE GUMBEL (GLOBAL)	1.53	4.172	165.66	53,182

TABLA 6.13. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución lognormal, lognormal-global y Doble Gumbel-global considerando la función de comportamiento correspondiente a la elevación en la corona 180.

De este análisis de riesgo puede concluirse que los valores obtenidos de probabilidad de falla con la corona a la elevación 180 y el nivel medio histórico en la presa a la elevación 161.5, es de 3.54×10^{-5} y 3.976 para el índice de confiabilidad; la superficie de falla está asociada a una elevación promedio de 164.40 y gasto de 50529 m³/s. La probabilidad de falla más significativa es la correspondiente a la distribución Doble Gumbel que es la que se adoptará para fines comparativos durante el análisis.

6.7. Análisis de sensibilidad

Tomando en cuenta el método del segundo momento estadístico y la ecuación que definen la función de comportamiento del riesgo de falla señalados en el Capítulo 4, se presenta a continuación un análisis de sensibilidad respecto de la influencia de la variabilidad en las variables aleatorias consideradas (gasto pico y elevación media del embalse) en la evaluación del riesgo.

Para la distribución Doble Gumbel con la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad, se indican en la tabla (6.14) al aplicar el método del segundo momento estadístico la media, la desviación estándar, los cosenos directores y el punto de falla más probable para cada iteración; se señalan también la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad y la superficie de falla más probable (nivel de la presa y gasto pico) correspondientes a la última iteración.

Al considerar que la ecuación recurrente del procedimiento puede expresarse como:

$$x_i^* = \mu_{xi} - \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta$$

donde α_i define los cosenos directores de las variables de la función de comportamiento, se comparan entre sí, ya que éstos actúan como un factor de peso debido a que la suma de los cuadrados de los cosenos suman la unidad de las variables que intervienen. Dependiendo de cómo cambia el valor de α_i en el proceso de cálculo, cada variable se modifica más o menos fuertemente y es posible identificar las que intervienen en forma importante durante el análisis.

En el último renglón de esta tabla (6.14) se puede observar que el gasto pico es la variable que muestra el mayor peso, ya que el valor de $\alpha = 0.9882$, es prácticamente la unidad.

Considerando este aspecto, la variable a la que debe dedicarse un mayor cuidado durante un análisis como el presentado es definitivamente el gasto pico de las avenidas y su selección. La elevación inicial promedio en el embalse es también importante, pero sus variaciones no son tan significativas en el proceso de análisis.

Por otra parte, se hizo variar la desviación estándar de las variables, del gasto pico y la elevación inicial en un ± 10 por ciento para conocer qué tan significativos son los cambios en los resultados obtenidos de la función de comportamiento e identificar la sensibilidad del cambio de dicha función de comportamiento.

VARIABLE	MEDIA	DESVIACION ESTANDAR σ	COSENOS DIRECTORES	PUNTO DE FALLA MAS PROBABLE
			α	
Q	2520.09	1,554.97	0.5017	15,014.013
H	161.50	4.761	0.8650	227.46
Q	9312.05	6,590.33	0.9263	46,071.84
H	161.50	4.761	0.3768	172.30
Q	-13,422.20	16,238.75	0.9866	50,420.23
H	161.5	4.761	0.1629	164.59
Q	-17,290.97	17,261.31	0.9882	50,524.57
H	161.5	4.761	0.1535	164.41
Q	-17,401.40	17,289.79	0.9882	50,528.70
h	161.5	4.761	0.1532	164.40
PROBABILIDAD DE FALLA P= 0.000354			$\beta = 3.976$	

TABLA 6.14. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable (margen de seguridad).

Las diferencias se muestran en la tabla (6.15), de la que se puede comentar y concluir lo siguiente de este análisis:

1. En el caso del gasto, al pasar de $50,529 \text{ m}^3/\text{s}$ a $52,258 \text{ m}^3/\text{s}$ ($+ 0.1\sigma_Q$), se presentó un cambio en la función del comportamiento del 0.272 por ciento y al pasar de $50,529 \text{ m}^3/\text{s}$ a $48,800 \text{ m}^3/\text{s}$ ($- 0.1\sigma_Q$), el cambio fue de un $- 0.276$ por ciento.
2. Para el nivel inicial de la presa, una variación del $+ 0.17\sigma_H$ lleva a una modificación de la función de comportamiento del 0.0407 por ciento que es muy similar al $- 0.0442$ por ciento que se obtiene al modificar la elevación en un $- 0.1\sigma_H$.

Definitivamente, se puede concluir que la variable más significativa durante un análisis de riesgo como el presentado en este trabajo es el gasto pico de las avenidas sintéticas analizadas.

Variable	σ	Δ Variable	Δ FU (%)
GASTO	1	50529.00	-
	+0.1	52258.00	+0.272
	-0.1	48800.00	-0.276
ELEVACION	1	164.40	-
INICIAL	+0.1	164.89	0.0407
	-0.1	163.92	-0.0442

TABLA 6.15. Análisis de sensibilidad para distribuciones infinitas variando la desviación estándar un 10 por ciento.

6.8. Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones acotadas

Al igual que en el caso anterior, se analizó la seguridad de la presa considerando la elevación de la corona a la 180.

Es importante señalar que se encontró una diferencia importante al aplicar el método avanzado de primer orden del segundo momento estadístico (MAPOSM) con respecto de las distribuciones infinitas, y es el hecho de que, al estar efectuando el análisis de riesgo con valores de gasto altos (periodos de retorno muy grandes), se obtiene una serie de valores que permite suponer que se encuentra una superficie de falla asociada a cada nivel inicial, más que un solo punto de falla como en el caso de distribuciones infinitas.

Es decir, a diferencia de los resultados obtenidos con distribuciones infinitas, en los que para un gasto inicial dado (que corresponde al medio de la distribución) se incrementa fuertemente hasta encontrar el gasto final, por tener valores infinitos asociados a grandes periodos de retorno, en este caso (distribuciones acotadas) el gasto se mueve alrededor del gasto inicial de análisis (que ya está en el extremo de la función de densidad y de distribución), modificándose únicamente el nivel hasta satisfacer la función de comportamiento analizada.

Es necesario entonces considerar otros valores de gasto dentro del rango de la distribución acotada prefijados de antemano y encontrar las elevaciones en el embalse que corresponden a la falla.

Esto lleva a que, en lugar de obtener un solo punto de falla asociado a cada par de puntos de condición inicial gasto-nivel, se obtiene una familia de puntos que se aproximan a una superficie de falla cuyos valores de índices de confiabilidad y probabilidades de falla son del orden entre sí; es decir, se obtienen superficies de falla no uniformes, que son semejantes a los valores puntuales de las distribuciones infinitas aunque asociados a probabilidades de falla sumamente pequeñas.

Considerando la corona a la elevación 180 se muestran los principales resultados en la tabla (6.16), en la que se indican los valores de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y la superficie de falla para la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.

DISTRIBUCION	P _F x 10 ⁻⁷	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
			NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
LOG2LOGNORMAL	1.12	5.45	166.23	52078
	1.14	5.51	162.89	54179
	1.15	5.58	161.23	55292
	1.18	5.65	157.29	57820
	1.20	5.69	153.92	59907

TABLA 6.16. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la corona a la 180 analizadas con la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.

La figura (6.6) muestra gráficamente los resultados asociados a esta distribución de probabilidad (L2LN) en particular indicando la superficie de falla que corresponde al margen de seguridad.

La figura (6.7) engloba gráficamente la superficie de falla de todas las distribuciones de probabilidad analizadas (infinitas y acotadas) considerando la elevación inicial media igual a 161.5, comparando los resultados de elevación contra gastos de falla.

Puede observarse - como ya se mencionó - que para la distribución L2LN se obtiene una superficie de falla, mientras que para las distribuciones infinitas se obtienen puntos de falla específicos.

DISTRIBUCION LOG-2-LOGNORMAL
 Superficie de falla correspondiente a
 la elevación 161.5

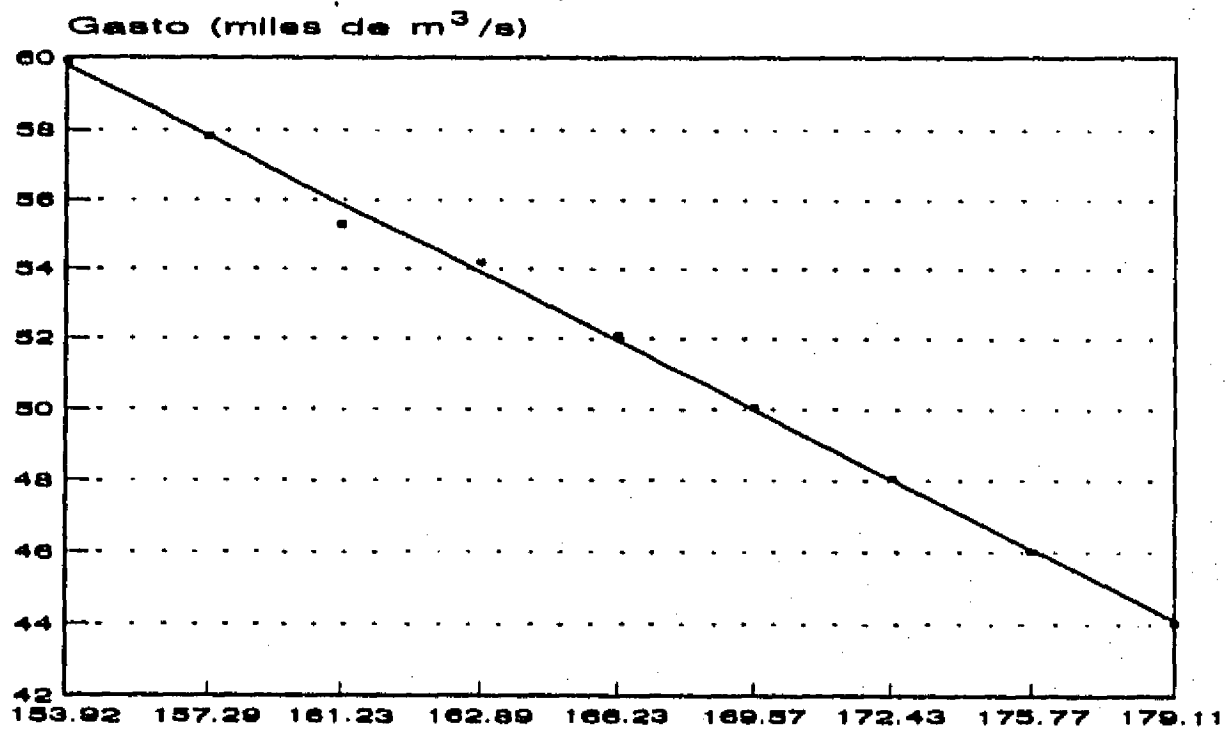


FIGURA 6.6. Superficie de falla L2LN.

RIESGO DE FALLA PRESA EL INFIERNILLO
 Resultados de las distribuciones de
 probabilidad (superficies de falla)

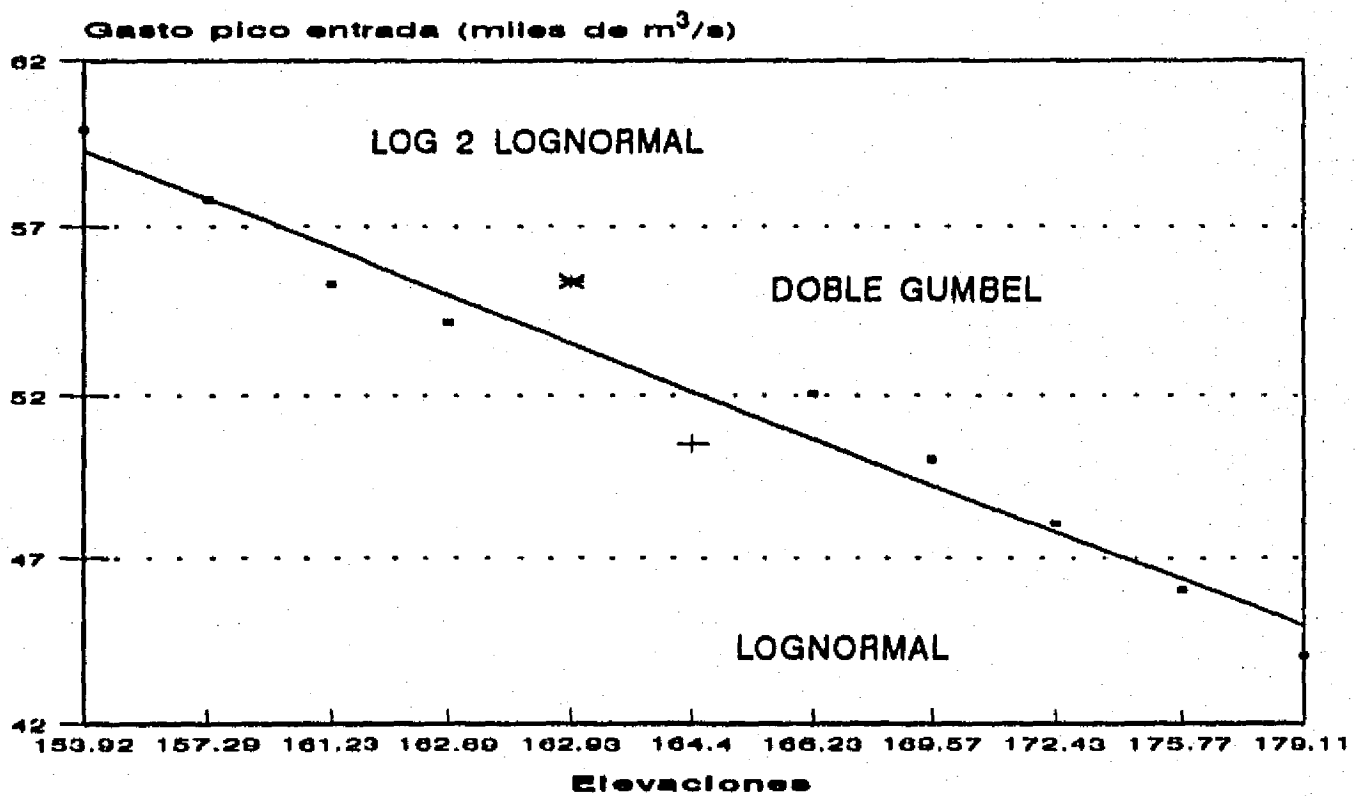


FIGURA 6.7. Comparación de distribuciones.

6.9. Aplicaciones de la metodología estudiada

Considerando que en El Infiernillo se ha sobreelevado la presa 4 m (de la elevación 180 a la 184), se han impuesto dos niveles máximos de operación (165 en avenidas y 169 en estiaje) y se han tenido fuertes problemas por efectos de cavitación en los túneles, se incluye en el cuerpo del trabajo una aplicación del análisis de riesgo de falla que permite tomar en cuenta estos aspectos.

6.9.1. Análisis de riesgo por sobreelevación de la presa

Para efectuar este análisis, se parte de las mismas bases que en el caso anterior; es decir, se obtienen resultados de probabilidades de falla, índices de confiabilidad y superficie de falla, considerando la elevación 161.5 para el nivel inicial medio histórico y modificando únicamente la elevación 180 a la 184.

La tabla (6.17) muestra un resumen de los resultados obtenidos con las distribuciones Doble Gumbel, lognormal y L2LN con la corona de la presa a la elevación 180 que permite comparar con los resultados obtenidos con la presa a la elevación 184:

DISTRIBUCION	P_F $\times 10^{-5}$	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
			NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
LOGNORMAL	2.91	4.022	162.93	55,381
DOBLE GUMBEL	3.54	3.976	164.40	50,529
LOG2LOGNORMAL	1.12	5.45	166.23	52,078
	1.14	5.51	162.89	54,179
	1.15	5.58	161.23	55,292
	1.18	5.65	157.29	57,820
	1.20	5.69	153.92	59,907

TABLA 6.17. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para las distribuciones log-normal, lognormal-global, Doble Gumbel y L2LN correspondiente a la elevación en la corona 180.

El análisis de riesgo al considerar la corona de la presa a la elevación 184 (tabla 6.18), y nivel medio histórico (161.5), arroja una probabilidad de falla para la distribución Doble Gumbel de 1.25×10^{-6} , índice de confiabilidad 4.72 y gasto 64 548 m³/s, el incremento en la seguridad es del orden de 28 veces respecto a las probabilidades de falla, el cual obviamente es muy significativo. En el caso de la distribución lognormal la seguridad se incrementa por lo menos cinco veces y por lo menos seis en el caso de las distribuciones acotadas.

DISTRIBUCION	P _F	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
			NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
LOGNORMAL	5.31×10^{-6}	4.41	162.73	72,165
DOBLE GUMBEL	1.25×10^{-6}	4.72	164.42	64,548
LOG2LOGNORMAL	1.36×10^{-8}	5.70	179.03	60,324
	1.45×10^{-8}	5.85	176.23	62,084
	1.59×10^{-8}	5.99	173.39	64,039
	1.63×10^{-8}	6.08	170.06	66,018
	1.78×10^{-8}	6.11	166.73	68,008

TABLA 6.18. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para distribuciones infinitas y acotadas con elevación de la corona de la presa a la 184.

6.9.2. Análisis de riesgo por la restricción de niveles iniciales en el embalse

Para conocer la variación de las probabilidades de falla e índices de confiabilidad en este caso y con el objeto de contar con un análisis de sensibilidad ante los posibles niveles con los que se puede hacer operar El Infiernillo al comparar con los niveles impuestos a la fecha, se modificó la elevación inicial promedio en el embalse adoptando tres niveles: 161.5, 165 y 169 que corresponden al medio histórico, al NAMO de avenidas y estiaje; se conservó la misma desviación estándar de 4.76 m.

Estrictamente en cuanto al procedimiento, el análisis de riesgo debe hacerse a partir de los valores medios de las variables analizadas con sus respectivas desviaciones estándar; sin embargo, en el análisis de sensibilidad se demostró que las modificaciones de la variación del nivel inicial no son muy significativas para los resultados finales obtenidos, por lo que al conservar la desviación estándar se obtiene una muy buena idea del comportamiento de la presa ante niveles iniciales variables.

Los principales resultados para la elevación de la corona a la 180 y 184 para la distribución Doble Gumbel y la función de comportamiento del margen de seguridad, se muestran en la tabla (6.19).

CORONA	NIVEL INI.	P _F x 10 ⁻⁵	β	SUPERFICIE DE FALLA MAS PROBABLE	
				NIVEL INICIAL DE LA PRESA	GASTO PICO
180	161.5	3.54	3.976	164.40	50,529
	165.0	5.68	3.961	167.89	40,857
	169.0	9.73	3.728	171.88	46,314
184	161.5	1.25	4.715	164.42	64,548
	165.0	1.97	4.616	167.92	62,575
	169.0	3.33	4.505	171.95	60,307

TABLA 6.19. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel considerando niveles variables de la presa de la elevación 180 a la 184.

De estos análisis, se puede observar lo siguiente:

- Con la corona de la presa a la 180, pasar del nivel 161.5 a la 165 significa un incremento de 1.6 veces en el riesgo y a la 169 de 2.75 veces con valores de probabilidad de falla de alrededor de 10^{-4} para este último.

- Para la corona a la 184 el incremento de probabilidad de falla es similar al anterior (en los distintos niveles); sin embargo, el valor de probabilidad de falla (a la 169) es 3 veces menor que el histórico de referencia (1×10^{-5}).

- La elevación inicial en la presa a la 165 da para la corona a la 180 como resultados una probabilidad de falla 5.68×10^{-5} , mientras que la presa a la 184 da como resultado 1.97×10^{-6} ; el incremento es del orden de 28 veces; el índice de confiabilidad es 3.861 para la 180 y 4.616 para la 184, mientras que la superficie de falla es prácticamente el mismo nivel inicial (del orden de 167.90), variando los gastos pico de 48,557 m³/s a 62,575 m³/s, el cual es mucho mayor que los asociados a periodos de retorno de 10,000 años.

- Con la elevación 169, la superficie de falla da como resultados la elevación 171.90 en promedio y gastos de 46,314 m³/s y 60,307 m³/s. Esta comparación permite concluir entonces que al pasar de la elevación de la presa de la 180 a la 184, las probabilidades de falla de El Infiernillo se

reducen de 3.54×10^{-5} a 1.25×10^{-6} para la elevación 161.5, de 5.68×10^{-5} a 1.97×10^{-6} para la 165 y de 9.73×10^{-5} a 3.33×10^{-6} para la 169.

En resumen, mientras que pasar la elevación de la corona de la 180 a la 184 reduce la probabilidad de falla 28 veces, bajar el nivel inicial de la 169 a la 161.5 solo reduce dicha probabilidad de falla 3 veces.

6.9.3. Análisis de riesgo por daños en los túneles vertedores

Al tener como antecedente el hecho de que durante la operación de la presa los túneles vertedores se han dañado por efectos de cavitación, en esta parte muestra cuál sería el riesgo de falla que presenta El Infiernillo ante esta condición.

Para lograr esto se adoptó la distribución Doble Gumbel con la que se trabajó anteriormente, siguiendo esencialmente el siguiente esquema:

- Se parte para efectos comparativos de ambas elevaciones de la corona (180 y 184).
- Se supone que, por el efecto de cavitación, uno de los túneles deja de funcionar, reduciendo la descarga analizada en el tránsito de avenidas en 1/3 de su capacidad, quedando la curva elevaciones-descarga como se señala en la tabla (6.20).

ELEVACIONES	DESCARGAS (m ³ /s)
155	69.8
157	374.4
159	838.4
161	1,440.2
163	2,174.0
165	3,022.9
167	3,998.5
169	5,145.5
171	6,344.1
173	7,564.8
175	9,164.0
177	10,638.4
179	10,639.6
181	10,720.0
183	10,720.0
185	10,720.0
187	10,720.0
189	10,720.0

TABLA 6.20. Curva Elevaciones-capacidades-descargas del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo considerando descarga en dos túneles vertedores.

- Se transitan las avenidas en el embalse y se determinan las funciones de comportamiento correspondientes a cada nivel de la corona.
- Se efectúa el análisis de riesgo considerando la distribución Doble Gumbel obteniendo los resultados asociados a los niveles iniciales 161.5, 165 y 169.

Para éste caso particular, y siguiendo la metodología planteada, se obtuvieron funciones de comportamiento con las siguientes características:

$$FU = 180 - (112.542 + 0.000365 Q_p + 0.317 H_o) \quad (6.7)$$

$$FU = 184 - (112.542 + 0.000365 Q_p + 0.317 H_o) \quad (6.8)$$

Los resultados se muestran en la tabla (6.21) en la que también se señalan los valores de probabilidad de falla correspondiente al funcionamiento hidráulico con tres túneles vertedores:

No. de túneles	Nivel inicial	Nivel de la presa Probabilidad de falla	
		180	184
3	161.5	3.54×10^{-5}	1.25×10^{-6}
	165.0	5.68×10^{-5}	1.97×10^{-6}
	169.0	9.73×10^{-5}	3.33×10^{-6}
2	161.5	2.85×10^{-4}	2.08×10^{-5}
	165.0	5.87×10^{-4}	4.29×10^{-5}
	169.0	13.40×10^{-4}	9.84×10^{-5}

TABLA 6.21. Valores comparativos de probabilidades de falla considerando del funcionamiento hidráulico de dos y tres túneles vertedores.

De estos resultados se puede comentar lo siguiente:

- Para la presa con elevación de la corona a la 180 y el nivel medio histórico (161.50), se reduce la seguridad de la presa 8 veces, 10 veces para el nivel 165 y del orden de 14 veces para el nivel 169.

- El nivel de la corona a la 184 arroja una reducción de la seguridad de la presa de 17 veces a la elevación 161.5, 22 veces para la 165 y casi 30 veces para la 169.

- Sin duda la presa presentará problemas si uno de los túneles falla y se presentan grandes avenidas, ya que la probabilidad de falla que se presenta es del orden de 1×10^{-4} .

6.10. Conclusiones del estudio de caso

Las principales conclusiones respecto al análisis de riesgo de falla en cuanto a avenidas, presentado para el Proyecto Infiernillo son las siguientes:

- Se aplicó el criterio que permite hacer la estimación del riesgo potencial de falla de la presa del Infiernillo, se encontró que es factible aplicarlo en forma sencilla y con pocos datos.

- La aplicación del criterio simplificado para estimar el riesgo de falla también se efectuó, su aplicación también es sencilla y permite tener una idea general en cuanto a la estimación de los gastos pico de las avenidas en función del tamaño de la cuenca de drenaje.

- Se seleccionó para la estimación del riesgo las avenidas sintéticas, las que se comparan y validan con respecto al procedimiento tradicional de amplificación y de Pegram en el apéndice D.

- Se propuso un procedimiento que permite hacer la estimación del riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante la ocurrencia de avenidas.

- Se aplicaron criterios de selección de las avenidas estudiadas en base a los resultados encontrados con el tránsito de avenidas por el vaso, el cual involucra los parámetros de capacidad, descarga y regulación.

Al hacer la aplicación de la estimación del riesgo, se encontró lo siguiente:

- Existe una gran semejanza en los resultados obtenidos para los tres tipos de funciones de comportamiento adoptados con distribuciones infinitas; es más, prácticamente puede decirse que son iguales y que es indistinto en este caso estimar el riesgo de falla con cualquiera de ellos.

- Los resultados de probabilidades de falla obtenidos con la distribución acotada seleccionada muestran que son menores que los encontrados con distribuciones infinitas.

- Con dicha distribución acotada, se obtienen más bien superficies de falla asociadas a cada nivel inicial de análisis de la presa, aunque las probabilidades de falla encontradas son sumamente bajas.

- En todos los casos, queda demostrado que el haber sobreelevado la cortina a la elevación 184 en la corona, incrementa por lo menos 28 veces la seguridad de la presa y bajar el nivel inicial de la 169 a la 161.5 sólo la reduce 3 veces.

- La distribución Doble Gumbel arroja valores de probabilidad de falla (con corona a la 180); 3.54×10^{-5} para los valores medios históricos del nivel inicial (161.5), 5.68×10^{-5} para la elevación 165 y 9.73×10^{-5} para la elevación 169; el primero de estos valores es mayor que el valor de la probabilidad de falla aceptado de referencia (1×10^{-5}); sin embargo, con la corona a la 184, estos valores de probabilidad de falla se reducen a un orden de 2×10^{-6} en promedio.

- Las restricciones de operación actualmente impuestas, son sumamente severas y sin duda conllevan una fuerte pérdida de generación de energía.

- Las probabilidades de falla obtenidas indican que la presa reduce su seguridad del orden de 8 veces al operar sólo 2 de los túneles vertedores con la corona a la 180 y del orden de 17 veces para la corona a la 184 presentando probabilidades de falla del orden de 1×10^{-4} ; sin duda la presa presentará problemas si uno de los túneles falla y se presentan grandes avenidas. Es opinión personal del suscrito que El Infiernillo se puede operar todo el año con un NAMO a la 169 sin que se tengan riesgos significativos aguas abajo por la falla de la presa. Sin embargo, en caso de falla de uno de los túneles vertedores, se tendrían problemas serios en la seguridad de la estructura. Puede concluirse que con las hipótesis consideradas para este análisis y utilizando las distribuciones de probabilidad señaladas en el análisis, con las condiciones en las que actualmente se encuentra la presa del Infiernillo, es segura ante avenidas y que como se mencionó anteriormente, es posible aumentar el nivel de operación en la época de avenidas.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



CAPITULO 7

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES PARA
INVESTIGACIONES FUTURAS**

CAPITULO 7

	Pág.
INDICE	
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS	145
7.1. Conclusiones generales	145
7.2. Conclusiones respecto del trabajo realizado	146
7.3. Conclusiones respecto al P.H. El Infiernillo	147
7.4. Recomendaciones para investigaciones futuras	148
7.5. Nota final	150

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS

En este capítulo se presentan las principales conclusiones del trabajo doctoral que están divididas en cuatro aspectos; generales en lo que a seguridad de presas se refiere, particulares respecto a la metodología presentada en el trabajo y al caso de aplicación y las recomendaciones para investigaciones futuras.

7.1. Conclusiones generales

La seguridad de presas tiene una gran importancia para la sociedad desde este punto de vista, debe señalarse que los análisis de seguridad a realizarse deben abarcar diferentes causas de falla como lo son las avenidas, la tubificación, el deslizamiento de taludes, y la seguridad estructural, sin olvidar el aspecto sísmico, entre otros.

Para ello es posible aplicar criterios probabilísticos de diseño a estos aspectos, un resultado de gran importancia que se obtiene de esto es la sensibilización que se haga de las variables más significativas que intervienen por parte de personas con experiencia y juicio en este tipo de actividad.

Debido al gran potencial de daño y destrucción que se tiene ante una posible falla y resumiendo los distintos criterios que siguen diversas agencias e instituciones a nivel mundial, es posible concluir que en lo relacionado con seguridad de presas, en lo que a nuestro país se refiere, se requieren efectuar las siguientes acciones:

1. Revisar los criterios de clasificación y evaluación de la seguridad de presas en lo que a avenidas respecta.
2. Uniformar los criterios que deben aplicarse en cuanto a seguridad, tamaños, riesgo aceptable y criterios de diseño en nuevas presas por construir.
3. Estandarizar que los costos de las presas se incluyan en la evaluación de la seguridad de las mismas; se debe hacer un balance entre los beneficios que se tienen por la construcción del proyecto, los costos de construcción, los sociales y la seguridad pública, incluyendo las posibles consecuencias por la falla de una presa ante la ocurrencia de eventos extremos de gran magnitud.
4. Las normas para la seguridad de presas construidas no necesariamente deben ser las mismas que para los nuevos proyectos y se deben establecer los valores aceptables del riesgo falla ante distintos eventos.
5. Para presas existentes con asentamientos humanos importantes aguas abajo, debe hacerse análisis del riesgo de falla con avenidas estimadas en las que las distribuciones estadísticas integren en su análisis los volúmenes de escurrimiento simultáneamente con el gasto pico.

6. Se deben implantar revisiones periódicas de las presas, sobre todo cuando se hayan empleado para el diseño criterios conservadores.
7. En los sitios que tienen afluentes de relativa importancia, y si se considera que pueden suceder obstrucciones en los ríos por árboles derribados o deslizamiento de taludes, se deben revisar las posibles avenidas provocadas por la falla de la retención que provoque la súbita liberación de volúmenes de agua importantes que pudieran significar problemas de seguridad se refiere, como ha sucedido en otros países.
8. Sería importante profundizar en los estudios del Riesgo Global de Falla en presas y la combinación de eventos que pudieran ocasionarlos.

Como conclusión general del análisis de riesgo contra avenidas en presas de tierra y enrocamiento, se puede mencionar, que debido a que el mayor número de fallas ante avenidas ocurren en dichas presas, es muy urgente revisar las que no hayan considerado para el análisis una base que tome en cuenta el riesgo de falla, tomando en cuenta los aspectos antes mencionados.

7.2. Conclusiones respecto del trabajo realizado

Respecto a la metodología presentada en el trabajo se pueden mencionar los siguientes aspectos:

1. Se hizo un análisis de las fallas históricas de las presas y se obtuvieron los niveles de riesgo mínimo aceptables en el caso de hacer un análisis teórico como el presentado en este documento.
2. Se propuso una metodología para estimar el riesgo potencial de falla, la cual es de sencilla aplicación. De esta manera, en las presas existentes es posible categorizar y analizar aquellas en las que el riesgo potencial de falla existe, así como las que por falta de un mantenimiento adecuado, presentan deterioros que puedan ocasionar el posible inicio de fallas.
3. Se propuso un criterio simplista para la posible estimación del riesgo de falla de presas; cuya aplicación es fácil.
4. Se revisaron las metodologías que permiten estimar el riesgo de falla en forma teórica y se compararon entre sí, llegándose a que la que mejores resultados ofrece es la del primer orden del segundo momento estadístico.
5. Se propuso el uso de distribuciones de probabilidad acotadas $-2ln$ y $L2ln$ - así como la obtención del límite superior y se compararon con las infinitas. Desde el punto de vista error cuadrático mínimo, para los 31 años de registro, fueron después de la Doble Gumbel las que mejor se ajustaron.

6. Sería importante profundizar en los estudios del Riesgo Global de Falla en presas y la combinación de eventos que pudieran ocasionarlos. Considerando lo anterior, la seguridad debe analizarse en dicho contexto de Riesgo Global de Falla indicado en este trabajo al considerar las principales causas de falla en ellas.
7. Deben realizarse esfuerzos para que se puedan integrar a los análisis de riesgo los aspectos económicos bajo distintas perspectivas; los que involucren el costo asociado a la pérdida de servicios por las fallas, los relacionados con las fallas mismas e indudablemente aquellos en los que la vida humana está en peligro. Esto puede hacerse al tomar en cuenta el desarrollo del análisis teórico del riesgo global de falla y las estimaciones económicas de las mismas.
8. Se propuso un procedimiento que permite hacer la estimación del riesgo en presas de tierra y enrocamiento ante la ocurrencia de avenidas.
9. Se aplicó metodología propuesta al caso de El Infiernillo y se pudo constatar que es una herramienta muy útil que permite hacer una importante sensibilización de las principales variables que intervienen en el fenómeno y, además es factible aplicar a diversas opciones de análisis, como el caso de sobreelevación de la presa, la variación de niveles en la misma y la posible falla de alguno de los túneles vertedores.
10. También se comprobó que, desde el punto de vista cuantitativo, las probabilidades de falla obtenidas con las distribuciones de probabilidad acotadas son inferiores a las infinitas.

7.3. Conclusiones respecto al P.H. El Infiernillo

Las principales conclusiones obtenidas al hacer el análisis en la presa El Infiernillo, son las siguientes:

- La aplicación del criterio simplificado para estimar el riesgo de falla permite tener una idea general en cuanto a la estimación de los gastos pico de las avenidas en función del tamaño de la cuenca de drenaje.

- Se aplicaron criterios de selección de las avenidas estudiadas en base a los resultados encontrados con el tránsito de avenidas por el vaso, el cual involucra los parámetros de capacidad, descarga y regulación.

- Existe una gran semejanza en los resultados obtenidos para los tres tipos de funciones de comportamiento adoptados con distribuciones infinitas; inclusive prácticamente son iguales y es indistinto en este caso estimar el riesgo de falla con cualquiera de ellas.

- Los resultados de probabilidades de falla obtenidos con la distribución acotada seleccionada, muestran que son menores que los encontrados con distribuciones infinitas.

- Con dicha distribución acotada se obtienen más bien superficies de falla asociadas a cada nivel inicial de análisis de la presa, aunque las probabilidades de falla encontradas son sumamente bajas.

- En todos los casos queda demostrado que el haber sobreelevado la cortina a la elevación 184 en la corona, incrementa por lo menos 28 veces la seguridad de la presa y bajar el nivel inicial de la 169 a la 161.5 sólo la reduce 3 veces.

- Las restricciones de operación actualmente impuestas son sumamente severas y sin duda conllevan una fuerte pérdida de generación de energía.

- Las probabilidades de falla obtenidas indican que la presa reduce su seguridad del orden de 8 veces al operar sólo 2 de los túneles vertedores con la corona a la 180 y del orden de 17 veces para la corona a la 184 presentando probabilidades de falla del orden de 1×10^{-4} ; sin duda la presa presentará problemas si uno de los túneles falla y se presentan grandes avenidas.

- En lugar de operar el embalse con los dos niveles de agua máximo ordinarias (169 en estiaje y 165 en época de avenidas) con la consecuente pérdida de generación de energía, es factible plantear una política de operación que permita alcanzar el NAMO a la elevación 169, lo que representaría a la CFE un importante incremento de la generación media anual.

La conclusión del análisis efectuado, al tomar en cuenta las hipótesis consideradas para el mismo, la política de operación de compuertas supuesta y utilizando las distribuciones de probabilidad señaladas, en las condiciones en las que actualmente se encuentra la presa de El Infiernillo, ésta es segura ante avenidas, aunque lo deseable sería incrementar la seguridad de los vertedores. El costo que cause dicho incremento, debe compararse con el incremento de seguridad que seguramente se obtendrá al operar el vaso con niveles más altos.

7.4. Recomendaciones para investigaciones futuras

Las recomendaciones para investigaciones futuras que se consideran importantes son las siguientes:

- Se hace hincapié en que el objetivo de este trabajo debe ubicarse dentro de un contexto de investigación aplicada, el cual requiere mucha retroalimentación de casos prácticos, la cual deberá hacerse en forma sistemática, no sólo en el caso de avenidas, sino también para cualquier fenómeno se relacionan con la ingeniería de presas.

- Para las compuertas de vertedores y de fondo, se podría revisar la confiabilidad operacional al considerar que dichas compuertas -sobre todo las de fondo- en un futuro deben ser capaces de descargar grandes volúmenes de agua, incluyendo el azolve. Este tema resulta de gran interés, ya que se tendrá que resolver el problema de flujos con sedimentos a alta velocidad en estructuras de descarga terminales.

- Se requiere profundizar en esquemas más confiables para las nuevas compuertas al considerar elementos tales como reparación, ventilación, vibración, mecanismos de apertura y cierre, corrosión, y estabilidad dimensional. Debe considerarse el funcionamiento deficiente de las mismas categorizando diversas causas; mantenimiento, deficiencia en el diseño, selección incorrecta del tipo de carga y falla en el suministro de energía

- Para el caso de presas en cascada deben establecerse las bases de un análisis de riesgo de falla conjunto del sistema.

- Sería interesante también conocer los resultados que se obtendrían al determinar políticas de operación de compuertas en las que se tome como base un análisis de riesgo, y su comparación con otras políticas que se emplean en las presas de tierra y enrocamiento en México.

- Para las obras de desvío y considerando los ejemplos citados del funcionamiento hidráulico de estas obras en los Proyectos Hidroeléctricos Aguamilpa y Zimapán en los años 1990 y 1991, sería muy interesante establecer un análisis de riesgo que permita la toma de decisiones ante diversas condiciones de funcionamiento considerando obviamente este tipo de análisis al caso de cierres definitivos de presas, particularmente en las de concreto en las que dentro de un cierto rango, es permisible aceptar que avenidas de una magnitud dada puedan pasar sobre la cortina.

Se pueden considerar también los siguientes aspectos:

- Establecer la evaluación de la seguridad en presas con técnicas como la de Monte Carlo incluyendo el muestreo de importancia.

- Ante la posible falla de una presa es necesario definir los modelos matemáticos y la metodología apropiada para que se calculen y elaboren los mapas de la posible llanura de inundación, y establecer los planes para entrenar al personal necesario y al público en general en caso de emergencia.

- Estimar los riesgos de falla con otros tipos de distribuciones acotadas, como la beta. Indudablemente, sería conveniente plantear métodos prácticos para el ajuste de estas distribuciones y comparar los resultados que se obtengan.

7.5. Nota final

Se mencionan algunas reflexiones que en mi opinión deben tomarse en cuenta en los años por venir, en lo que a la ingeniería de presas se refiere.

En los últimos tiempos, el desarrollo computacional y los métodos y técnicas numéricas en la ingeniería han sido muy grandes, lo cual ha permitido explicar el comportamiento peculiar de presas ante ciertas sollicitaciones y condiciones de carga; sin embargo, estas estructuras de hecho son un problema físico y no puramente matemático.

El cálculo o evaluación numérica más refinado permitirá en el mejor de los casos una gruesa aproximación de la realidad.

Tomando en cuenta este aspecto, es necesario meditar mucho antes de iniciar el análisis que involucre la seguridad de presas, y meditar mucho más aún acerca de los resultados obtenidos antes de darlos por buenos.

Los criterios probabilísticos se han cuestionado seriamente en los últimos años y no se pueden considerar aceptados generalmente por la profesión, en lo que a presas se refiere.

Es obvio que los diseños determinísticos usados tradicionalmente por los ingenieros para diseñar y operar grandes proyectos son ahora obsoletos; los intentos por introducir métodos probabilísticos que han mostrado una gran utilidad en diversos campos de la ingeniería, sin duda deben mostrarla también para la ingeniería de presas.

Esto es absolutamente esencial debido a que la complejidad y las incertidumbres en el diseño de presas hacen imposible tomar en cuenta todos y cada uno de los parámetros que intervienen en el mismo.

Sin embargo, el camino por recorrer es muy largo, lleno de dificultades y de retos sumamente interesantes para las personas dedicadas a esta actividad.

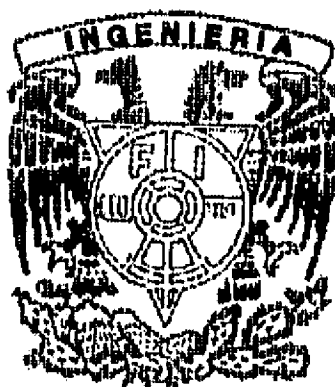
Indudablemente se requiere mucha investigación aplicada en el aspecto teórico-práctico, como la que se presenta en este trabajo. Las presas deben instrumentarse para medir su comportamiento ante las diversas sollicitaciones, para que se puedan retroalimentar los modelos teóricos generados durante dicha investigación.

Esto debe hacerse sistemáticamente antes de que en forma generalizada los criterios probabilísticos sean utilizados por el ingeniero como una herramienta en el diseño habitual, en este campo en particular.

La principal tarea en cuanto a investigación se refiere, debe dirigirse a un mejor entendimiento, sensibilización y juicio de las incertidumbres de las variables que intervienen, y a una clara visualización de los resultados obtenidos durante el análisis, para poder hacer una correcta toma de decisiones que redunde en una aplicación práctica provechosa para el ingeniero.

Por el momento, los criterios probabilísticos deben emplearse principalmente para validar y simplificar modelos que sean útiles al ingeniero que día a día se enfrenta al enorme, pero a la vez muy satisfactorio, reto de diseñar y construir una presa que permita modificar la naturaleza para beneficio de sus semejantes.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



APENDICE A
**RIESGO GLOBAL DE FALLA EN
PRESAS**

APENDICE A

	Pág.
INDICE	
APENDICE A. RIESGO GLOBAL DE FALLA EN PRESAS	152
A.1. Método del árbol de decisiones	152
A.2. Método de confiabilidad híbrida	155
A.2.1. Sistemas en serie	156
A.2.2. Sistemas en paralelo	157
A.3. Método analítico causa - consecuencia	158

APENDICE A. RIESGO GLOBAL DE FALLA EN PRESAS

El riesgo global de falla en presas, -como se definió en el primer capítulo -, debe tomar en cuenta todas las posibles causas de falla del sistema analizado, lo cual tiene que hacerse sistemáticamente ante la combinación de todos y cada uno de los factores que pueden intervenir para que la falla se presente. Los métodos mostrados en el capítulo cuatro permiten evaluar el riesgo de falla de un sistema ante eventos aislados como son las avenidas y los sismos. Pero para evaluar el riesgo global de falla, se emplean las metodologías del árbol de decisiones (MAD), el de confiabilidad híbrida (MCH) y el analítico causa-consecuencia (MACC), que aunque no se emplean en el cuerpo del trabajo doctoral, se señalan los principios básicos que permiten evaluar el riesgo global de falla en presas.

A.1. Método del árbol de decisiones

El método del árbol de decisiones (MAD) es una técnica desarrollada por los Laboratorios Telefónicos Bell en 1962 por petición de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos. Posteriormente la técnica fue aplicada para evaluar el riesgo de una gran variedad de sistemas que componen las plantas nucleares, procesos de plantas químicas, sistemas eléctricos (Veseley, 1975; Cumming, 1975; Powers, 1975; Fusell, 1975). En 1977 Yen aplicó el MAD para obtener resultados cuantitativos en la toma de decisiones probabilísticas de plantas hidroeléctricas en operación. Lambé en 1981 empleó el MAD para relacionar las posibles causas de pérdidas de fluido contaminado, almacenado en presas con aguas negras, y estimar la probabilidad total de pérdidas de fluido contaminado, al combinar el riesgo o valores de riesgo asignados a cada evento de falla. Duckstein en 1981 estimó la confiabilidad de un sistema hidráulico subterráneo de una mina por medio de una combinación de la simulación del árbol de decisiones con el método de MonteCarlo (que es el método híbrido que se describe más adelante).

El MAD permite hacer una representación gráfica de los diversos componentes de eventos que pueden causar posibles fallas de un sistema. La preparación de un árbol de decisiones empieza con la definición de eventos indeseables (eventos máximos), asociados a la función de comportamiento del sistema en consideración, o sea que se inicia con la búsqueda de caminos (superior e inferior). La construcción del árbol de decisiones se inicia con los eventos que pueden causar en forma directa el máximo o tope, y se ramifica en forma apropiada de tal manera que se reflejen todas las combinaciones lógicas de eventos básicos que pueden ocasionar la falla. Por lo tanto el árbol de decisiones ensambla un sistema lógico convergente que se une en nodos, los cuales son también llamados ventanas en otros campos de la ingeniería como son la química, eléctrica y nuclear.

Una vez que el árbol se construyó, la probabilidad de falla de cada evento listado como posible falla, puede analizarse a lo largo de cada rama usando formulaciones matemáticas de eventos de falla y métodos para el cálculo del riesgo como los mostrados anteriormente; el riesgo total del sistema puede calcularse a través de una combinación de nudos y ramas del árbol de falla; la figura (A.1) muestra una estructura simple de un árbol de decisiones.

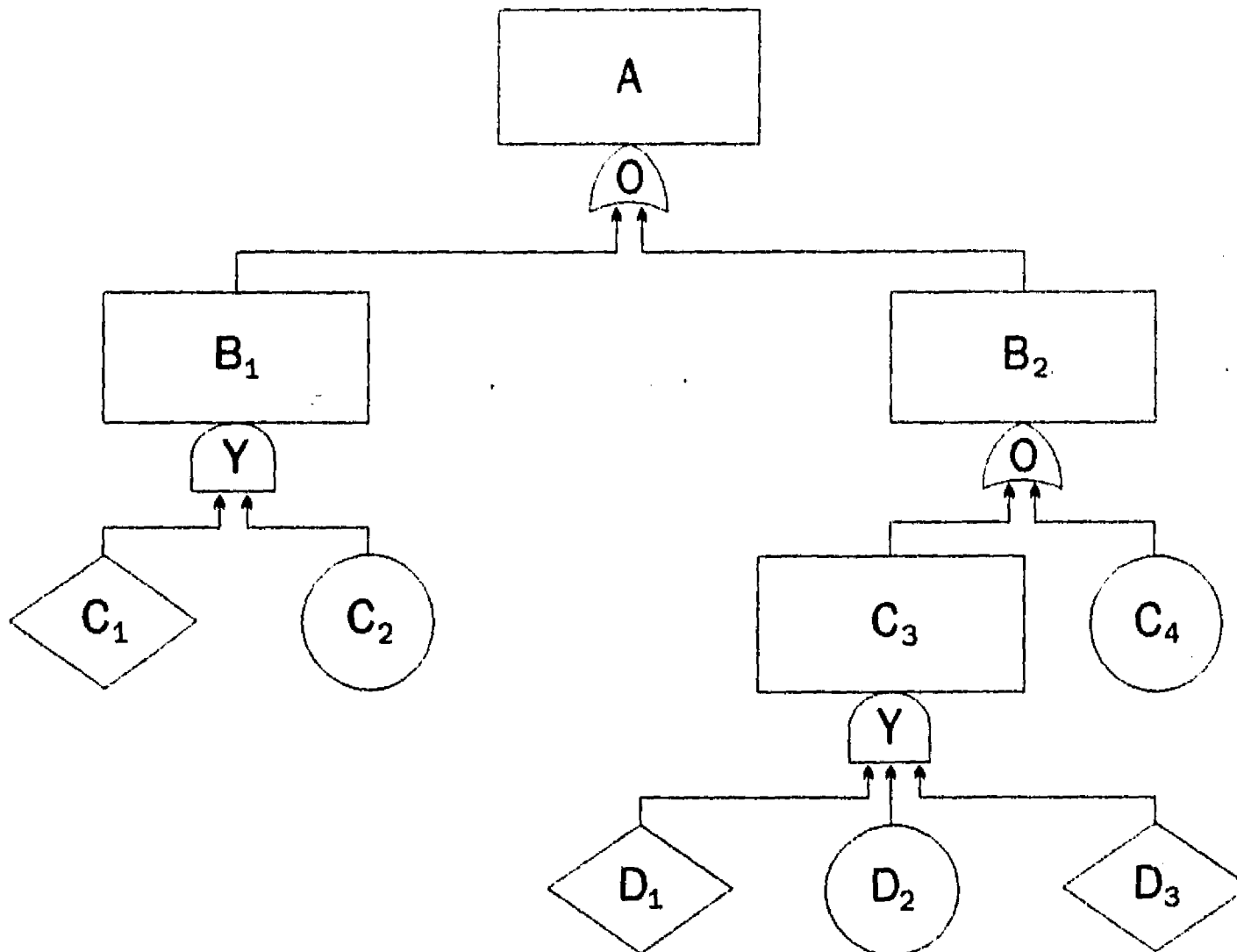


FIGURA A.1. Estructura típica simple de un árbol de decisiones.

Las expresiones comúnmente usadas para la preparación de árboles de decisiones se muestran en la figura (A.2).

De acuerdo a la figura (A.1) hay dos clases de nudos lógicos fundamentales para combinar los eventos relativos de falla en la construcción de un árbol, denominados los nudos 'Y' y los nudos 'O'. Un nudo 'O' describe la situación en la cual un evento de salida existirá si uno o más de los eventos de entrada de las ramas convergen hacia éste.

En la teoría de las probabilidades el evento de salida es la unión de los eventos de entrada al mismo nudo. El nudo 'Y' describe la operación lógica que requiere la coexistencia de todos los eventos de entrada de este nudo para producir el evento de salida a partir del mismo. En otras palabras, el evento de salida es la intersección de los eventos de entrada del mismo nudo 'Y'. Por lo anterior, las aproximaciones para evaluar las probabilidades de ocurrencia de eventos de falla son diferentes entre estos dos tipos de nudos. Por ejemplo, en la figura (5.1), al evento de falla B_1 contribuye la ocurrencia de los eventos C_1 y C_2 , por lo tanto la probabilidad de que ocurra B_1 puede evaluarse por:

$$P(B_1) = P(C_1, C_2) \quad (A.1)$$

Si C_1 y C_2 son eventos independientes, esta ecuación se transforma en:

$$P(B_1) = P(C_1) P(C_2) \quad (A.2)$$

El evento indeseable A es el que resulta de la ocurrencia de cualquiera de los eventos de falla B_1 , B_2 o ambos. La probabilidad de que ocurra el evento A puede evaluarse como:

$$P(A) = P(B_1 \cup B_2) \quad (A.3)$$

o

$$P(A) = P(B_1) + P(B_2) - P(B_1 B_2) \quad (A.4)$$

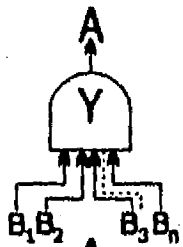
Si B_1 y B_2 son estadísticamente independientes, la ecuación (A.4) se puede escribir como:

$$P(A) = P(B_1) + P(B_2) - P(B_1)P(B_2) \quad (A.5)$$

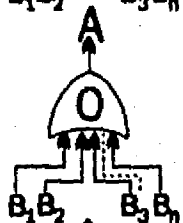
Si B_1 y B_2 son eventos mutuamente excluyentes, la ecuación (A.4) se simplifica a:

$$P(A) = P(B_1) + P(B_2) \quad (A.6)$$

SÍMBOLO



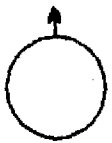
Nudo Y Intersección: la salida "A" existe si, y solo si todos los eventos $B_1, B_2 \dots B_n$, existen simultáneamente,



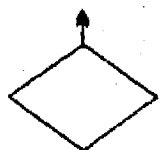
Nudo O Unión: la salida "A" existe si, y solo si cualquiera de los eventos $B_1 \dots B_n$, existen.



Identificación de un evento particular. En una secuencia describe la salida o entrada de un nudo "Y" o "N"



Evento básico o condición. Usualmente una función desfavorable en términos de una componente específica o causa.



Un evento propuesto no desarrollado por razones de información suficiente. podría ser utilizado para indicar investigaciones futuras cuando la informaciónn adicional esté disponible.

FIGURA A.2. Símbolos usuales para el árbol de decisiones.

Una suposición básica del análisis con el árbol de decisiones es que el sistema y los subsistemas o componentes pueden tener solamente dos modos condicionales; es decir, o pueden operar o pueden fallar, pero no se consideran operaciones parciales sucesivas. En los sistemas actuales, cuando se va a presentar una falla en una presa, pueden ocurrir fallas parciales de tal manera que el sistema puede seguir operando hasta un límite en el cual se alcancen condiciones de falla. Sin embargo, los sucesos totales o fallas totales constituyen las peores condiciones de comportamiento por lo que al emplear un criterio como el aquí propuesto, permite ser conservadores en la evaluación del riesgo de falla en presas.

El proceso de aplicación del MAD para evaluar el riesgo de falla en presas, sigue básicamente el siguiente procedimiento:

a) Se calculan todas las probabilidades de falla elementales iniciales a partir de la estructura en el estado que se encuentra.

b) Se identifican las probabilidades de mayor valor y la probable falla correspondiente.

c) Se calculan las probabilidades conjuntas de la falla inicial (más probable) y todas las fallas elementales posibles.

d) Se identifican las probabilidades de mayor valor conjuntas calculadas anteriormente y aquellas que arrojen un valor alto en la probabilidad de falla en conjunto pero que no habían sido identificadas.

e) Se estima el riesgo global de falla de los elementos correspondientes al punto anterior y se ensambla un nuevo conjunto de probabilidades de falla.

f) Se ejecutan los pasos d y e hasta definir la probabilidad de falla más probable.

g) Se ejecutan los pasos d y e hasta definir las probabilidades de falla más posibles siguientes.

A.2. Método de confiabilidad híbrida

Es una metodología que permite calcular la probabilidad de falla global de un sistema, el cual combina los métodos analíticos clásicos de confiabilidad y el método de simulación Monte Carlo para la evaluación de las integrales múltiples de la probabilidad de falla.

El método supone conocidos todos los modos de falla posibles del sistema y establece una función límite con base en la carga y resistencia (suministro y demanda) de dicho sistema. Se estima entonces la probabilidad conjunta de falla de la función (de dimensión n) con alguno de los métodos desarrollados en el capítulo 4 y se considera además que las variables de la carga son independientes de las de resistencia.

Si se trabaja con los límites de resistencia del sistema Y_1 y de la capacidad X_1 y con la convención de que la falla del sistema corresponde a valores negativos de la combinación lineal precedente, se obtiene la función de seguridad M_1 del sistema:

$$M = [A] X + [B] Y \quad (A.7)$$

Donde $[A]$ y $[B]$ son las matrices de transformación de las variables y M , X y Y son respectivamente los vectores del margen de seguridad, de la capacidad para proporcionar el suministro y la demanda respectivamente.

El proceso de aplicación del modelo de confiabilidad híbrida es el siguiente:

- a) Se identifican todos los posibles modos de falla del sistema.
- b) Se establecen las funciones de seguridad M de los mecanismos de falla identificados en a.
- c) Se calcula la probabilidad conjunta del margen de seguridad M .
- d) Se calcula la probabilidad de que el margen de seguridad adquiera valores negativos ($M_1 < 0$).

Durante la aplicación se tendrán dos modos del comportamiento de falla del sistema analizado: en serie y en paralelo.

A.2.1. Sistemas en serie

Se dice que una falla es en serie para un sistema dado de n eventos E_1, E_2, \dots, E_n , si al presentarse la falla de uno de los eventos E_i , el sistema falla. La probabilidad de falla puede expresarse como:

$$P[F] = P[E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_n] \quad (A.8)$$

donde E_i representa el evento de falla del sistema en el modo i .

Si la representación de falla del sistema se expresa por $E_i = (M_i < 0)$, la ecuación de la probabilidad de falla del sistema se expresa por:

$$\begin{aligned} P[F] = & P(M_1 < 0) + P(M_2 < 0, M_1 > 0) + \dots + P(M_n < 0, M_1 > 0) + \\ & + P(M_2 < 0) + P(M_2 < 0, M_1 > 0) + \dots + P(M_n < 0, M_2 > 0) + \\ & + P(M_n < 0, M_{n-1} > 0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P[F] = & F_{M_1}(0) + \int_0^{\infty} F_{M_2}(0 | M_1) f_{M_1}(m_1) dm_1 + \dots + \\
& + \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} F_{M_n}(0 | M_1, \dots, M_{n-1}) f_{M_1, \dots, M_{n-1}}(m_1, \dots, m_{n-1}) dm_1 \dots dm_{n-1}
\end{aligned}
\tag{A.9}$$

donde

$$f_{M_1, \dots, M_{n-1}}(m_1, \dots, m_{n-1})$$

es la densidad de probabilidad conjunta de las $n-1$ primeras funciones de seguridad y F_{M_n} es la función de distribución condicional de la seguridad M_n , suponiendo que

$$M_1 = m_1, \dots, M_{n-1} = m_{n-1}.$$

A.2.2. Sistemas en paralelo

Un sistema que puede fallar al presentarse n eventos, se dice que es en paralelo si la falla de todos los elementos causa la falla global del sistema. La probabilidad de falla de todos los elementos causa la falla global del sistema. La probabilidad de falla se expresa entonces por:

$$P[F] = P[E_1, E_2, \dots, E_n] \tag{A.10}$$

donde E_i representa el evento de falla del modo i .

En forma similar, como en el caso anterior, si la representación de falla del sistema es $E_1 = (M_1 < 0)$, la ecuación de probabilidad de falla se expresa por:

$$\begin{aligned}
P[F] = & P(M_1 < 0) P(M_2 < 0, M_1 < 0) \dots P(M_n < 0, M_1 < 0) + P(M_2 < 0) P(M_2 < 0, M_1 < 0) \dots \\
& \dots P(M_n < 0, M_1 < 0) + \dots P(M_n < 0, M_{n-1} < 0) = \\
= & F_{M_1}(0) + \int_{-\infty}^0 F_{M_2}(0 | M_1) f_{M_1}(m_1) dm_1 + \dots + \\
& + \int_{-\infty}^0 \int_{-\infty}^0 F_{M_n}(0 | M_1, \dots, M_{n-1}) f_{M_1, \dots, M_{n-1}}(m_1, \dots, m_{n-1}) dm_1 \dots dm_{n-1}
\end{aligned}
\tag{A.11}$$

De la misma manera que para los sistemas en serie, se procede a evaluar las integrales múltiples de la probabilidad de falla del sistema y aplicar la simulación de Monte Carlo. Para aplicar este método se siguen los siguientes pasos:

a) Se estima un valor m_1 de M_1 , suponiendo una función de distribución de F_M .

b) Se estima la función de distribución condicional de M_2 , suponiendo que M_1 es igual a m_1 . Con esta estimación, se calcula un valor m_2 de M_2 .

c) Se procede de la misma manera al estimar cada función de distribución condicional, suponiendo que $m_1 = M_1$, $m_2 = M_2, \dots, m_{n-2} = M_{n-2}$.

d) Cuando uno de los valores simulados sea negativo, en el proceso se supone que $F_{Mn} = 0$. Si todos los valores M_1, M_2, \dots, M_{k-1} , son más grandes que cero, se obtiene $F_{MN}(0)$, a partir de la función de distribución condicional de M_m , suponiendo que $M_1 = m_1, \dots, M_{m-1} = m_{m-1}$.

e) Se repiten las etapas precedentes hasta formar una población de valores simulados $F_{Mk}(0)$, suficientemente grande para obtener una estimación confiable de la esperanza de F_{Mk} , calculada a partir de la media de los valores obtenidos.

En 1981, Ferregut, Mendoza, Téllez y Esteva, elaboraron un Programa de análisis de confiabilidad en el que se muestra la aplicación de este procedimiento.

A.3. Método analítico causa - consecuencia

En 1982 Gruetter propuso un criterio en el que se involucra un 'análisis de causas' (ACA) y un 'análisis de consecuencias' (ACO) con una secuencia como la que se muestra en la figura (A.3).

El análisis de causas parte de posibles estados críticos e investiga lo que sucede en el sistema analizado bajo ciertas condiciones iniciales; el análisis de consecuencias parte de eventos indeseables e identifica inductivamente las posibles consecuencias, tomando en cuenta las situaciones particulares que pueden influir en la secuencia de eventos. El proceso a seguir consta de los siguientes pasos:

a) Se identifican los eventos críticos potencialmente riesgosos, o bien los estados o condiciones que podrían causar daño a la presa misma o a las estructuras u obras aledañas, así como a las personas y propiedades aguas abajo de la presa.

b) Se identifican los eventos iniciales o combinación de ellos y las causas primarias que podrían dar origen a estados o condiciones críticas. La salida puede representarse por medio de un árbol de decisiones.

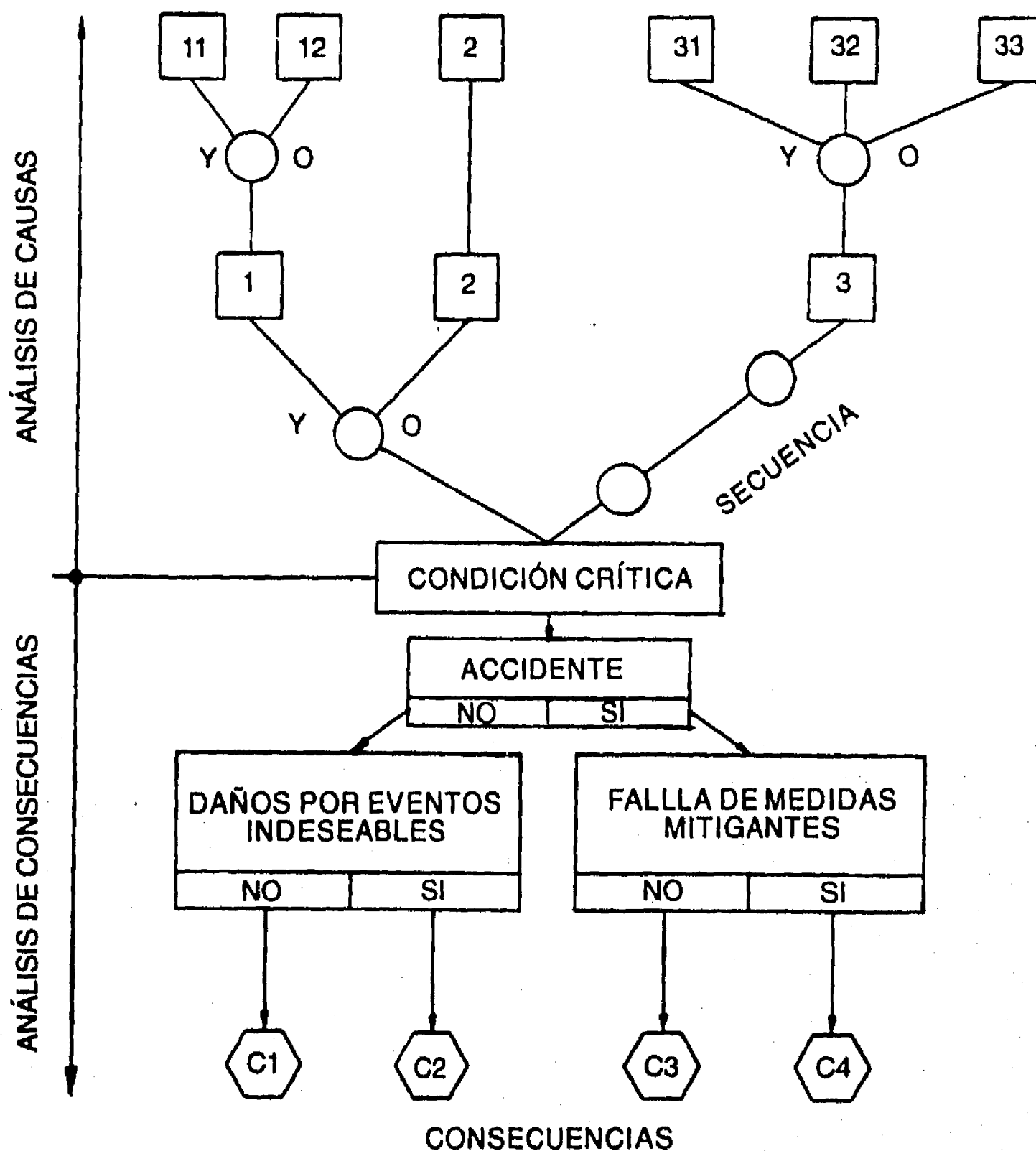


FIGURA A.3. Principio del análisis causa-consecuencia.

c) Se identifican los eventos siguiendo posibles estados iniciales críticos (y por tanto indeseables), hasta agotar las condiciones identificadas. La representación gráfica de esta parte lleva de hecho a un árbol de decisiones más sofisticado que el mencionado anteriormente.

d) Se estiman las probabilidades de las causas primarias que pueden ocasionar la falla, y posteriormente, las probabilidades de que se presenten eventos consecutivos combinados.

e) En caso que se juzge necesario, se estiman los daños que puedan ocasionar las fallas para expresar los resultados en términos de unidades monetarias.

En la figura (A.4) se muestra un esquema de la posible aplicación de este método al caso del desbordamiento de una presa considerando dos eventos causantes: cuando una onda excede la cresta (en el caso de avalanchas, deslizamientos o presas aguas arriba) y cuando el nivel del agua supera la cresta (básicamente por avenidas en exceso, falla del vertedor, falla de compuertas y en la operación de las mismas). Prácticamente las tres metodologías mencionadas anteriormente utilizan el Método del Arbol de Decisiones como elemento base.

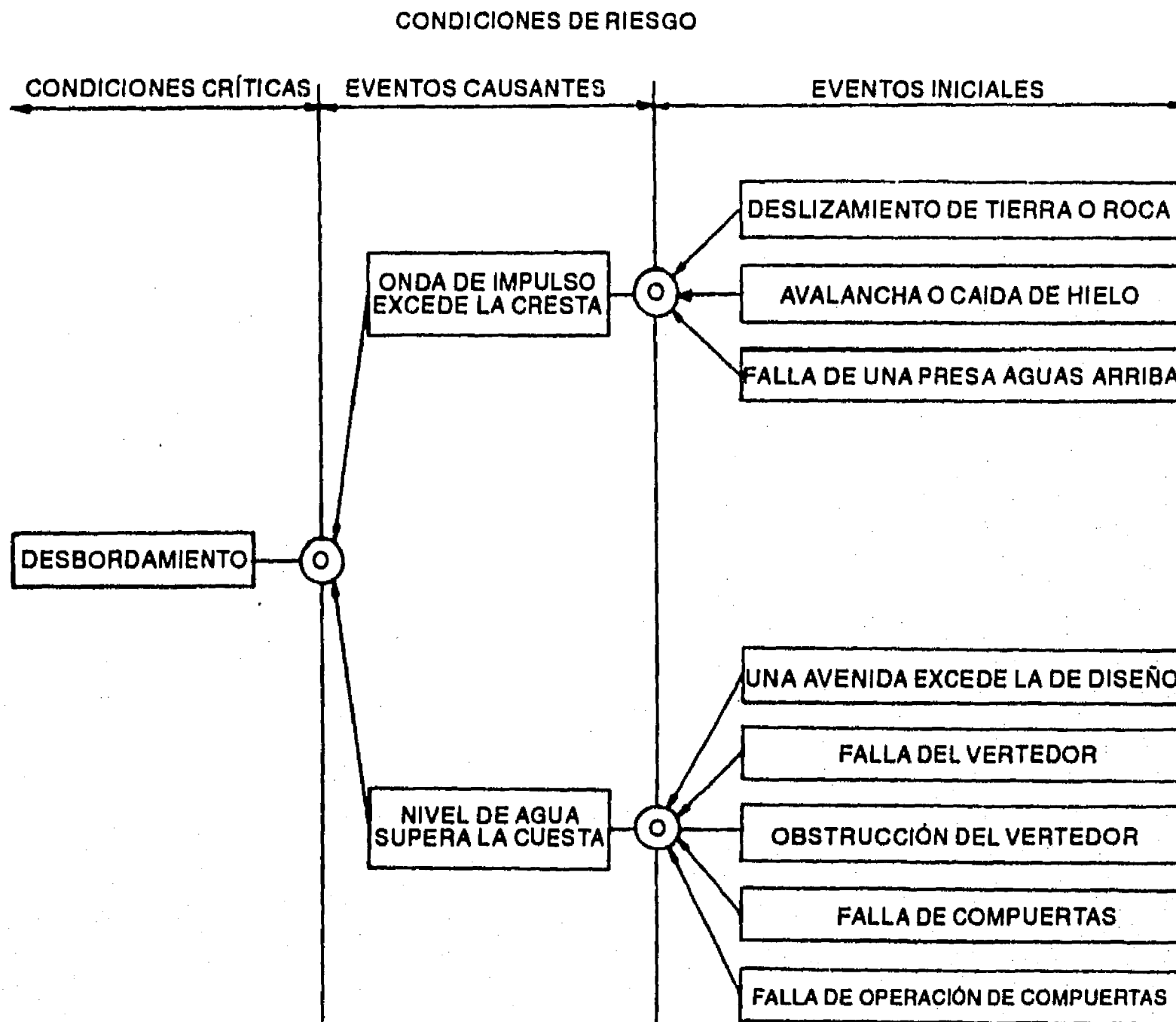


FIGURA A.4. Arbol "causa-consecuencia" mostrando posibles fallas por desbordamiento ante avenidas.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



APENDICE B

**FORMULACION MATEMATICA
DEL METODO DE PRIMER
ORDEN DEL SEGUNDO
MOMENTO ESTADISTICO**

APENDICE B

INDICE

	Pág.
APENDICE B. FORMULACION MATEMATICA DEL METODO DE PRIMER ORDEN DEL SEGUNDO MOMENTO ESTADISTICO	161
B.1. Generalización del método del primer orden del segundo momento	161
B.2. Interpretación geométrica del método del primer orden de los segundos momentos	167
B.3. Comportamiento de funciones lineales	169
B.4. Variables correlacionadas	170
B.5. Método avanzado de primer orden de los segundos momentos	174
B.6. Precisión de la aproximación lineal	177
B.7. Método avanzado de primer orden de los segundos momentos Gradiente Generalizado Reducido (GGR)	179

APENDICE B. FORMULACION MATEMATICA DEL METODO DE PRIMER ORDEN DEL SEGUNDO MOMENTO ESTADISTICO

B.1. Generalización del método de primer orden del segundo momento

En la práctica, la confiabilidad de un sistema de ingeniería puede involucrar muchas variables. En particular el suministro y demanda pueden estar en función de varias de ellas, por lo que el problema presentado debe generalizarse. Esta generalización es necesaria, pues se debe plantear el problema en términos de las variables básicas de diseño que se hacen intervenir en el problema.

En un sentido amplio, la confiabilidad de un sistema de ingeniería puede definirse como la probabilidad del comportamiento de un sistema para cumplir con sus objetivos. El nivel de comportamiento dependerá, obviamente, de las propiedades de dicho sistema. Con el objeto de proponer una formulación generalizada se define una función de comportamiento o de estado como:

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (B.1)$$

donde $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ es un vector base o de las variables básicas de diseño del sistema, y la función $g(X)$ determina el comportamiento o estado de dicho sistema. De acuerdo con este concepto, la función de comportamiento del "estado límite" del sistema se establece para $g(X) = 0$.

Se puede considerar que se tendrán los siguiente estados:

$$g(X) > 0 = \text{estado de seguridad}$$

$$g(X) < 0 = \text{estado de falla}$$

Geoméricamente, la ecuación límite de estado $g(X) = 0$ es una superficie n-dimensional que puede denominarse 'superficie de falla' en la cual se cumple que para $g(X) > 0$ se tiene un estado de seguridad y para $g(X) < 0$ se tiene un estado de falla.

Por lo tanto si la unión de las funciones de densidad de probabilidad de las variables de diseño X_1, X_2, \dots, X_n es $f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n)$, la probabilidad del estado de seguridad es:

$$P_S = \int_{\{g(x) > 0\}} f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n$$

que puede escribirse como:

$$P_S = \int_{g(x)>0} f_x(x) dx \quad (B.2)$$

Esta ecuación representa la integral de volumen de $f_x(x)$ sobre la región de seguridad $g(x)>0$.

Por otra parte, la probabilidad de estado de falla o probabilidad de falla, será la correspondiente al volumen integral dado por la región de falla:

$$P_F = \int_{g(x)<0} f_x(x) dx \quad (B.3)$$

Por lo general la evaluación de P_S o P_F con las ecuaciones (B.2) y (B.3) es un trabajo sumamente complejo.

Para propósitos prácticos es necesario buscar métodos alternativos para evaluar P_S y P_F como los mencionados en el capítulo 4.

En general, las variables básicas (x_1, x_2, \dots, x_n) en la ecuación (B.1) pueden estar correlacionadas entre sí o no estarlo; para las variables no correlacionadas se tienen las variables:

$$x'_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (B.4)$$

Obviamente el estado de seguridad y el de falla deben estar contenidos en el de las variables reducidas antes escritas, separadas por la ecuación límite de estado apropiada. Se muestra el caso de dos variables en la figura (B.1). En términos de la variable reducida x'_1 , la ecuación límite de estado sería:

$$g(\sigma_{x_1} x'_1 + \mu_{x_1}, \dots, \sigma_{x_n} x'_n + \mu_{x_n}) = 0 \quad (B.5)$$

Como se puede observar en la figura (B.2) el estado límite de la superficie de seguridad (con el de falla) $g(x) = 0$, si se mueve más cerca o lejos del origen la región de seguridad $g(x)>0$, se incrementa o decrecienta de acuerdo al movimiento.

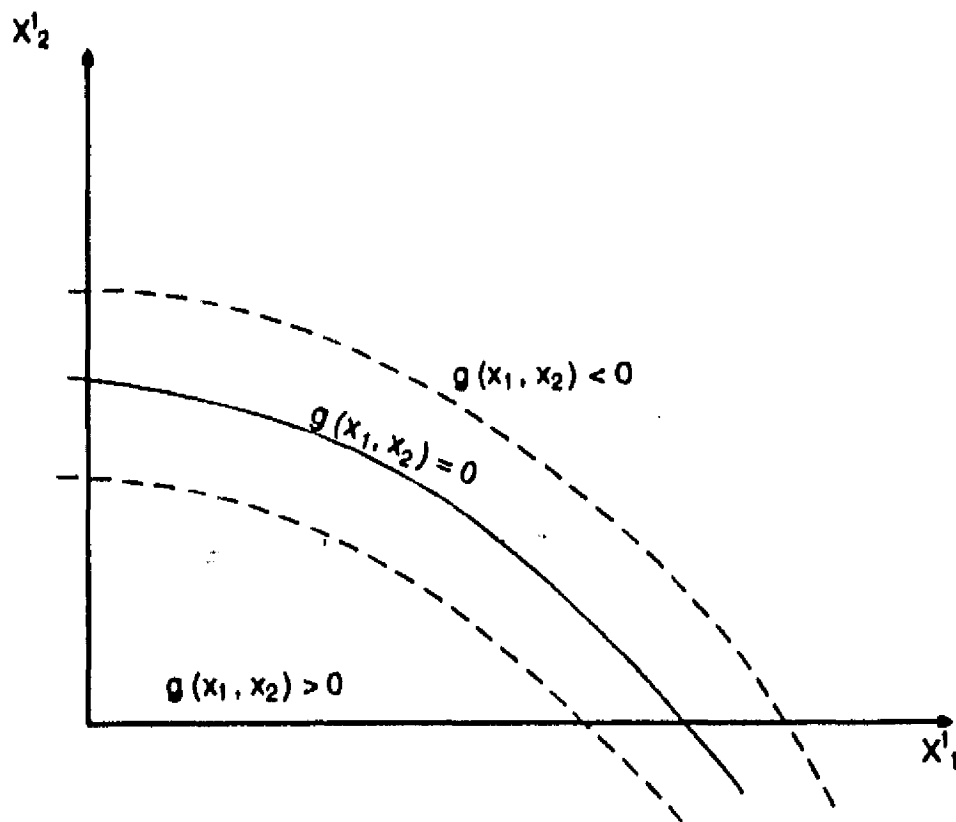


FIGURA B.1. Estados de seguridad y falla en el espacio de variables reducidas.

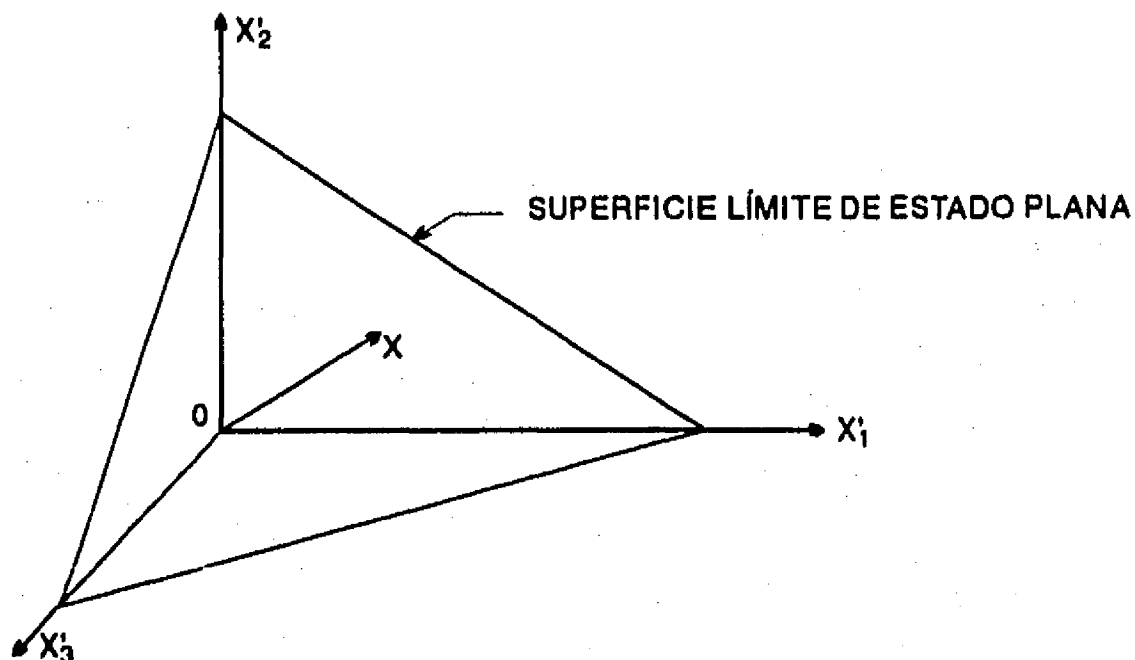


FIGURA B.2. Superficie límite de estado en el espacio x'_1, x'_2, x'_3 .

Por lo anterior, la superficie de falla relativa al origen de las variables reducidas deberá determinar la seguridad o confiabilidad del sistema.

La posición de la superficie de falla puede interpretarse geoméricamente como la mínima distancia desde la superficie $g(X)=0$ al origen de las variables reducidas. Así, en un sentido aproximado, esa distancia mínima puede usarse como una medida de la confiabilidad de un sistema.

Considerando lo anterior, la distancia mínima puede determinarse como sigue:

La distancia de un punto $X' = (x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$ en la superficie de falla $g(X) = 0$ al origen es:

$$D = \sqrt{x_1'^2 + \dots + x_n'^2} = (\mathcal{X}' \mathcal{X}')^t$$

El punto de la superficie de falla, $(x_1', x_2', \dots, x_n')$, que tiene la distancia mínima al origen puede obtenerse al minimizar D , sujeto a la condición de que $g(\mathcal{X}) = 0$; siguiendo el método de los multiplicadores de Lagrange se llega a establecer una función L tal que:

$$L = D + \lambda g(\mathcal{X})$$

o

$$L = (\mathcal{X}'^t \mathcal{X}') + \lambda g(\mathcal{X})$$

En notación escalar:

$$L = \sqrt{x_1'^2 + x_2'^2 + \dots + x_n'^2} + \lambda g(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

en la que

$$x_i = \sigma_{xi} x_i' + \mu_{xi}, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

Minimizando L , se obtiene el siguiente sistema de $n+1$ ecuaciones con $n+1$ incógnitas:

$$\frac{\partial L}{\partial x_i'} = \frac{x_i'}{\sqrt{x_1'^2 + x_2'^2 + \dots + x_n'^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial x_i'} = 0; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{B.6})$$

y

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (\text{B.7})$$

La solución del grupo anterior de ecuaciones conduce al más probable punto de falla que es el punto $(x_1', x_2', \dots, x_n')$.

Introduciendo el vector gradiente:

$$G = \left(\frac{\partial g}{\partial x'_1}, \frac{\partial g}{\partial x'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial x'_n} \right)$$

en el que:

$$\frac{\partial g}{\partial x} = \frac{\partial g}{\partial x_1} \frac{dx_1}{dx'_1} = \sigma_{x_1} \frac{\partial g}{\partial x_1}$$

Las ecuaciones (B.8) y (B.9) pueden escribirse en notación matricial como:

$$\frac{\chi'}{(\chi'^t \chi')} + \lambda G = 0$$

de aquí:

$$\chi' = -\lambda DG \tag{B.8}$$

por lo tanto:

$$D = [(\lambda DG^t)(\lambda DG)] = \lambda D(G^t G)$$

por lo que:

$$\lambda = (G^t G)^{-1/2}$$

con este resultado en (B.8):

$$\chi' = \frac{-GD}{(G^t G)^{1/2}} \tag{B.9}$$

premultiplicando (B.11) por G^t y despejando D:

$$D = \frac{-G^t \chi'}{(G^t G)^{1/2}} \tag{B.10}$$

Sustituyendo (B.9) en (B.10) se tiene una ecuación en la que la incógnita es D ; la solución de la misma lleva a la mínima distancia $d_{\min} = \beta$;

$$\beta = \frac{-G^{*t} X'^{*}}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (B.11)$$

en la que G^* es el vector gradiente en el más probable punto de falla

$$(x'_1, x'_2, \dots, x'_n).$$

En notación escalar (B.11) queda:

$$\beta = \frac{-\sum x'_i \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)^2}} \quad (B.12)$$

donde las derivadas $(\partial g / \partial x'_i)$ son evaluadas en $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$. Usando β en la ecuación (B.9), el punto más probable en la superficie de falla es:

$$X'^{*} = \frac{-G^{*t} \beta}{(G^{*t} G^*)} \quad (B.13)$$

En notación escalar, las componentes de X'^{*} de esta ecuación son:

$$x'_i = -\alpha_i \beta; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (B.14)$$

en la que:

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)^2}} \quad (B.15)$$

son los cosenos directores a lo largo de x'_i .

B.2. Interpretación geométrica del método de primer orden de los segundos momentos

Los resultados derivados con las ecuaciones (B.13) y (B.14) pueden interpretarse con base en aproximaciones de primer orden para la función $g(X)$ como sigue:

Expandiendo la función de comportamiento $g(X)$ en serie de Taylor en un punto X^* , que está en la superficie de falla de $g(X) = 0$, se tiene:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_1 (x_1 - x_1^*) (\partial g / \partial x_1)_* + \\ + \sum_{j1} \sum_1 (x_1 - x_1^*) (x_j - x_j^*) / (\partial^2 g / \partial x_1 \partial x_j) + \dots$$

donde las derivadas están evaluadas en $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Pero $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ en la superficie de falla, por lo que:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_1 (x_1 - x_1^*) (\partial g / \partial x_1)_* + \sum_{j1} \sum_1 (x_1 - x_1^*) (x_j - x_j^*) / (\partial^2 g / \partial x_1 \partial x_j) + \dots$$

tomando en cuenta que:

$$x_1 - x_1^* = (\sigma_{x1} x'_1 + \mu_{x1}) - (\sigma_{x1} x'_1 + \mu_{x1}) = \sigma_{x1} (x'_1 - x'_1)$$

y

$$\partial g / \partial x_1 = \partial g / \partial x'_1 (dx'_1 / dx_1) = 1 / \sigma_{x1} (\partial g / \partial x'_1)$$

entonces:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_1 (x'_1 - x'_1) (\partial g / \partial x'_1)_* + \dots$$

En la aproximación de primer orden que consiste en truncar la serie mostrada en el término de primer orden, el valor medio de $g(X)$ es:

$$\mu_g \approx -\sum_1 x'_1 (\partial g / \partial x'_1)_* \quad (B.16)$$

mientras que la aproximación de primer orden para la variancia es:

$$\sigma_g^2 \approx \sum_1 \sigma_{x1}^2 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_1} \right)^2 = \sum_1 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_1} \right)^2. \quad (\text{B.17})$$

De (B.16) y (B.17), se obtiene la relación:

$$\frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{-\sum_1 x'_1 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_1} \right)}{\sqrt{\sum_1 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_1} \right)^2}} \quad (\text{B.18})$$

Comparando este resultado con las ecuaciones (B.9) y (B.15), se observa que ésta es la misma relación y μ_g/σ_g , que es también la distancia del plano tangente de la superficie de falla en x^* al origen de las variables reducidas. Por lo anterior el índice de confiabilidad es también:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (\text{B.19})$$

Debe entenderse que la aproximación de primer orden de μ_g y σ_g debe evaluarse en un punto en la superficie de falla $g(x)=0$. En algunos trabajos anteriores (Cornell, 1969; Ang y Cornell, 1974), las aproximaciones de primer orden fueron evaluadas en los valores medios de las variables (μ_{x1} , $\mu_{x2}, \dots, \mu_{xn}$), incurriéndose en errores significativos si $g(x)$ no es lineal, por la razón de que la relación correspondiente de μ_g/σ_g evaluada en los valores medios puede no ser la distancia más próxima a la superficie de falla, sobre todo si las distribuciones de probabilidad con las que se trabaja son asimétricas, como sucede en el caso de avenidas presentado en este análisis.

Abundando, las aproximaciones de primer orden evaluadas en los valores medios de las variables básicas dará origen al problema de la invariancia para estados límites equivalentes (Hasofer y Lind, 1974); que consiste en que el resultado dependerá de como se define un estado límite. Por ejemplo, para los eventos equivalentes de los estados límites $(X-Y < 0)$ y $(X/Y < 1)$, la aproximación de primer orden para el valor medio dará diferentes valores del índice de confiabilidad. Tal problema de invariancia se elimina si las aproximaciones de primer orden son evaluadas en un punto de la superficie de falla y no en los valores medios.

B.3. Comportamiento de funciones lineales

Considerando que algunas funciones de comportamiento tienen una variación lineal, se puede establecer que:

$$g(x) = a_0 + \sum_1 a_1 x_1$$

donde a_0 y a_1 son constantes. La ecuación límite de estado correspondiente, es:

$$g(x) = 0 \Rightarrow a_0 + \sum_1 a_1 x_1 = 0 \quad (B.20)$$

En términos de la variable reducida, la ecuación límite de estado es:

$$a_0 + \sum_1 a_1 (\sigma_{x1} x'_1 + \mu_{x1}) = 0 \quad (B.21)$$

En el caso de tres dimensiones se tiene:

$$a_0 + a_1 (\sigma_{x1} x'_1 + \mu_{x1}) + a_2 (\sigma_{x2} x'_2 + \mu_{x2}) + a_3 (\sigma_{x3} x'_3 + \mu_{x3}) = 0$$

que es una superficie plana en el espacio x'_1, x'_2, x'_3 como se muestra en la figura (B.2).

La distancia del plano de falla, ecuación (B.20) al origen de las variables reducidas x' es:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_1 a_1 \mu_{x1}}{\sqrt{\sum_1 (a_1 \sigma_{x1})^2}} \quad (B.22)$$

Esta ecuación vuelve a ser una medida de la confiabilidad del sistema que se está analizando y, aunque en la práctica real los fenómenos que se presentan no son lineales, se obtiene un plano tangente a la superficie de falla y se encuentra esta distancia mínima.

La ecuación (B.21) puede obtenerse directamente de la ecuación (B.15). En el caso de n variables aleatorias x_1, x_2, \dots, x_n que no estén correlacionadas, la probabilidad de un estado seguro es:

$$\begin{aligned}
 P_s &= P(a_0 + \sum_1 a_1 x_1 > 0) \\
 &= 1 - \phi \left[\frac{-(a_0 + \sum_1 a_1 \mu_{x1})}{\sqrt{\sum_1 (a_1 \sigma_{x1})^2}} \right] \\
 &= \phi \left[\frac{a_0 + \sum_1 a_1 \mu_{x1}}{\sqrt{\sum_1 (a_1 \sigma_{x1})^2}} \right] \tag{B.23}
 \end{aligned}$$

Comparando las ecuaciones (B.22) y (B.23), se puede observar que el valor dentro del paréntesis, es la distancia β . Por lo tanto la probabilidad P_s está en función de la distancia del plano de falla $g(x) = 0$ al origen de las variables reducidas. Por lo que en un caso general de n variables normales no correlacionadas, la probabilidad de seguridad es:

$$P_s = \phi(\beta) \tag{B.24}$$

que es el mismo resultado obtenido con la ecuación (B.19).

B.4. Variables correlacionadas

El proceso descrito anteriormente es para el caso en que las variables que intervienen en el problema no están correlacionadas entre sí, para el caso en que dichas variables sí lo están deben transformarse en no correlacionadas.

La transformación requerida es necesariamente dependiente de las covariancias o de la matriz de covariancias de las variables aleatorias x_1, x_2, \dots, x_n y es:

$$C = \begin{vmatrix} \sigma_{x_1}^2 & \dots & \text{cov}(x_1, x_2) & \dots & \text{cov}(x_1, x_n) \\ \text{cov}(x_2, x_1) & \dots & \sigma_{x_2}^2 & \dots & \text{cov}(x_2, x_n) \\ \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ \text{cov}(x_n, x_1) & \dots & \text{cov}(x_n, x_2) & \dots & \text{cov}(x_n, x_n) \end{vmatrix}$$

Donde los elementos $\text{cov}(x_i, x_j)$ son las respectivas covariancias entre el par de valores x_i y x_j . La covariancia entre un par de valores de variables reducidas es:

$$\text{cov}(x'_i, x'_j) = \text{cov}(x_i, x_j) / \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} = \rho_{x_i, x_j}$$

que significa que la covariancia entre un par de variables reducidas x'_i y x'_j es igual al coeficiente de correlaci3n entre las correspondientes variables originales x_i y x_j . Por lo que la matriz de covariancias de las variables reducidas es la correspondiente matriz de las variables originales (x_1, x_2, \dots, x_n) :

$$[C'] = \begin{vmatrix} 1 & \rho_{1,2} & \rho_{1,3} & \rho_{1,n} \\ \rho_{2,1} & 1 & \rho_{2,3} & \rho_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \rho_{n,1} & \rho_{n,2} & \rho_{n,3} & 1 \end{vmatrix} \quad (B.25)$$

El conjunto requerido de variables no correlacionadas puede obtenerse a partir de X' , a trav3s de la siguiente transformaci3n ortogonal:

$$Y = T^t X' \quad (B.26)$$

en la cual:

$$X' = \{x'_1, x'_2, \dots, x'_n\}$$

$Y = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$ es el conjunto requerido de variables transformadas.

T - matriz ortogonal de transformaci3n.

En este caso T está compuesta por los eigen vectores correspondientes a los eigen valores de $[C']$. Específicamente, T es tal que:

$$T^t [C'] T = [\lambda] \quad (B.27)$$

En la cual $[\lambda]$ es una matriz diagonal de los eigen valores de $[C']$. Puede enfatizarse que esta matriz es real y simétrica por lo que $\rho_{ij} = \rho_{ji}$ y por lo tanto los eigen vectores son mutuamente ortogonales.

Con la transformación ortogonal de la ecuación (B.26) se puede demostrar (Ang y Tang, 1983) que el índice de seguridad de la ecuación (B.27) es:

$$\beta = \frac{-G^{*t} X'^{*}}{(G^{*t} [C'] G^*)} \quad (B.28)$$

Las variables reducidas X' y las originales X están relacionadas con Y , de tal manera que debido a que T es ortogonal, $T^{-1} = T^t$ y la inversión de (B.26) conduce a que:

$$X' = TY$$

y

$$X = [\sigma_x] X' + \mu_x = [\sigma_x] TY + \mu_x$$

en la cual:

$$[\sigma_x] = \begin{vmatrix} \sigma_{x1} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{x2} & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \sigma_{xn} \end{vmatrix}$$

y

$$\mu_x = \begin{pmatrix} \mu_{x1} \\ \mu_{x2} \\ \vdots \\ \mu_{xn} \end{pmatrix}$$

La covariancia de la matriz Y es:

$$\begin{aligned} [C]_y &= E(YY^t) = E(T^t X' X'^t T) \\ &= T^t E(X' X'^t) T \end{aligned}$$

pero:

$$E(X' X'^t) = [C']$$

Con la ecuación (B.27):

$$[C]_y = T^t [C'] T = [\lambda] \quad (B.29)$$

Los eigen valores de $[C']$ son también las variancias de las respectivas variables y_1, y_2, \dots, y_n .

En el espacio de las variables transformadas Y , las derivadas pueden obtenerse por medio de la regla de la cadena para diferenciación parcial:

$$\frac{\partial g}{\partial Y_1} = \sum_j \frac{\partial g}{\partial X'_j} \frac{\partial X'_j}{\partial Y_1} \quad (B.30)$$

o bien:

$$\frac{\partial g}{\partial X'_j} = \frac{\partial g}{\partial X_j} \frac{dX_j}{dX'_j} = \sigma_{x_j} \left(\frac{\partial g}{\partial X_j} \right)$$

La transformación de la ecuación (B.29) representa una rotación de las coordenadas de X' a Y ; para el caso de dos variables esta transformación se muestra en la figura (B.3). El origen del eje Y es el mismo que el del eje X' .

La transformación anterior se aplica también a las funciones de comportamiento lineal. En este caso las derivadas parciales de la ecuación (B.30) son independientes y el punto de falla X' y Y pueden determinarse directamente; o sea que una iteración del algoritmo de solución es suficiente.

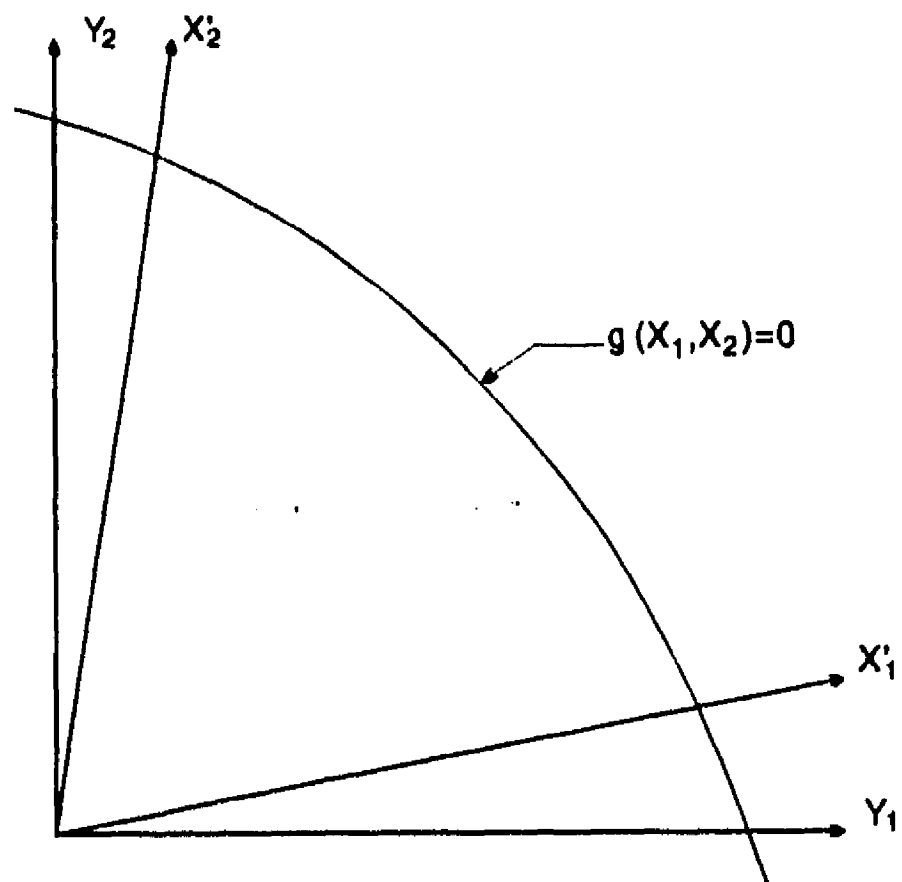


FIGURA B.3. Rotación de coordenadas de X' a Y .

Alternativamente, para funciones con comportamiento lineal o variables normalmente correlacionadas, el índice de seguridad puede determinarse directamente de la ecuación (B.28) o con base en la ecuación (B.19) llegando a que:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{a_0 + \sum_i a_i \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_i \sum_j a_i a_j \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}}} \quad (\text{B.31})$$

en la que ρ_{ij} es el coeficiente de correlación entre x_i y x_j .

Si las distribuciones de las variables aleatorias originales no son normales, la probabilidad de seguridad o falla se puede evaluar usando distribuciones normales equivalentes como se menciona en el apéndice C.

B.5. Método avanzado de primer orden de los segundos momentos

Para funciones de comportamiento $g(X)$ que no son lineales, lo cual sucede la mayoría de los casos, la evaluación de la probabilidad exacta de seguridad o falla, será siempre una envolvente. La ecuación límite de estado $g(X)=0$ será también no-lineal como se muestra en la figura (B.3), aunque en este caso no hay una distancia mínima única desde la superficie de falla al origen de las variables reducidas.

Como se indicó anteriormente, la evaluación de la probabilidad exacta de seguridad involucrará la integración de la unión de las funciones de densidad de probabilidad sobre la región no-lineal $g(X)>0$.

Para propósitos prácticos será necesaria la aproximación a la integración antes mencionada. De acuerdo a las observaciones anteriores, el punto $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$ en la superficie de falla con mínima distancia al origen de las variables reducidas es el punto más probable de falla (Shinozuka, 1983).

El plano tangente a la superficie de falla en el punto $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$ puede usarse para aproximar la superficie de falla real, y el índice requerido de confiabilidad o probabilidad de seguridad puede ser evaluado. Dependiendo de qué tan exacta es la superficie de falla no lineal y si ésta es cóncava o convexa hacia el origen, la aproximación estará del lado de la seguridad o de la inseguridad, como se muestra en la figura (B.4) para el caso de dos variables.

El plano tangente en $X' = (x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$ es:

$$\sum_1 (X'_i - x'_i) \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right) = 0 \quad (B.32)$$

donde las derivadas parciales $\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)$ son evaluadas en $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$.

Con base en la anterior aproximación, la distancia desde el mínimo plano tangente, ecuación (B.32), al origen de las variables reducidas es el índice de confiabilidad, el cual puede usarse para representar la medida de la confiabilidad.

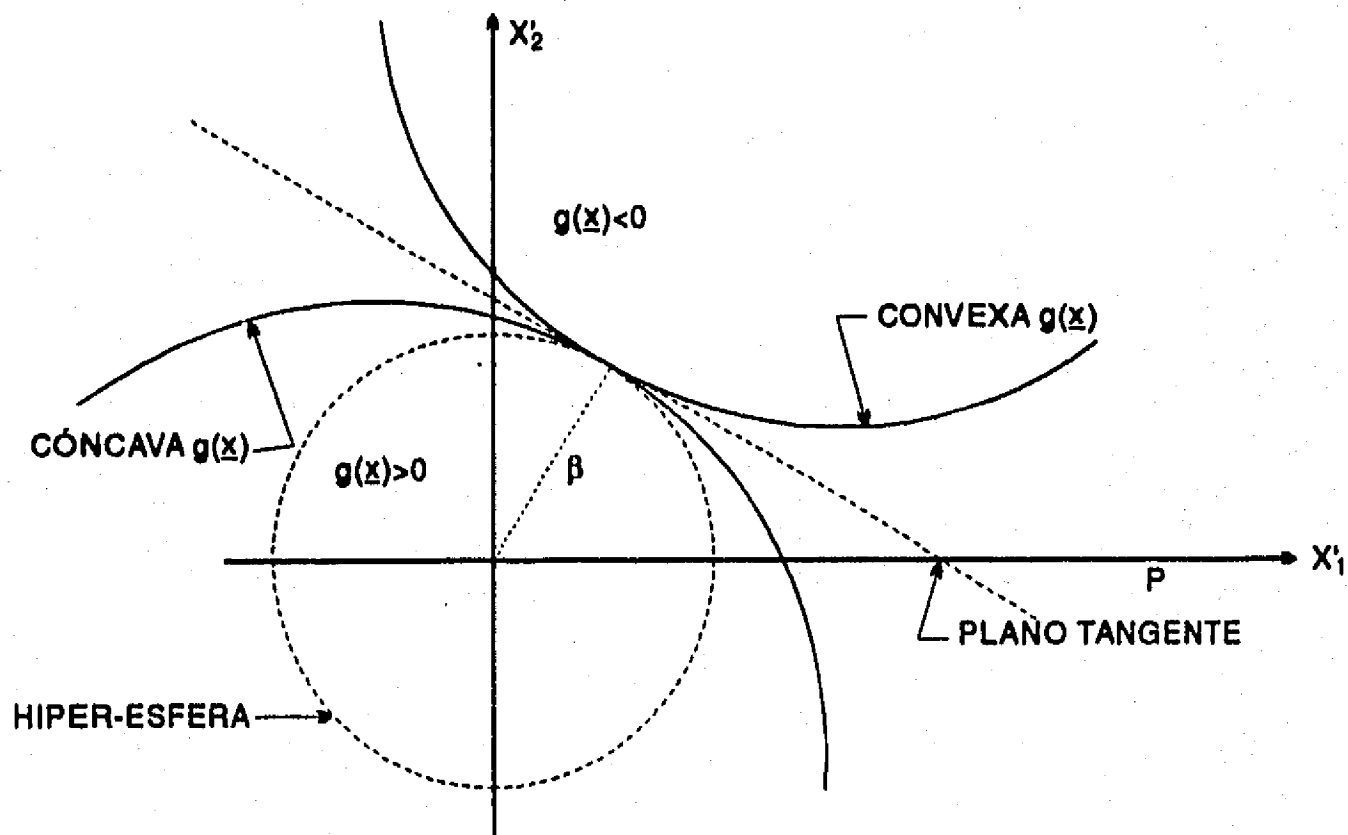


FIGURA B.4. Implicaciones de varias superficies de falla.

En este caso (para comportamiento no-lineal), el punto de tangencia en la superficie de falla no se conoce *a priori*; consecuentemente, la determinación del índice de confiabilidad requerido no será tan simple como en el caso en que la función es lineal, aun cuando la transformación lineal se haga. El mínimo punto de tangencia en la superficie de falla puede determinarse con el método de los multiplicadores de Lagrange.

Los resultados relevantes de la formulación del método avanzado de primer orden de los segundos momentos puede resumirse como sigue:

- El punto más probable de falla se puede calcular con la ecuación (B.14):

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

en la cual α_1 son la dirección de los cosenos directores (ecuación B.15):

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

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

$$x_1^* = \sigma_{x_1} x_1' + \mu_{x_1} = \mu_{x_1} - \alpha_1^* \sigma_{x_1} \beta \quad (\text{B.33})$$

- La solución de la ecuación límite de estado:

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$$

permite obtener β .

Los resultados resumidos anteriormente permiten plantear el siguiente algoritmo para aplicar el método avanzado de primer orden de los segundos momentos estadísticos y que es el empleado en el cuerpo del trabajo:

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

$$x_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}$$

3. Estimar $\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_*$ y α_i^* en los puntos x_i^* .

4. Calcular x_i^* con:

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta$$

5. Sustituir los valores calculados de x_i^* en la función de comportamiento y encontrar β .
6. Con el valor de β obtenido, reevaluar $x_i^* = -\alpha_i \beta$
7. Repetir los pasos 3 a 6 hasta que se obtenga la convergencia deseada que sucede cuando $\beta_i \cong \beta_{i+1}$.

B.6. Precisión de la aproximación lineal

La aproximación lineal de funciones con comportamiento no-lineales es empleada para reemplazar una superficie de falla n-dimensional en una hipersuperficie con un hiperplano tangente a la superficie de falla en el 'punto más probable de falla'.

De hecho esto cambia la frontera entre el estado seguro $g(X) > 0$ y el estado de falla $g(X) < 0$ de una superficie curvilínea general a una superficie plana; la probabilidad de falla p_f , es entonces el volumen integral generalizado de la unión de las funciones de distribución de probabilidad sobre la región de falla $g(X) < 0$.

A partir de la figura (B.4), la confiabilidad β y la probabilidad de seguridad p_s estimada sobre la base de esta superficie aproximadamente plana, quedará del lado conservador o no dependiendo de si la actual superficie de falla es cóncava o convexa hacia el origen de las variables reducidas. La precisión puede mejorarse al hacer una aproximación cuadrática o polinomial con las consecuentes complicaciones matemáticas y de costo.

Para una superficie de falla cóncava, el estado de seguridad $g(X) > 0$, es acotado entre el medio-espacio con el plano tangente (cuya distancia es β) y la hiperesfera de radio β como se muestra en dicha figura (B.4) para dos dimensiones. La ecuación de falla correspondiente a la hiperesfera es:

$$\sum x_i'^2 - \beta^2 = 0 \quad (\text{B.34})$$

Si las variables x_i' tienen distribución normal no correlacionadas, la suma de cuadrados $\sum x_i'^2$ tiene una distribución chi-cuadrada con n grados de libertad. Por lo anterior la probabilidad de falla viene a ser:

$$p_F = 1 - \chi_n^2(\beta^2) \quad (\text{B.35})$$

donde $\chi_n^2(-)$ es la distribución de probabilidad acumulada de la distribución chi-cuadrada con n grados de libertad.

En forma similar, para superficies cóncavas, la probabilidad de falla estará limitada por:

$$\phi(-\beta) < p_F < 1 - \chi_n^2(\beta^2) \quad (\text{B.36})$$

Según Cheng (1982), la búsqueda de β puede ser numéricamente complicada si la función de comportamiento tiene varios mínimos locales o si la función de densidad original es discontinua. Los problemas que se pueden tener son:

1. Las iteraciones pueden divergir o dar valores diferentes de β por los mínimos de la función de comportamiento.
2. Las iteraciones pueden convergir muy lentamente si la probabilidad de falla es muy pequeña (del orden de 10^{-4}).

**B.7. Método avanzado de primer orden de los segundos momentos,
Gradiente Generalizado Reducido (GGR)**

El método del gradiente generalizado reducido (GGR) fue desarrollado por Abadie y Carpentier en 1969 y se demostró que es una técnica efectiva para resolver problemas con variables no-lineales.

La solución del problema con el GGR se plantea de la siguiente manera:

$$\text{Min } W(x) \quad (\text{B.37})$$

sujeto a:

$$g(x) = 0 \quad (\text{B.38})$$

$$x_L \leq x \leq x_S \quad (\text{B.39})$$

donde x es un vector de n variables, $W(x)$ la función objetivo, $g(x)$ un vector de igualdad que puede ser lineal o no-lineal, x_L un vector límite inferior y x_S el vector límite superior.

Para la aplicación del método del GGR en la obtención de β y de x_i^* , la ecuación (B.33) se puede escribir como:

$$x_i^* - \mu_{xi} + \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta = 0 \quad (\text{B.40})$$

la cual no es lineal.

Siguiendo el criterio de encontrar la mínima distancia de la superficie de falla, se busca el mínimo en valor absoluto de $g(x_i)$, por lo que el índice de confiabilidad β y el punto de falla x_i^* se puede estimar como:

$$\text{Min } |g(x_i^*)| \quad (\text{B.41})$$

sujeto a:

$$x_i^* - \mu_{xi} + \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta = 0 \quad (\text{B.42})$$

$$l_i < x_i^* < s_i, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{B.43})$$

Donde l_i es el límite inferior y s_i el superior de la variable x_i . La probabilidad de falla se determina con la ecuación (B.24).

Existen numerosos algoritmos para resolver el GGR, siendo el de Lasdon (1975) el que mejores resultados ofrece. Este algoritmo involucra dos tipos de variables: x_b que son variables básicas dependientes y x_n que son variables no-básicas independientes. Las mismas se seleccionan de tal manera que $\partial E / \partial x_b$ es no singular en una posible localización de \bar{x} . De acuerdo con esto, $E(x_b, x_n) = 0$ se resuelve para x_b en términos de x_n para expresar las variables básicas en función de las no-básicas, $x_b(x_n)$. La función objetivo se reduce entonces a:

$$W [x_b(x_n), x_n] = W(x_n) \quad (\text{B.44})$$

que está sólo en función de x_n .

El problema del Gradiente Generalizado Reducido es ahora:

$$\text{Min } W(x_n) \quad (\text{B.45})$$

Sujeta a los límites de x_n , donde $W(x_n)$ es la función objetivo reducida. El gradiente reducido W se calcula en términos de las variables no-básicas como:

$$W = \frac{\partial W(x_n)}{\partial x_n} = \frac{\partial W}{\partial x_n} - M^t \left[\frac{\partial E}{\partial x_b} \right] \quad (\text{B.46})$$

donde M^t es la matriz transpuesta de un vector multiplicador simplex, determinado como:

$$\left[\frac{\partial E}{\partial x_b} \right]^t M = \frac{\partial W}{\partial x_b} \quad (\text{B.47})$$

Todas las derivadas parciales se evalúan en el punto de falla \bar{x} .

El algoritmo del GGR resuelve el problema original, ecuaciones (B.37 a B.39) usando el método de un gradiente reducido. Una dirección \bar{d} se forma desde $W(x)$ para resolver el problema:

$$\text{Min } W(\bar{x} + a\bar{d}), a \geq 0 \quad (\text{B.48})$$

Esta minimización es aproximada y se hace al escoger una serie de valores positivos (a_1, a_2, \dots, a_n) para a_i . Para evaluar cada valor de $W(\bar{x} + a_i\bar{d})$, deben determinarse las variables básicas $x_b(\bar{x} + a_i\bar{d})$, lo cual satisface el sistema de ecuaciones:

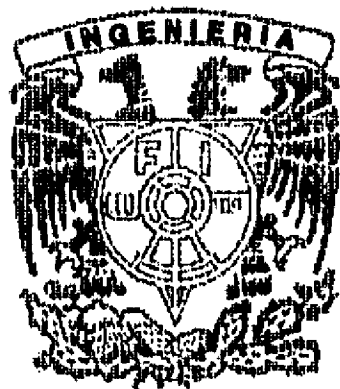
$$E(x_b, \bar{x} + a_i\bar{d}) = 0 \quad (\text{B.49})$$

donde \bar{x} , a_i , \bar{d} son conocidas.

Como otros algoritmos no-lineales, esta técnica no puede garantizar teóricamente el óptimo global. Si se tiene un óptimo local, puede obtenerse un resultado distinto por lo que es conveniente evaluar la función con varios puntos iniciales. Se ha encontrado que si se aproxima a cero el mínimo de $|g(x_i)|$ en la ecuación (B.41), las soluciones de β y x_i usualmente son las mejores.

Aunque no se emplea este algoritmo en la aplicación del capítulo 6, los resultados obtenidos para la solución de las funciones de comportamiento, según Chang (1982), han sido muy similares al método empleado con iteraciones.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



APENDICE C
DISTRIBUCION NORMAL
EQUIVALENTE

APENDICE C

	Pág.
INDICE	
APENDICE C. DISTRIBUCION NORMAL EQUIVALENTE	182
C.1.- Método general	182

APENDICE C. DISTRIBUCION NORMAL EQUIVALENTE

C.1. Método general

Si las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias x_1, x_2, \dots, x_n no son normales, la probabilidad P_F o P_S puede evaluarse con las ecuaciones (4.10) (invariablemente se requerirá integración numérica). Para el caso de funciones con comportamiento lineal $g(X) = a_0 + \sum a_i x_i$ las probabilidades pueden evaluarse usando distribuciones normales equivalentes (Palohemio, 1974; Rackwitz, 1976). Teóricamente, tales distribuciones normales pueden obtenerse con la transformación de Rosenblatt (1952). Con estas distribuciones, el cálculo de P_S sigue el mismo procedimiento indicado anteriormente.

Para una variable individual la distribución normal equivalente de una variable no-normal puede obtenerse de tal manera que la probabilidad acumulada, así como la ordenada de la densidad de probabilidad de la distribución normal equivalente en el punto analizado x_i^* sea igual a la correspondiente no-normal, para el punto en cuestión de la superficie de falla.

Igualando las probabilidades acumulativas, como se mencionó, se tiene:

$$\phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = F_{xi}(x_i^*)$$

donde:

$\mu_{xi}^N, \sigma_{xi}^N$ - Son la media y la desviación estándar, respectivamente, de la distribución normal equivalente para x_i .

$F_{xi}(x_i^*)$ - Es la función de distribución de probabilidad acumulada de x_i , valuada en x_i^* .

$\phi(-)$ - Es la función de distribución de probabilidad de la distribución normal estándar.

La relación anterior conduce a que:

$$\mu_{xi}^N = x_i^* - \sigma_{xi}^N \phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)] \quad (C.1)$$

igualando las correspondientes funciones de densidad en x_1^* se tiene:

$$\frac{1}{\sigma_{x1}^N} \phi \left(\frac{x_1^* - \mu_{x1}^N}{\sigma_{x1}^N} \right) = f_{x1}(x_1^*)$$

donde $\phi (-)$ es la función de densidad de probabilidad de la distribución normal estándar; de esto se obtiene:

$$\sigma_{x1}^N = \frac{\phi(\phi^{-1}[F_{x1}(x_1^*)])}{f_{x1}(x_1^*)} \quad (C.2)$$

En el caso de una función con comportamiento lineal, el punto apropiado en la superficie de falla está dado por la ecuación (4.16), donde la dirección de los cosenos directores son:

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{\sqrt{\sum a_1^2}}$$

y de acuerdo a la ecuación (4.23) el índice de seguridad es:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum a_1 \mu_{x1}^N}{\sqrt{\sum (a_1 \sigma_{x1}^N)^2}} \quad (C.3)$$

donde el superíndice N indica que se está trabajando con la distribución normal equivalente. El punto de falla es:

$$x_1^* = \sigma_{x1}^N x_1'^* + \mu_{x1}^N = -\alpha_1 \beta \sigma_{x1}^N + \mu_{x1}^N \quad (C.4)$$

Debe recalcar que reemplazar la distribución original con una distribución normal equivalente requiere reemplazar la media y desviación estándar de la distribución original con las obtenidas en el proceso antes mencionado al emplear las ecuaciones (C.1) y (C.2). Con estos valores en la ecuación (C.3) se obtiene el índice de seguridad. Considerando lo anterior, el proceso a seguir para estimar la distribución normal equivalente en un punto de falla dado es:

1. Estimar las funciones de densidad y de distribución de probabilidad acumulada en ese punto con los valores de la distribución no-normal.
2. Estimar el valor de $\phi^{-1}[F(x_i^*)]$, que es el valor de la distribución normal (obtenido de tablas).
3. Calcular ϕ [$\phi^{-1}F(x_i^*)$], que es el valor de la densidad de probabilidad en ese punto:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}u^2\right),$$

donde

$$u = \phi^{-1}[F(x_i^*)]$$

4. Aplicar las ecuaciones (C.1) y (C.2) para estimar $\mu_{x_i}^N$ y $\sigma_{x_i}^N$.

**ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE
TIERRA Y ENROCAMIENTO ANTE AVENIDAS**



APENDICE D

**VALIDACION DEL USO DE
AVENIDAS SINTETICAS**

APENDICE D

	Pág.
INDICE	
APENDICE D. VALIDACION DEL USO DE AVENIDAS SINTETICAS	185
D.1. Avenidas históricas, procedimiento tradicional	185
D.2. Método de Pegram	186
D.3. Avenidas sintéticas	187
D.4. Conclusiones	188

APENDICE D. VALIDACION DEL USO DE AVENIDAS SINTETICAS

En este apéndice se presenta una comparación de la estimación de las avenidas; se adoptan las históricas mayoradas con el procedimiento tradicional, las obtenidas con el método de Pegram y las sintéticas que son los métodos indicados en el capítulo 2 para la selección de avenidas. Cabe señalar que en el capítulo 6 se mostraron los criterios de selección, que permitieron elegir las avenidas más apropiadas para el caso del Infiernillo tomando como base los resultados obtenidos de los funcionamientos de vaso.

Las bases que se establecieron para efectuar dicha comparación son las siguientes:

D.1. Avenidas históricas, procedimiento tradicional

- Se consideraron las avenidas históricas presentadas en el sitio y que como ya se señaló en el capítulo 6, están asociadas a periodos de retorno de 31, 15.5, 10.33, 7.75, 6.20 y 5.17 años, es decir las que se presentaron en los años de 1967, 1976, 1984, 1955, 1973 y 1969 respectivamente. Los resultados del tránsito de avenidas asociados a una elevación inicial 165 fue mostrado en el capítulo 6 (parágrafo 6.4.1.5).

- Se eligió para efectos de mayoración las avenidas históricas de 1967 y 1976 que se consideran las más representativas; cabe comentar que en ambos casos los gastos pico son del mismo orden de magnitud (25,000 m³/s para la primera y 21,000 m³/s para la segunda), sin embargo los volúmenes difieren sensiblemente (7,539 Mm³ para la de 1967 y 4,098 Mm³ para la de 1976).

- Se siguió el procedimiento tradicional de amplificar dichas avenidas considerando los factores de agrandamiento (o reducción) que se obtienen al hacer la relación de gasto pico de valores históricos conocidos y los calculados con la distribución de probabilidad Doble Gumbel que es la que presentó mejor ajuste.

- Se efectuaron los tránsitos de avenidas adoptando también la elevación inicial 165; los resultados calculados para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50 y 100 años se presentan en la tabla (D.1) y se muestran también los obtenidos para las avenidas históricas base de 5.17, 10.33, 15.5 y 31 años (de la tabla 6.9).

T _r	Avenidas históricas base		1967		1976	
	Elev	Vol	Elev	Vol	Elev	Vol
5	—	—	165.94	2989	165.78	1753
5.17	166.11	4150	—	—	—	—
10	—	—	167.29	5167	166.69	3031
10.33	167.06	5085	—	—	—	—
15.5	167.78	4098	—	—	—	—
20	—	—	168.58	6730	167.63	3947
30	—	—	169.24	7524	168.10	4431
31	169.28	7539	—	—	—	—
50	—	—	170.80	—	168.84	—
100	—	—	172.32	—	169.65	—

TABLA D.1. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas y mayoradas de 1967 y 1976.

D.2. Método de Pegram

- Se adoptaron los gastos-pico y el volumen de todas las avenidas históricas presentadas; al hacer la correlación entre los logaritmos de dichos gastos y volúmenes, y considerar la función bivariada lognormal, se encontró un coeficiente igual a 0.60, por lo que se eligieron los valores de ajuste que corresponden al de 0.70 de las tablas que presenta Pegram por ser el que más se aproxima y se aplicó el método que se señala en el capítulo 2.

- Se obtuvieron tres tipos de avenidas; las asociadas a una probabilidad condicional del 75, 50 y 25 por ciento y se hicieron los tránsitos de avenidas correspondientes considerando una forma triangular de la avenida; se obtuvieron los resultados indicados en la tabla (D.2).

T _r	%	Q m ³ /s	Volumen Mm ³	Elev. Embalse	Promedio	
					Elev.	Vol.
5	(75)	12,475	5,189	169.46	168.97	5,677
	(50)	10,784	5,428	168.64		
	(25)	10,543	6,414	168.80		
10	(75)	15,147	5,996	170.61	170.45	6,272
	(50)	13,611	6,336	170.17		
	(25)	11,562	6,483	170.57		
20	(75)	17,606	6,089	171.49	171.09	6,539
	(50)	16,202	6,420	171.25		
	(25)	13,611	7,107	170.54		
30	(75)	19,133	6,198	172.01	171.77	6,773
	(50)	17,676	6,688	171.93		
	(25)	15,147	7,433	171.39		
50	(75)	20,932	6,188	172.40	172.44	7,007
	(50)	19,485	7,013	172.61		
	(25)	16,990	7,819	172.31		
100	(75)	23,424	6,483	173.16	173.23	7,426
	(50)	21,969	7,459	173.48		
	(25)	19,485	8,337	173.33		

TABLA D.2. Resultados obtenidos con el método de Pegram para avenidas con períodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50 y 100 años asociados a probabilidades condicionales del 75, 50 y 25 %.

D.3. Avenidas sintéticas

Se tomaron los resultados obtenidos en el capítulo 6 (tabla 6.9) que se resumen en en la tabla (D.3), en la que se indican también los valores promedio del método de Pegram y los de las avenidas históricas de 1967 y 1976. En la figura (D.1), se muestran los resultados obtenidos.