102.2-R-119

5.22

Primer Congreso Argentino de Grandes Presas

San Martin de Los Andes

11 – 15 de Octubre de 1999

CONCEPTOS DE SEGURIDAD DE PRESAS

Por. Dr Ing. Dr h.c. Giovanni Lombardi

Fontvieille – Minusio, junio de 1999

INDICE

Palabras llaves: presas, seguridad, fallas, probabilidad, estadísticas, distribuciones acotadas, seguros

RESUMEN
La privatización de las obras de contención y la obligación de subscribir pólizas de seguro, requieren que el riesgo de fallas sea clara y confiablemente definido de maneras que las primas del seguro sean calculables.
Por facilidad de computación se utilizan frecuentemente distribuciones de probabilidad ilimitadas que conducen a conclusiones poco realistas. Además se confunde la probabilidad de fallas con el porcentaje de presas falladas.
Los fenómenos físicos siendo correctamente descritos solamente por distribuciones de probabilidad acotadas, solo "el posible" puede ocurrir, no cualquier cosa.

1. INTRODUCCIÓN

El tema principal que se pretende tratar en la presente ponencia consiste en una serie de comentarios relacionados por un lado a la seguridad de las presas y por el otro a algunos métodos de computación y teorías que se utilizan frecuentemente en este ámbito.

La cuestión de la seguridad de las presas preocupa de hecho, y justamente, a gran número de personas, pero se nota que raramente las ideas son bien claras y objetivas y además que la lógica de computación no es siempre establecida de manera incuestionable.

Debido a la tendencia a la privatización de las obras de contención - cual sea su destinación económica – y, en varios países, a la imposición, a los dueños de asegurarse contra el riesgo de falla de la obra para cubrir el potencial daño engendrado aguas abajo en caso de tal evento, el asunto de la seguridad adquiere una enorme trascendencia inclusive en el orden económico [5].

Es demasiado grande la tentación de basar las primas del seguro sobre valores de probabilidad de falla computados con una increíble precisión, aunque sin bases bien definidas.
Así existe la cómoda tendencia de confundir la seguridad de una obra, es decir su probabilidad de falla, con valores computados sobre el número de fallas ocurridas en ciertas poblaciones de presas en un dado período histórico. De inmediato surge entonces la pregunta "¿la seguridad de las presas que fallaron es parecida a la de las presas que sobrevivieron?"

Otro problema fundamental que se tratará es el tipo de distribuciones estadísticas a utilizarse en este ámbito.

2. DISTRIBUCIÓN DE GAUSS O NORMAL

Hace casi dos siglos el llamado "príncipe de los matemáticos" Carlos Federico Gauss extrapoló al infinito la serie binomial llegando a las estupendas expresiones matemáticas bien conocidas y muy frecuentemente utilizadas para representar la densidad de probabilidad:

$$\varphi(x)=\frac{1}{\sigma\cdot\sqrt{2\pi}}\cdot e^{-x^2/2\cdot\sigma^2} \qquad \text{y en forma normalizada} \qquad p(x)=\frac{e^{-x^2/2}}{\sqrt{2\pi}} \qquad [1.]$$

así como el correspondiente valor integral:

$$\phi(\frac{a}{\sigma})=\frac{2}{\sigma\cdot\sqrt{2\pi}}\cdot\int_0^{\frac{a}{\sigma}} e^{-x^2/2\cdot\sigma^2}\cdot dx \qquad \text{o bien} \qquad P(a)=\sqrt{\frac{2}{\pi}}\cdot\int_o^a e^{-x^2/2}\cdot dx \qquad [2.]$$

Cabe recordar, para la historia, que la correspondiente teoría de Gauss fue desarrollada con la intención de estudiar la propagación de los errores de medición en un sistema geodético.

Lamentablemente la antedicha distribución se la nombró "Distribución Normal". Aún más lamentable muchas personas entendieron y un numero aún más grande de personas entienden, y siguen entendiendo, que se trata de una fiel representación de fenómenos físicos reales y no solamente de una magnífica extrapolación matemática. Y aún peor, muchos creen que la misma ley se aplica en absoluto a la descripción de cualquier fenómeno real, llegando así a resultados poco plausibles y a veces aún completamente erróneos. En realidad, para muchos la "Distribución Normal" se ha convertido en un tipo de ideología, es decir una vía que se sigue ciegamente sin pensar más si es realmente la única correcta o por lo menos la mejor.

El hecho fundamental es que dicha distribución se extiende del infinito negativo al infinito positivo y como consecuencia de la aplicación imprudente de la misma se llega a considerar que

"todo puede ocurrir"

mientras che de hecho, creo, se deba asumir que

"solo lo posible puede ocurrir !"

La dicha distribución normal podría, según la **figura 1**, llegar a explicar que una mosca aplaste un bloque de hormigón. Es suficiente para eso que la mosca pesase como un elefante y que la resistencia del hormigón fuese tan baja como la de un acopio de grava. Se trataría solamente de una cuestión de probabilidades.

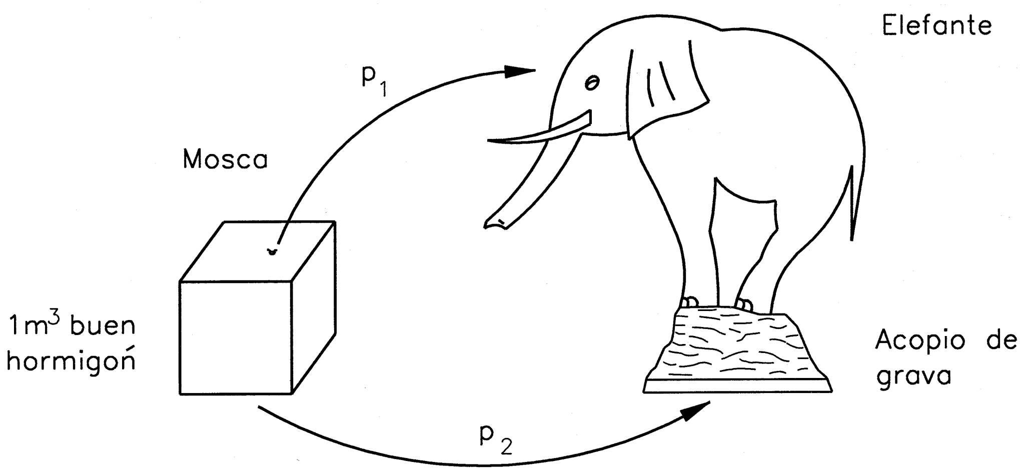


Figura 1: La probabilidad que el peso de una mosca aplaste un bloque de hormigón de buena calidad es simplemente el producto de la probabilidad p1 que la mosca sea tan pesada como un elefante y de la probabilidad p2 que el hormigón sea tan débil como un acopio de grava sin cemento.

Sin embargo, por lo menos en mi opinión, una mosca tan pesada como un elefante no sería más una mosca sino un elefante y un hormigón tan débil como un acopio de grava no sería más un hormigón sino solamente un acopio de grava sin cemento. Por eso creo que nunca una mosca va a aplastar el bloque de hormigón y que es entonces indispensable reconsiderar el asunto de la llamada "Distribución Normal".

De hecho se llegará pronto a la conclusión que, en un sentido estricto, la existencia real de una distribución normal sería un evento sumamente extraordinario con una probabilidad de ocurrencia absolutamente nula. [3]

3. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

La primera distorsión mental que se encuentra es la de pensar que exista una ley de distribución ideal conocida a priori - como podría ser la antedicha distribución normal - que se aplique automáticamente al problema estudiado.

Bien conocido es ya el hecho que cualquier valor físico tiene sus variaciones alrededor de un valor promedio, y aún más, que el conocimiento que tenemos del fenómeno correspondiente es fundamentalmente siempre más o menos vago.

La forma de la dispersión de los datos alrededor del promedio depende de la realidad física, es decir de varios o de muchos factores que son específicos del fenómeno que se está estudiando. Estos factores incluyen también los errores de medición así como el hecho que la serie de los valores medidos representa solamente hasta un cierto punto el fenómeno estudiado, no pudiendo nunca ser completa ni perfectamente idéntica a la realidad.

La noción de "distribución estadística" o de "variabilidad probabilística" es bien conocida y largamente utilizada aunque frecuentemente no de manera muy convincente. Algunas preguntas críticas son lícitas hasta sobre el principio mismo de dichos conceptos.

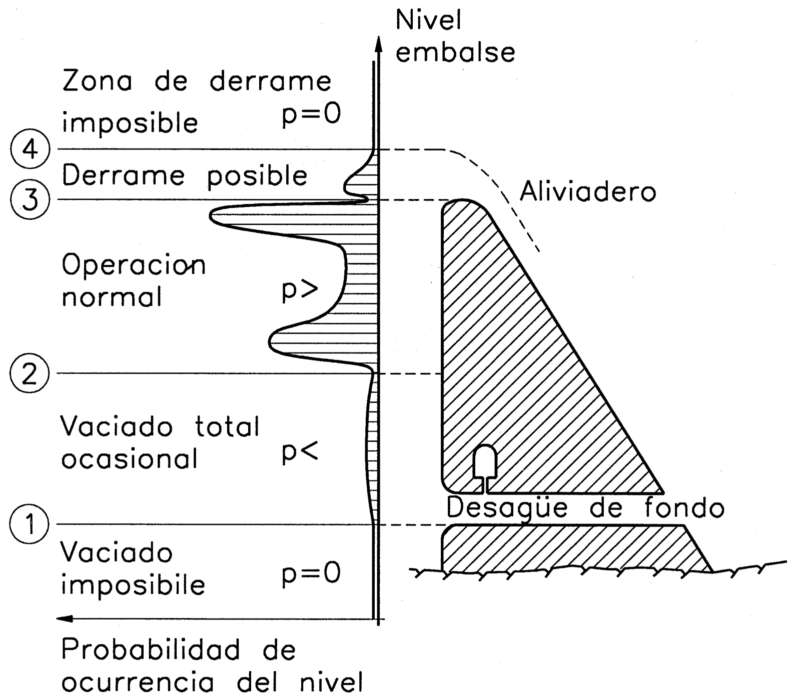
En primer lugar debe preguntarse si una distribución de tipo, digamos matemático, existe siempre en cualquier circunstancia; por ejemplo en el caso de eventos muy raros como los sismos extremos. ¿Existe una tal distribución o se trata más bien de fenómenos totalmente aleatorios y erráticos aunque ligados a condiciones definibles y a otros fenómenos? A lo mejor podría tratarse de distribuciones discretas.

¿Si tal distribución existe, estamos siempre en condición de conocerla? ¿Cuantos datos por ejemplo debemos tener para estar seguros de su validez? ¿Como no introducir factores de otra índole?

Suponiendo tener a disposición una serie de datos hidrológicos de mil años no se obtendría solamente la dispersión probable de los caudales durante la futura vida de la obra, sino también las variaciones climáticas que ocurrieron durante el milenio anterior. De hecho no tenemos tal serie de datos que nos enseñaría los ciclos climáticos pasados así como tampoco conocemos los cambios climáticos futuros.

Otro asunto, es saber hasta a que punto los resultados de ensayos, por ejemplo de tipo geotécnicos o de resistencia de materiales, corresponden realmente a los valores del terreno, de futuros terraplenes o del hormigón, materiales de los cuales tenemos siempre una visión esencialmente ideal y muy simplificada.

Un caso de distribución estadística que no se puede representar por una fórmula matemática sencilla es, por ejemplo, el nivel del embalse de una planta hidroeléctrica en operación. Este nivel puede entenderse como variable aleatoria cuya posible distribución se indica esquemáticamente en la **figura 2**. Claramente no se toma en cuenta la ola que podría producirse por la ruptura de una presa o de un "cierre" natural que se manifestase aguas arriba.



① nivel mínimo absoluto (embalse "vacío")
② nivel mínimo de operación normal
③ nivel máximo de operación normal
④ nivel máximo absoluto (crecida máxima posible, planta fuera de operación, desagüe de fondo cerrado, etc.)
p densidad de probabilidad

Figura 2: Distribución acotada de la probabilidad de ocurrencia del nivel de embalse de una presa hidroeléctrica en operación

Es interesante y curioso anotar que los valores característicos del nivel que se utilizan habitualmente en las computaciones son valores cuya probabilidad de ocurrencia es sumamente reducida y hasta prácticamente nula.
De todas maneras se trata de una distribución acotada, no infinita.

Todo eso quiere decir que se requiere mucha prudencia en la interpretación de los datos estadísticos. Dicha prudencia no debe, sin embargo, nunca llegar a extender hasta el infinito uno o ambos limites de la distribución teórica y sea eso una ilusoria y aleatoria búsqueda de mayor seguridad.

No conociendo con exactitud absoluta la distribución real de una variable cualquiera se llega entonces a la conclusión que, por razones prácticas, es oportuno escoger empíricamente, de caso en caso, la función matemática – también llamada ley – que mejor se adapte a la serie de valores conocidos y eventualmente a otras condiciones teóricas o de experiencia, recordando que siempre se trata únicamente de una aproximación de la realidad.
Un criterio de adecuadez podría ser él de minimizar los errores cuadráticos encontrados entre la serie experimental y las posibles leyes utilizables.

Es obvio además, por lo menos para mi, que cualquiera sean las condiciones particulares, las distribuciones a utilizarse deben ser de tipo acotado.

Un primer ejemplo se encuentra en la hidrología. Aplicando la ley de "Distribución Normal" a los caudales de un río se descubre pronto que con cierta probabilidad el agua fluyera hacia aguas arriba; lo que en general no parece pueda ocurrir!
Los hidrólogos propusieron entonces, ya hace tiempo, distribuciones acotadas del lado inferior como por ejemplo la llamada "distribución logarítmica normal", la cual considera que la distribución normal de Gauss no se aplica directamente a los caudales sino más bien a sus logaritmos tratandose de hecho simplemente de una transformación de variable.
Varias otras "leyes hidrológicas" tienen también la particularidad de ser semi-acotadas, – como por ejemplo las de Gumbel, Pierson o Boughton – es decir no aceptan caudales negativos pero si, aunque con una probabilidad infinitesimal, incluyen caudales sin límites superiores. Esto es absurdo en la práctica, como también en lo teórico ya que no existe suficiente cantidad de agua ni de energía en el universo entero para generar un caudal de valor infinito, aunque sea de corta duración.

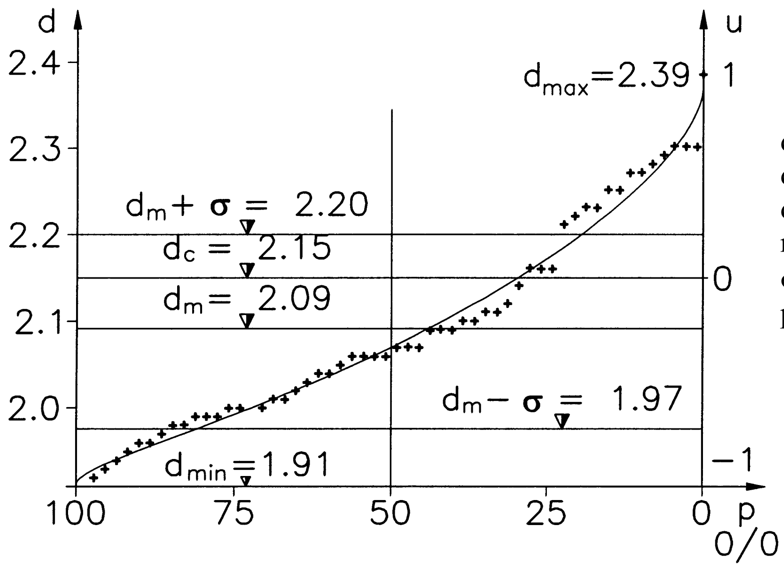
Frente a esta situación se inventó luego el concepto de "Máxima Crecida Probable".
Mucho mejor hubiera sido utilizar el nombre de "Máxima Crecida Posible" ya que se entiende justamente fijar un limite superior al valor del caudal máximo. La palabra "probable" es simplemente expresión de prudencia o de ignorancia.

Aunque perfectamente justificada en la práctica esta manera de definir el limite del caudal es algo ajena al método estadístico mismo.

De hecho, como vamos a ver, hay buenas razones para pensar que el límite superior del caudal se encuentra ya implícito en la serie de datos disponibles; obviamente con un cierto margen de incertidumbre, pero con la certeza que no es infinito.

Otro ejemplo bien interesante es el del estudio de la densidad de los materiales aluviales del Rio Limay según se los midieron en relación a la construcción de la presa de Alicurá. Es claro que por un lado el aluvial debe ser más pesado que el agua ya que en caso contrario no se hubiera depositado y por otro no puede llegar, aún menos, a sobrepasar la densidad de la roca firme que está en la origen del aluvial.

Tenemos así de antemano dos límites teóricos absolutos para la densidad del aluvial que son: 1.0 y 2.7 respectivamente. Un ingeniero cualquier podría indicar además que muy probablemente los límites serían más restringidos, por ejemplo, 1.5 y 2.5 respectivamente.
Un análisis más detallado y preciso – como se indica en la **figura 3 -** enseña que dos límites más realistas son prácticamente los valores 1.9 y 2.4 ligeramente inferiores y superiores a los valores mínimos y máximos medidos que son respectivamente 1.92 y 2.30. Los limites teóricos 1.91 y 2.39 se obtuvieron utilizando una distribución del tipo "normal con doble límite logarítmico".



d densidad
d_m valor promedio
d_{min}, d_{max} límites inferior y superior
σ dispersión cuadrática
p probabilidad de sobrepaso

Figura 3: Densidad de material aluvional. Distribución acotada 2LN (doble log-normal)

Según el sentido ingenieríl dichos límites pueden ser considerados razonablemente plausibles siendo además incluidos en el marco inicial más ancho de 1.0 y 2.7 y también en el más estrecho de 1.5 y 2.5.

De estos ejemplos se deduce, a mi parecer, que solamente el uso de leyes de distribución acotadas tienen sentido para describir los fenómenos que interesan al ingeniero y que por otro lado los límites de tales distribuciones se encuentran implícitamente incluidos en las series de datos disponibles. De este tema se hablará más adelante.

4. UTILIZACIÓN DE DISTRIBUCIONES INFINITAS

Primeramente, es oportuno examinar de manera crítica como se opera habitualmente con las distribuciones estadísticas en la ingeniería civil; - y no solamente en esta disciplina. ¡Vamos a llegar a conclusiones bien curiosas!

Por ejemplo, en la definición de la crecida máxima se empieza, utilizando una distribución no acotada, suponiendo que en sí el caudal pueda llegar a ser infinito – lo que en mi opinión es una ofensa a la inteligencia humana -, y sucesivamente se considera que este hecho puede ser ignorado para el diseño de la obra cuando la probabilidad de ocurrencia del caudal no sobrepasa 1 en 1'000 o bien 1 en 10'000.

De hecho se define la probabilidad de ocurrencia de la aparición de un fantasma y se decide en seguida que el fantasma no debe asustar, no porque no existe, sino porque según un cálculo matemático no aparecería más de algunos minutos cada noche!
Además porqué utilizar el valor de 1 en 1'000 o bien 1 en 10'000? ¿Son verdaderamente valores más correctos que 1 en 625 o bien 1 en 1024? En mi opinión, la única razón que se puede encontrar es que hemos escogido un sistema de numeración decimal que hace que 1'000 y 10'000 son aparentemente números más redondos que otros. Me parece todavía que se trate de una razón poco fundada.

De manera similar se procede en general cuando se estudia la seguridad de una presa. Se afirma en primer lugar, siempre sobre la base de distribuciones no acotadas, que todo es posible y que entonces toda presa puede siempre fallar – lo que considero una ofensa a la ingeniería civil – pero tan pronto se dice que, bueno!, uno puede dormirse tranquilo hasta tanto que la correspondiente probabilidad de falla es inferior a, por ejemplo, 1 en 10^6. Desconozco, por otro lado, sobre que base se fijó tal número que es la sexta potencia de 10: de nuevo, probablemente solo porque en el sistema decimal parece ser más redondo que 1 en 823'543 que en mi opinión sería un número bien preferible debido a que es la séptima potencia de siete y entonces un numero doblemente mágico!

Desde un punto di vista matemático, se corta simplemente una distribución ilimitada para llegar, al fin y por razones prácticas, a una distribución acotada pero que fue acotada de manera brutal y totalmente arbitraria.

Las razones prácticas son, en estas circunstancias, el hecho que no se sabe como verter un caudal infinito y que no se podría diseñar ninguna presa si su resistencia tendría que ser ilimitada.

Desde un punto de vista más general se puede decir que se hace "de facto" una corta excursión en un mundo imaginario, absurdo en sí, para regresar pronto en el dominio de la realidad utilizando, bajo la presión de necesidades prácticas, un artificio poco fundado y por cierto no muy elegante.

Sin dudas, para ser honestos debemos tratar de buscar una explicación o por lo menos una excusa a esta manera de proceder. La explicación podría ser que la ingeniería civil tuvo que adelantarse sobre bases empíricas y simples sin poder esperar el desarrollo de las herramientas estadísticas y de las modernas capacidades de computación antes de construir presas y de poder definir criterios de aceptabilidad perfectamente lógicos.

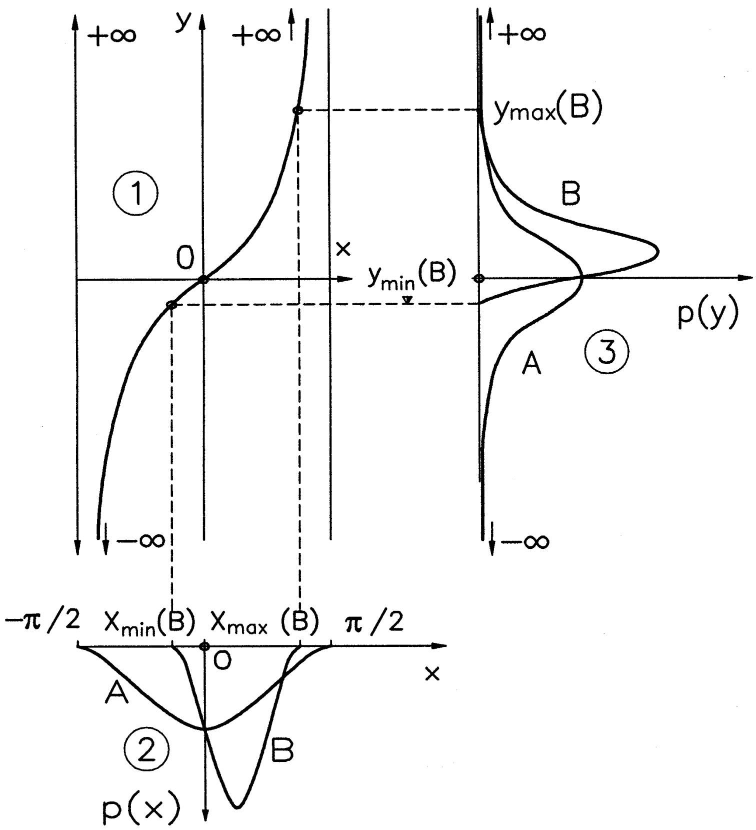
De hecho las computaciones son por cierto mucho más simples y cómodas si se utilizan los llamadas distribuciones "normales" en lugar de las más realistas distribuciones acotadas.
Sin embargo, pienso que frente a la enorme importancia del asunto y a las posibilidades actuales de computación se debe reconsiderar la cuestión utilizando en un primer paso desde el inicio leyes de distribución acotadas, lo que claramente no quiere decir que se trate del último paso a dar en el futuro camino de la ingeniería civil.

La suma elegancia matemática de la formula de Gauss ha creado sin dudas una potente atracción, para no decir una hipnosis, a la cual muchos no pudieron resistir. Sin embargo cabe recordar que no existen razones para pensar que una distribución real debe ser representable por una expresión matemática simple y elegante como las que le gustan a los matemáticos.
Para nosotros ingenieros, es mucho más importante que la distribución escogida represente la realidad de la manera más fiel posible.
Eso permite concluir que las distribuciones de probabilidad no pueden ser conocidas a priori de manera abstracta, sino solamente a posteriori de caso en caso sobre la disponibilidad de una base concreta de datos numéricos.

5. DISTRIBUCIONES ACOTADAS

Existen muchas formulaciones matemáticas que permiten definir distribuciones infinitas o bien acotadas. La correlación entre distribuciones acotadas y distribuciones ilimitadas puede interpretarse como una transformación de variables.

Según lo indica la **figura 4**, la distribución, es decir la densidad de probabilidad, para un ángulo ψ puede ser acotada y al mismo tiempo la distribución de la función tgψ puede ser ilimitada en ambos sentidos si el ángulo varia de $-\pi/2$ a $+\pi/2$. No así si el campo de variación del ángulo es más estrecho.



① transformación: $y = \mathrm{tg}x$
② distribuciones acotadas de x: casos A y B
③ distribución ilimitada de y, caso A, y distribución acotada de y, caso B

Figura 4: Relación entre distribuciones de probabilidad

Se puede entonces, según el problema a tratar, o bien utilizar una distribución acotada para la variable física, o bien una distribución ilimitada, por ejemplo la "normal", para una función de la variable que sea ilimitada. Pero, nunca debe aplicarse una distribución ilimitada a una variable física.

Como ya se mencionó la selección entre las varias leyes debe hacerse de manera empírica. Un ejemplo de investigación se refiere de nuevo a un problema hidrológico.

La **tabla I** indica el resultado del análisis de una serie de 77 crecidas máximas anuales utilizando leyes de distribución de las cuales dos son sin límites, siete son acotadas del lado inferior y dos son doblemente acotadas. [1]

Se ve inmediatamente que las leyes de este último tipo, o sea las números 10) y 11) se adaptan a la serie de datos con un error promedio de solamente 5 a 6%; que es varias veces inferior al error que se obtuvo con las leyes habituales no acotadas y que dan errores promedios de 12 a 63%.

Las leyes acotadas indican valores del límite superior que parecen razonables, siendo del orden de 5 a 6'000 m^3/s. Según la distribución normal estos caudales tendrían una probabilidad de 1 en 1'000.

Leyes de distribución y N° de límites	Probabilidades								Error quadrático promedio	Error porcentual
	Min	No sobrepaso		50%	Sobrepaso			Max		
		1/1'000	1/100		1/10	1/1'000	1/10'000			
	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	%
1) normal	–	- 1'217	- 300	2'510	5'315	6'236	6'995	–	339.0	13.5
2) log normal simple	–	491	713	2'235	6'997	10'176	13'855	–	371.7	16.6
3) log normal general	–	- 154	316	2'379	5'864	7'469	9'016	–	279.9	11.8
4) logística	–	- 3'092	- 1'223	2'510	6'236	8'111	9'977	–	481.7	19.2
5) de Gumbel	–	149	529	2'312	6'293	8'463	10'629	–	313.7	13.6
6) de Fréchet simple	–	856	998	2'062	10'414	25'170	60'738	–	935.7	45.4
7) de Pearson III simple	–	16	131	1'421	5'454	7'529	9'479	–	897.3	63.1
8) de Pearson III general	–	677	804	2'220	6'647	8'925	11'066	–	331.1	14.9
9) log de Boughton	–	156	477	2'412	4'793	5'438	5'881	–	349.5	14.4
10) 2-log-normal	814	837	885	2'264	5'284	5'522	5'599	5'650	127.2	5.6
11) log-2-log normal	811	846	903	2'238	5'500	5'863	6'005	6'114	144.5	6.4
Mayor y menor / valor obtenido: leyes 1), 3) 4), 5), 8) y 9), las más usuales				2'510	6'647	8'925	11'066			
Max.				2'220	4'793	5'438	5'881			
Min.				1.13	1.39	1.64	1.88			
Max/Min										
Nota: caudal promedio medido 2'510 m^3/s										

TABLA I: Estudio de una serie hidrológica con varias leyes. 77 crecidas máximas anuales.

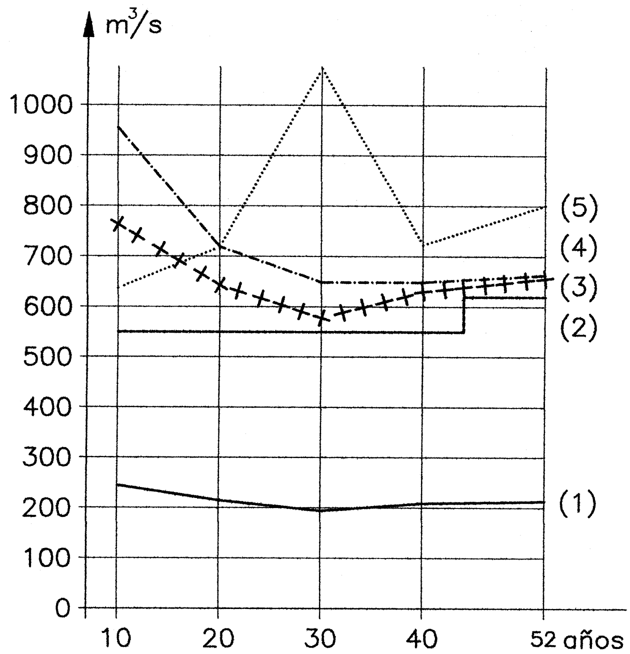
En este caso se trata obviamente de máximos probables, no de máximos posibles es decir absolutos y eso debido a los factores siguientes:

- posibles errores de medición,
- número limitado de datos y
- posibilidad que la "ley" acotada escogida no sea en absoluto la más adecuada es decir la más cercana a la distribución real.

Es entonces recomendable asumir para el diseño de la obra un límite máximo posible algo superior al valor máximo probable indicado por el antedicho cálculo.

Este caso sencillo evidencia la enorme importancia de la selección de la ley de distribución.

En la **figura 5** se indica, para otra serie hidrológica, como aumentando los datos a disposición el conocimiento de los límites mejora progresivamente y los resultados pueden ser considerados cada vez más confiables. También uno puede formarse una opinión sobre la estabilidad de los resultados obtenidos, que a veces son algo oscilantes. Todavía parece aconsejable tomar en cuenta un cierto margen de seguridad adicional.



(1) promedio de los picos anuales observados
(2) pico máximo observado hasta la fecha correspondiente
(3) Q_{1000} según distribución normal
(4) Q_{100} según distribución log-normal
(5) Q_{max} según distribución 2-log-normal

Figura 5: Crecidas máximas: variación de los datos hidrológicos en función de la duración del período de observación.

Estudios similares se hicieron también sobre otras series de datos estadísticos como los de resistencia del hormigón de una presa de fábrica la de El Cajón.
Así, sobre una serie de 188 datos se llegó a un valor promedio de la resistencia de 26.2 Mpa, a valores máximos probables de aproximadamente 60 Mpa y mínimos de 16 Mpa con un error promedio de acercamiento a la serie experimental del orden del 0.8%. Lo que se considera ser muy satisfactorio y plausible. Nunca se llegó a valores nulos de resistencia lo que, según la distribución normal, podría ocurrir.
En la **tabla II** se indican los resultados obtenidos con cuatro leyes acotadas. Se puede agregar, siendo los esfuerzos de compresión calculados aún con una cierta aproximación, del orden de 10 Mpa, que esta presa nunca va a fallar por debilidad del hormigón a la compresión y esto sin considerar que no es la resistencia en un solo punto de la obra que es determinante. Esta situación no excluye obviamente otros tipos de falla.

	Límite Min	Probabilidad de sobrepaso			Límite Max	Error promedio
		1 – 1/1'000	50%	1/1'000		
a) Beta	8.8	17.7	26.1	37.8	143.1	1.2%
b) Log Beta	16.5	19.1	26.0	38.8	61.5	0.8%
c) 2 LN (doble log norm)	15.8	19.1	26.0	38.7	59.2	0.8%
d) L 2 LN (log según 2 LN)	15.3	19.1	26.0	38.7	62.4	0.8%
Promedio de b), c) y d) que se adaptan mejor a la serie de datos	15.9	19.1	26.0	38.7	61.0	0.8%

TABLA II: Resultados de resistencia en MPa a 90 días de edad medidos sobre 188 probetas de hormigón a 180 kg de cemento por m^3, obtenidos con cuatro leyes acotadas. Los límites máximos son exagerados por la presencia de tres valores dudosos. Lo importante es obviamente el límite inferior. Aparentemente la distribución Beta se aplica no tan bien a la serie experimental como las otras.

Por otro lado distribuciones acotadas, así como el concepto del coeficiente de seguridad probabilístico del cual se va a hablar, han ya sido utilizadas en varios campos, también de la ingeniería civil [7]. No parece todavía que eso haya ocurrido hasta la fecha en el campo de la seguridad de las presas. Lo que considero deplorable.

Entre las varias leyes de distribución acotadas conocidas se destacan la distribución Beta y la "normal de doble límite logarítmico". Esta última corresponde de hecho a la llamada ley "log-normal" siendo todavía acotada de ambos lados y no solamente del lado inferior.

Las distribuciones acotadas se adaptan mejor a las series estadísticas por el número más grande de parámetros libres que, en general, tienen.

De manera simplificada se puede formular la distribución Beta con:

$$p(x) = c \cdot (x-a)^{\alpha} \cdot (b-x)^{\beta} \qquad \text{con} \qquad c \cdot \int_a^b (x-a)^{\alpha} \cdot (b-x)^{\beta} \cdot dx = 1 \qquad [3]$$

donde los parámetros a y b son los límites de la distribución mientras que α y β indican la "velocidad" con la cual la densidad de probabilidad aumenta a partir de ellos.
Si a y b aumentan hasta el infinito, negativo y positivo respectivamente, y si al mismo tiempo α y β, siendo iguales, se acercan a cero, la distribución, perdiendo dos grados de libertad, coincide con la llamada distribución normal. La distribución normal es entonces un caso particular de la distribución Beta. O bien, si se prefiere, la misma es una generalización de la distribución normal [6].

Consideraciones similares valen para la distribución de doble límite logarítmico (2LN) que puede escribirse como sigue:

$$p(x) = c \cdot e^{-y^2/2} \quad \text{, con} \quad y = F \cdot \log \cdot \frac{x-a}{b-x} - G; \quad a \le x \le b \quad \text{y} \quad c \cdot \int_{-1}^{1} e^{-y^2/2} \cdot dx = 1 \qquad [4]$$

En este caso también si los límites a y b llegan al infinito y G a cero, la distribución 2LN vuelve a ser una distribución normal, la cual, por fin, es otra vez un caso particular de una ley más general. [2]

Obviamente, ambas leyes (Beta y 2LN) pueden aplicarse a los logaritmos de los caudales en lugar que a los caudales mismos; o, en forma más general, a una función de la variable aleatoria en lugar que a la variable misma.

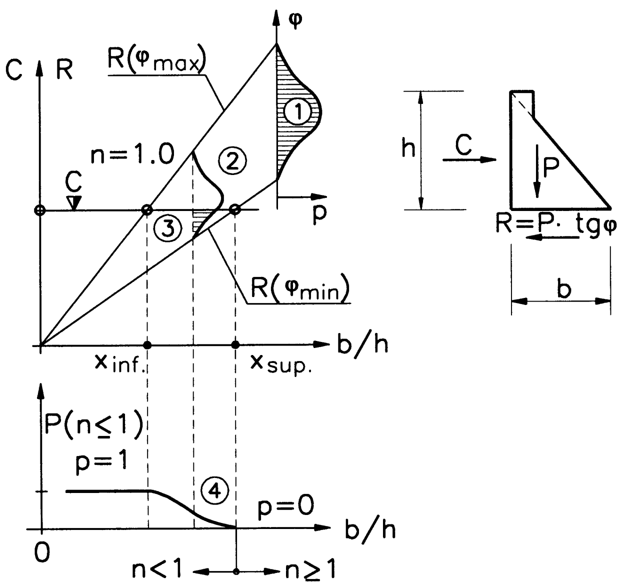
6. EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

La noción de coeficiente de seguridad acompañó el desarrollo histórico de la ciencia del ingeniero civil e hizo una gran carrera.

Sin embargo, con la introducción de los métodos probabilísticos ha perdido algo, o más bien mucho, de su resplandor y muchos lo consideran como residuo de una época cumplida. La razón de esta reducida consideración puede ser debida a que se trataba de un concepto demasiado rígido y absoluto frente a las incertidumbres de todo tipo descubiertas y puestas en evidencia en épocas más recientes.

A pesar de eso, es legítimo preguntarse si entre el "coeficiente de seguridad" demasiado seguro de si mismo y la teoría de la probabilidad basada en "distribuciones no acotadas" que llega a suponer que todo es posible, no existe una tercera vía, más realista y más útil al ingeniero.
La vía podría ser la del "coeficiente de seguridad probabilístico" o bien de la "probabilidad que el coeficiente de seguridad sea o no sea suficiente".

Consideramos un caso práctico muy sencillo para explicar este concepto. Se trata simplemente del deslizamiento de una presa de gravedad como indica la **figura 6**. La carga horizontal C y la resistencia R de la cimentación se representan ambos en función de la relación b/h (= ancho de la base en relación a la altura de la presa).



C carga horizontal
P peso estructura
R resistencia cimentación en función del ángulo φ
φ ángulo de rozamiento variable de φ_{min} a φ_{max}
n factor de seguridad
① distribución acotada del ángulo φ
② distribución acotada de la función $P \cdot tg\varphi = R$
③ probabilidad del coeficiente de seguridad de ser inferior a 1 en el caso de b/h = x
④ variación de la probabilidad del coeficiente de seguridad de ser inferior a 1 en función de la relación b/h. La probabilidad varía de 1.0 a 0.0 en el campo de x_{inf} a x_{sup}, mientras se queda costante afuera del mínimo.

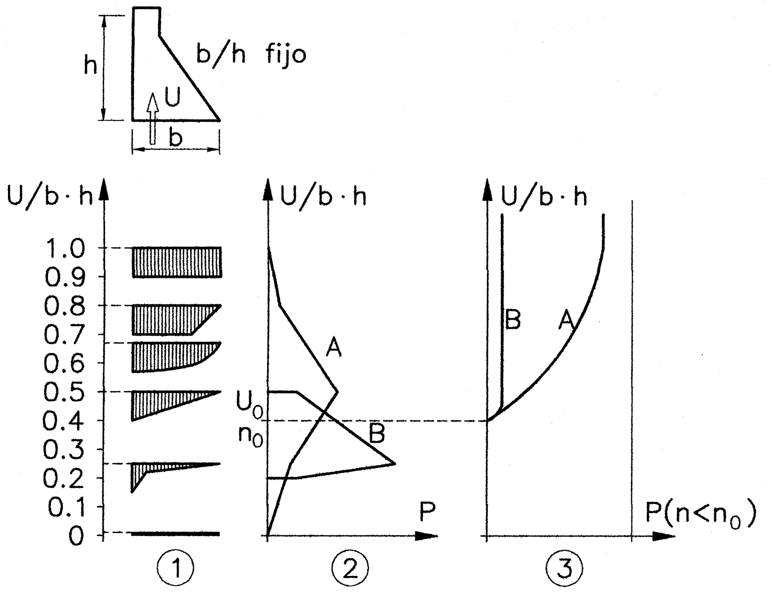
Figura 6: Probabilidad del factor de seguridad de ser inferior a la unidad en función de la distribución del valor del ángulo de rozamiento.

Suponemos que todos los elementos del problema sean fijos y perfectamente conocidos con la excepción del ángulo de fricción φ en la cimentación que puede variar de φ_{min} a φ_{max} siguiendo la distribución acotada indicada en la misma figura. Se entiende que la fuerza resistente R

tendría una distribución ligeramente diferente de la del ángulo de rozamiento, siendo función de la tangente del mismo.
Se puede entonces computar caso por caso la probabilidad para que el factor de seguridad sea inferior a la unidad, lo que en estas circunstancias puede definirse como riesgo de deslizamiento de la presa sobre la cimentación o, si se quiere, como probabilidad de falla. La misma es nula, siempre en este caso sencillo, si el valor de b/h es superior al x_{sup}. Lo que en otras palabras quiere decir: si la presa es suficientemente espesa.
En el caso apenas presentado se supuso que la distribución de los ángulos de rozamiento pudo haber sido definida de manera clara sobre la base de una serie de datos suficientemente amplia y segura; es decir, de hecho, definida a posteriori. En este sentido se trata de valores que no pueden ser influenciados por el ingeniero.

No siempre esta condición se cumple. Consideramos ahora el efecto de la subpresión sobre el riesgo de volcamiento de la misma obra.
Al momento de hacer el diseño y de construir la obra el ingeniero debe hacer una hipótesis a priori sobre la posible intensidad de la subpresión e imaginarse una distribución de la probabilidad de ocurrencia de los varios casos imaginables.
Como indica la **figura 7** es claro de antemano que para una presa de dimensiones dadas la intensidad promedio de la subpresión sobre la superficie de cimentación puede variar de 0% a 100% de la presión hidroestática, si dejamos de considerar los posibles efectos dinámicos y siempre que la subpresión no sea debida a fenómenos artesianos.
Se puede entonces suponer una distribución de probabilidad según la ley A, que exprime realmente una gran vacilación del ingeniero autor del proyecto, ya que él considera de antemano que cualquier repartición de la subpresión sea posible.

Sin embargo, desarrollando su diseño el mismo ingeniero puede llegar a considerar que la distribución B sea más probable debido a las medidas de construcción y de control de la subpresión que él puede y propone implementar.
La probabilidad que el factor de seguridad al volcamiento, "n", se encuentre por debajo la unidad, o bien sea inferior al valor escogido, se la indica también en la figura 7 para las dos hipótesis mencionadas. Es claro que esta función de probabilidad acumulada depende de la posición del límite de estabilidad computado (U_0, n_0), es decir finalmente del diseño de la presa.



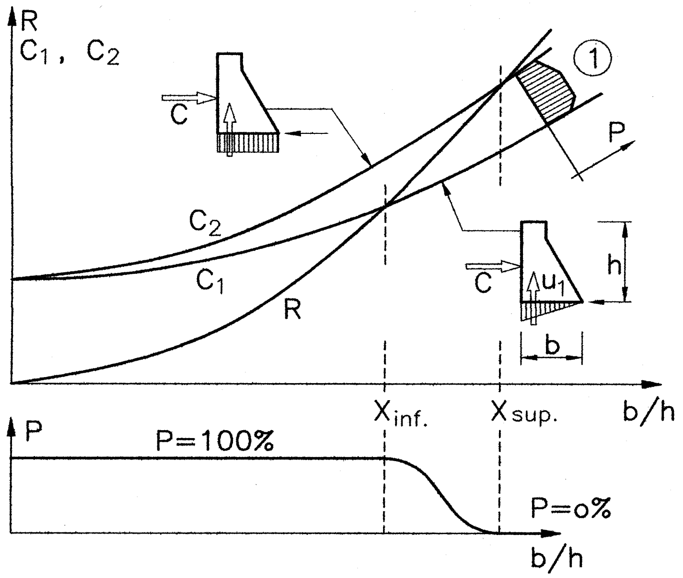
① posibles esquemas de acción de la subpresión U
② dos hipótesis A y B de probabilidad de ocurrencia de los esquemas de subpresión
U_0 valor de subpresión asumido en el cálculo
n_0 correspondiente coeficiente de seguridad
③ probabilidad del coeficiente de seguridad n de ser inferior al valor esperado n_o

Figura 7: Probabilidad de un coeficiente de seguridad de ser inferior al valor calculado.

En la misma figura se indica la variación de dicha probabilidad para las dos hipótesis A y B. Claramente la probabilidad de un factor de seguridad inferior al valor fijado es nula tan pronto el límite de estabilidad se encuentre por encima de la máxima subpresión esperada o, lo cual es idéntico, si la subpresión efectiva es inferior a la computada.

La **figura 8** representa el mismo mecanismo para el caso de variación del espesor de la presa de gravedad, suponiendo que la subpresión pueda variar desde una repartición triangular a una repartición rectangular con una probabilidad "p" como se lo indica en la figura misma.

Claramente los ejemplos podrían ser multiplicados. Es todavía obvio que para cada obra existen varios escenarios de falla (deslizamiento, volcamiento, erosión de la cimentación, etc.) y entonces que se puede y debe computar toda una serie de coeficientes de seguridad. Determinante es lógicamente el valor mínimo entre ellos, es decir el tipo de falla más probable, siempre que sean matemáticamente independientes los unos de los otros.



R resistencia al volcamiento (momento)
C_1, C_2 carga (momento) en función de la subpresión
① probabilidad de ocurrencia del tipo de subpresión
P probabilidad de volcamiento
total si $b/h < x_{inf}$
nula si $b/h > x_{sup}$

Figura 8: Probabilidad de volcamiento de una presa de gravedad en función de su espesor y del tipo de subpresión.

7. LA SIMULACIÓN DE MONTE-CARLO

Un método muy interesante para trabajar con variables aleatorias es el llamado método de la "Simulación de Monte-Carlo".
En un primer paso se trata de hacer toda una serie de cálculos estructurales escogiendo, cada vez al azar, los valores de los parámetros determinantes, siempre respetando la distribución de probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos. En un segundo paso se analiza estadísticamente la serie de los factores de seguridad obtenidos para buscar su valor más probable y su distribución alrededor del mismo. Se encuentra en la literatura varias veces la afirmación que el método de Monte-Carlo sería sí el más fiable y seguro, que pero él requiere un sin número de cálculos para obtener resultados significativos, de manera que no se lo utiliza o solamente se emplea en casos excepcionales.

Lo irónico en el asunto es que la necesidad del gran número de cálculos es la consecuencia directa del uso de distribuciones infinitas, no acotadas. Al contrario con el uso de distribuciones acotadas el número de cálculos necesarios se reduce enormemente. En particular el factor de seguridad mismo tendrá siempre una distribución acotada cuyos límites superior e inferior se pueden calcular directamente utilizando los límites más favorables y más desfavorables de la distribución estadística de cada uno de los parámetros.

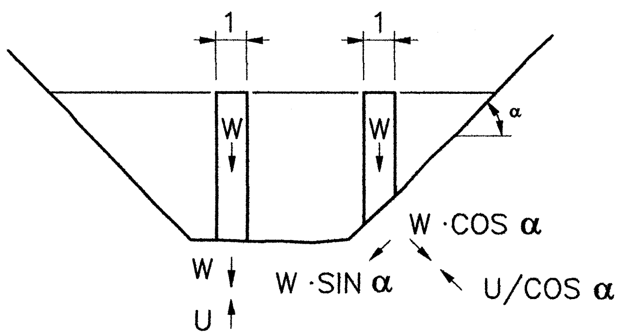
El ingeniero puede indicar fácilmente de antemano cual es el valor límite de cada parámetro que conduce al factor de seguridad más alto o más bajo. No es obvio que un matemático especializado en estadísticas lo pueda hacer siempre con la misma facilidad.

Se puede añadir que la distribución de probabilidad del factor de seguridad debe ser acotada debido a que el número de los parámetros que influyen sobre el resultado – cada uno con su propia distribución acotada – es siempre finito y en realidad bastante reducido.

8. MODELO DE CÁLCULO

Todo lo antedicho supone implícitamente que el modelo de cálculo utilizado permita una representación fiel y segura de la realidad, mientras bien sabemos que se trata siempre únicamente de una aproximación lo que, sin dudas, es aceptable en la práctica. [4]
Al contrario debe reconocerse que a veces la selección del modelo de cálculo puede ser el problema principal de la computación estructural y que su selección no optimal puede conducir a conclusiones erróneas.

Para quedarnos con el caso sencillo de la estabilidad de presas de gravedad al deslizamiento, examinamos la **figura 9**. Es usual considerar que el bloque más alto de la presa sea el más expuesto al riesgo de deslizamiento y frecuentemente se restringe el análisis a dicho bloque, mientras la figura indica que bloques laterales menos altos, pero fundados sobre una cimentación inclinada, pueden ser expuestos a un mayor riesgo de deslizamiento. Entonces para dichos bloques el modelo de cálculo usual no es adecuado.

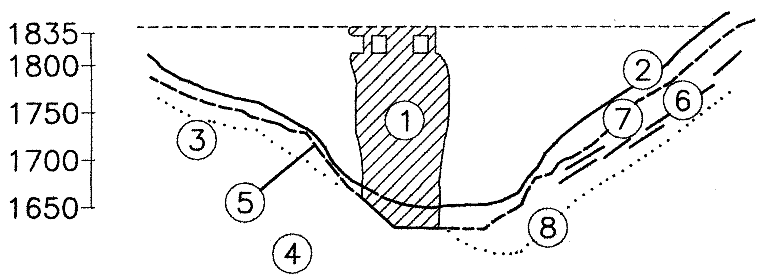


W peso del bloque de hormigón
U subpresión bajo el bloque

En el bloque lateral: aumento de la fuerza debida a la subpresión y disminución de la componente del peso.

Figura 9: Presa de gravedad. Estabilidad reducida de los bloques laterales.

La confirmación más espectacular de la antedicha afirmación se la encontró con la presa de San Francis donde después de la falla se quedaron solamente los bloques que teóricamente fueron considerados los más expuestos al riesgo de deslizamiento (**figura 10**). De veras, el problema llegó a ser tan grave por la presencia de una estructura geológica muy desfavorable en las laderas.



① parte de la presa que quedó
② terreno natural
③ conglomerado
④ esquistos
⑤ falla geológica
⑥ mica-esquinto laminado
⑦ cimentación de la presa
⑧ superficie de la roca después de la falla

Figura 10: Falla de la presa de St. Francis.

9. ESTADÍSTICAS Y PROBABILIDAD DE FALLA

Un concepto que merece ser aclarado de manera crítica es el de las estadísticas de las fallas que ocurrieron en presas. En lo que sigue consideramos solamente el caso de falla, no los casos de daños menores, que obviamente necesitan también ser estudiados muy cuidadosamente en otro ámbito.

En la ingeniería de presas es tradición bien establecida y perfectamente justificada investigar cuidadosamente los accidentes ocurridos y establecer una estadística correspondiente.

En este sentido es oportuno todavía hacer una clara distinción entre la llamada probabilidad subjetiva, la real probabilidad de falla que se quiere evaluar y el porcentaje de presas del místmo tipo que fallaron, según lo indican las estadísticas.
La confusión entre los varios conceptos se establece muy fácilmente por el número relativamente reducido de fallas históricas que se han producido para cada tipo de obra.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) estudia desde hace tiempo y muy cuidadosamente tales eventos formando claras categorías según el tipo de presas, el período de construcción, la zona donde se ubican las obras y analizando las razones de las fallas.

Según el Boletín 99 de la ICOLD son reconocidas como causas de fallas las siguientes:

- diseño inadecuado
- debilidad de las cimentaciones
- materiales inadecuados
- métodos de construcción inadecuados
- eventos excepcionales (crecidas, sismos)
- mantenimiento no adecuado
- obras auxiliares.

Cabe anotar que nunca se habla de causas desconocidas. Lo que significa que, en la fecha, el grado de conocimiento teórico de los problemas reales y posibles es suficiente y que entonces las fallas son esencialmente la consecuencia de errores humanos en el diseño y la construcción.

Dichos estudios y análisis son sumamente útiles para adelantar la ciencia del ingeniero pero abren la posibilidad de caer en una trampa en la cual muchos ya han caído y otros siguen cayendo.
Se trata de la fácil tentación de confundir dos nociones bien distintas que son:

- la proporción de presas que fallaron y
- la probabilidad de ruptura de las presas que sobrevivieron.

La razón fundamental de esta confusión es que los métodos utilizados son los habituales para el control de calidad de una producción industrial que por definición se refiere a una población perfectamente homogénea de productos que deben ser idénticos (por ejemplo, aviones, automóviles, zumo de manzana, etc.). Como consecuencia las fallas son puramente aleatorias

e interesan de manera uniforme - es decir con el mismo porcentaje constante - toda la producción y cada parte de ella.
Al contrario, bien puede decirse que cada presa es única y que de hecho se trata cada vez de un verdadero prototipo. Por consecuencia, las presas forman una población sumamente heterogénea.
Esta situación obliga a dividir la población en clases según el tipo de presas, sus períodos de construcción, sus edades, la zona geográfica de sus ubicaciones y posiblemente otros criterios más. Sin embargo, aún procediendo de esta manera, tampoco cada clase representa una población totalmente homogénea, quedando claro que el grado de heterogeneidad es normalmente diferente de clase a clase.
Cada estadística establecida por una dada clase indica el porcentaje de fallas que se han producido hasta la fecha. De hecho, se trata del porcentaje de presas de un cierto grupo que fallaron, es decir de presas que, bajo algún aspecto, no han cumplido ciertos requisitos de seguridad o, si se prefiere, que bajo ciertas circunstancias y en un cierto instante ofrecieron una resistencia insuficiente bajo un dado escenario de carga, es decir que uno de los varios coeficientes de seguridad (o una combinación de ellos) fue en cualquier momento inferior a la unidad.

Este porcentaje de fallas se lo aplica, sin pensar más, simplemente, a toda la serie de presas construidas según ciertos criterios y que forman la clase considerada. Pero de ninguna manera, y hasta por definición, el mismo porcentaje vale para el grupo de presas que no fallaron. De hecho, debe concluirse que las presas que no fallaron presentaron una seguridad más elevada que las otras, obviamente siempre que fueron realmente "ensayadas" es decir sometidas a las cargas máximas por un tiempo razonable.

En otras palabras puede decirse que cada clase de presas se compone de presas "fuertes" y de presas "débiles", o sea de presas seguras y de otras que no lo son.
El error que se comete frecuentemente es confundir la probabilidad de falla de las presas del mismo que resistieron con el porcentaje de presas de la misma clase que fallaron. Este error es obviamente la consecuencia de admitir a priori la homogeneidad de la clase o de la población de las presas.

Para aclarar la situación suponemos que la población sea compuesta de sólo dos presas del mismo tipo y que una de ellas haya fallado. No se puede deducir de este hecho nada sobre la seguridad de la segunda. Sería absurdo decir que su probabilidad de falla sea del 50%! A ser la población perfectamente homogénea también la segunda presa debería haber fallado. El hecho de no haber fallado quiere decir que tiene condiciones de seguridad diferentes, o sea mejores, de la primera. En realidad la segunda presa podría ser una presa riesgosa o bien al contrario una presa absolutamente segura.

En la **figura 11** se ejemplifica esta situación. Supongamos tener una serie de N presas y que para cada una de ellas se determine el límite más desfavorable de todos los coeficientes de seguridad que caracterizan cada uno un cierto tipo de falla particular. Se clasifican las presas por valores crecientes de dichos coeficientes.
Se observa que la "probabilidad de falla" de las presas que fallaron era de hecho una "certeza de falla" y que no se trata de ninguna manera de un valor relacionado con el número de los eventos observados.
Por otro lado, existe un número de presas seguras que tienen una "certeza de seguridad", mientras, como siempre entre las dos categorías se encuentra una zona de sombra o de incertidumbre; o sea de presas dudosas que presentan entonces un riesgo real de falla.

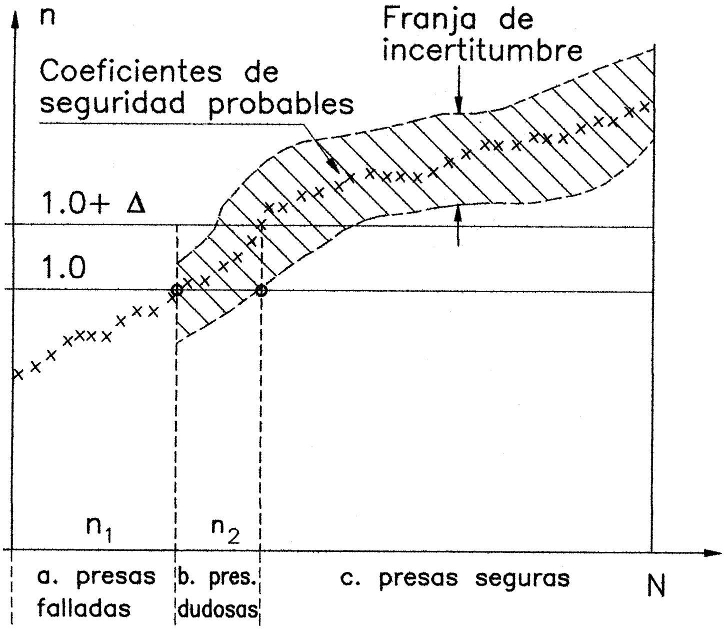


Figura 11: Factor de seguridad n: Valores clasificados de N presas. El número n_1 de presas falladas no indica en ninguna manera el número n_2 de presas que podrían eventualmente fallar en el futuro. No se puede entonces de ninguna manera deducir del número de presas falladas la "probabilidad de falla" de las remanentes ni decir cuantas son "absolutamente seguras". Lo único que es cierto es que la seguridad de las presas falladas era inferior a la de las sobrevivientes. La "probabilidad de falla" de las presas falladas era de hecho "certeza de falla" y tampoco se trataba de un valor relacionado con el número de eventos.

En conclusión, el estudio de las fallas y las estadísticas correspondientes son sumamente útiles para adelantar la ciencia de la ingeniería civil poniendo en evidencia los problemas y los casos críticos más frecuentes donde es urgente mejorar las condiciones de diseño o de construcción o de mantenimiento para reducir el riesgo. Al contrario no sirven de nada para calcular la llamada "probabilidad de falla" de las presas que no fallaron.
El error fundamental que se hace es confundir la probabilidad de falla de una dada presa con la "probabilidad global de fallas" en una población de presas sumamente heterogénea, es decir confundir la probabilidad de falla de las presas sobrevivientes con el porcentaje de fallas que ocurrieron en dicha población.

10. COMPLEMENTOS SOBRE EL CONCEPTO DE PROBABILIDAD DE FALLAS

El concepto de probabilidad de fallas según la terminología usual, - a pesar de que es desde el inicio el resultado de una equivocación -, se aleja con el tiempo siempre más de la realidad.
De hecho, según lo discutido, el concepto mencionado se aplicaría a una serie de presas nuevas apenas construidas, de las cuales se puede pensar que un cierto porcentaje sea "débil" y va fallar. A medida que el número de presas existentes aumente, la proporción de presas "jóvenes" sigue disminuyendo y la de las presas "viejas" que sobrevivieron aumenta. El antedicho concepto pierde entonces siempre más de significado.

Se lee frecuentemente en este sentido que la probabilidad de falla de la presa es mayor en los primeros cinco años de vida que más tarde. Más correctamente debería decirse que las presas débiles se eliminaron por falla en los primeros años de operación y que entonces se quedan solamente las presas más seguras. Lo que obviamente no quiere decir que en futuro ningún accidente podría ocurrir en casos especiales.

Las antedichas consideraciones podrían aparecer como teóricas pero tienen una importancia trascendental si se considera que, por lo menos en ciertos países, se requiere que los dueños de las obras suscriban pólizas de seguro.
Se trata de un asunto de suma importancia económica. Debe decirse entonces muy claramente que de ninguna manera las estadísticas de fallas – y sean esas las de la ICOLD – pueden ser

utilizadas para calcular probabilidades de falla de presas en operación y como consecuencia para determinar las primas del seguro.

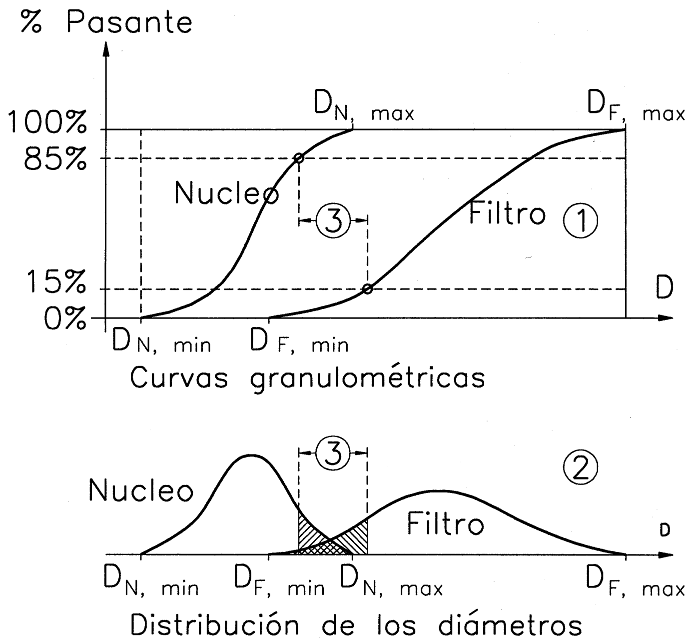
Por otro lado, aunque esto parezca paradójico, puede decirse que cada presa que falle no cambia, por cierto, la seguridad real de las otras, pero sí aumenta la seguridad global del grupo de presas sobrevivientes ya que tiene como consecuencia eliminar una obra débil del grupo.
¡No quiero de ninguna manera decir con eso, que la falla de una presa, aunque débil, sea un evento deseable en sí!

11. LÍMITES DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

En lo antedicho se trató de rehabilitar el mal querido "coeficiente de seguridad".
Pero es oportuno indicar también sus límites. En primer lugar hay eventos a los cuales no se puede aplicar a priori. Eso se refiere por ejemplo a defectos graves de construcción no detectados. Los mismos podrían conducir a la falla de la presa, y aumentar el porcentaje estadístico de fallas pero no influyen directamente sobre la seguridad de las otras presas.

Conociendo las posibles variaciones de las curvas granulométricas del material del núcleo y de las del material de filtro, se puede evaluar la probabilidad de una migración de finos. Respetando los bien conocidos criterios de filtros se excluye totalmente tal riesgo. Dichos criterios de filtros son un excelente ejemplo de la precedente teoría desarrollada en el capítulo 2 que indica que la probabilidad de un evento es nula si se respetan ciertos límites. Una posible representación de este fenómeno puede corresponder a la **figura 12** como interferencia o posición relativa de dos distribuciones acotadas. Y fuese eso solamente para poner una vez más el acento sobre el hecho que todas las distribuciones reales son acotadas.

La probabilidad de migración de finos entre núcleo y filtro puede entonces reducirse a cero, si la distancia entre las dos distribuciones es limitada. Más difícil es asegurar que el problema no se presente en puntos particulares por ejemplo al contacto con la roca de cimentación como en el caso de la presa de Teton. A posteriori puede decirse que se trató en este caso de un error de diseño.



D diámetro de las partículas sólidas
① curvas granulométricas (probabilidades integrales)
② curvas de probabilidad de los diámetros (densidad de probabilidad)
③ criterio de filtro

Figura 12: Criterio de filtro interpretado como interrelación de dos distribuciones acotadas.

De todas maneras es importante hacer una clara distinción entre valores predecibles, - aunque solamente entre ciertos limites de precisión – como los esfuerzos y las deformaciones de una estructura de fabrica y otros que – en la situación actual de la ciencia de la ingeniería – no son prácticamente predecibles como los caudales de filtración en una cimentación de presa y que pueden ser manejados solamente de manera empírica.

Otro aspecto a tomar seriamente en cuenta es el efecto del tiempo.

Cualquier coeficiente de seguridad, determinado de cualquier manera que sea, vale estrictamente bajo las condiciones que se asumieron para su computación. Revisiones son entonces necesarias de vez en cuando. En particular deben ser tomados en cuenta los efectos siguientes.

- envejecimiento de la obra en general,
- reacciones químicas como pueden ser fenómenos de tipo alcali-agregados,
- variaciones del campo de las subpresiones,
- alteración de las características de los materiales (hielo, insolación, fisuración, erosión progresiva del relleno de arcilla de fisuras en roca, corrosión del acero, carbonatación del hormigón, etc.).

La practica en uso en Argentina de prever auditorias de seguridad de las presas en ciertos intervalos de tiempo variables en función de la edad de la obra, parece ser particularmente bien apropiada.
Debe concluirse de todas maneras que la tarea del ingeniero no se termina con el cálculo de varios coeficientes de seguridad; pero que los mismos sí son un apoyo sumamente valioso para definir la seguridad de la obra.

12. RIESGOS ADICIONALES

Si bien en los ejemplos anteriores se consideró, por simplicidad, un coeficiente de seguridad igual a la unidad y se indicó que, bajo ciertas circunstancias, la probabilidad que dicho coeficiente sea inferior a este límite es nula, claro es que ninguna persona razonable aceptaría de diseñar una presa con un factor de seguridad tan reducido.
Esta posición bien se entiende en razón de los varios factores que pueden introducir riesgos adicionales. Algunos de los mismos se van a presentar a continuación.
Se trata en otras palabras de un número de incertidumbres que requieren un margen de seguridad adicional.

De hecho las consideraciones presentadas anteriormente, en relación a la Simulación de Monte-Carlo, llegan a decir que calculando con los valores más desfavorables posibles o probables de cada parámetro (máximos para la carga y mínimos para la resistencia) se debe llegar por lo menos a un coeficiente de seguridad igual a la unidad. Eso todavía no es suficiente por factores inherentes a toda evaluación humana.

Algunas razones de incertidumbre ya se mencionaron. En general se pueden reconocer tipos de imprevistos que es oportuno evaluar, tomar en cuenta y compensar con un margen de seguridad adicional, a juicio del ingeniero:

- cambios en las normas y leyes,
- cambios en las condiciones externas (por ejemplo una deforestación en la cuenca puede conducir a un aumento de las crecidas),
- cambio en las condiciones de operación de la obra (por ejemplo la construcción de una presa de contra-embalse aguas abajo puede aumentar la subpresión bajo la cimentación),

- condiciones de mantenimiento no optímales (por ejemplo el mal funcionamiento de compuertas puede causar una sobre-elevación del embalse en caso de crecidas),
- envejecimiento de la obra (por ejemplo disminución de la resistencia del hormigón por efectos químicos, o bien erosión progresiva en una cuenca de disipación, corrosión de aceros, taponamiento de drenes, etc.).

Todavía las causas más frecuentes de fallas son los errores humanos conforme a lo que indica la estadística ICOLD. Se trata de:

- errores de diseño como:
  - modelo de cálculo inadecuado o incompleto,
  - descuido de ciertos aspectos, análisis incompleta,
  - investigaciones insuficientes (por ejemplo: sondeos, ensayos de mecánica de rocas),
  - datos base de diseño insuficientes (por ejemplo: estadística de terremotos),
  - uso de leyes de distribución de probabilidad no adecuadas o no escogidas de manera optimal,
  - uso de métodos inadecuados para determinar los valores característicos de los parámetros (por ejemplo promedio aritmético en lugar de geométrico, o armónico, etc.),
  - hipótesis demasiado simplificadoras (por ejemplo módulo de elasticidad asumido uniforme en toda la obra, mientras es variable de sitio a sitio y además anisótropo),
- errores conceptuales
  - selección de criterios no adecuados (por ejemplo tipo de presa no optimal, criterios de filtro incorrectos),
  - subestimación de los problemas de cimentación
- errores de construcción
  - mala calidad de los materiales (por ejemplo núcleo dispersivo inadecuadamente tomado en cuenta, errores de dosificación de cemento),
  - control de calidad insuficiente.
- errores en o la falta de toma de decisión acordándose que según la ley de Murphy todos los errores posibles van a ocurrir!

Un aspecto que es todavía oportuno mencionar es el hecho que respecto a otras estructuras (como puentes o edificios en particular de tipo industrial) el número de las cargas actuantes en una presa de fabrica es generalmente muy reducido y que la dispersión de la intensidad de las mismas es mínima. Se trata de:

- peso propio (dispersión de la densidad y de las dimensiones prácticamente nula),
- presión del agua (dispersión de la densidad nula, incertidumbre muy reducida sobre el nivel máximo de operación y sobre el nivel máximo absoluto),
- subpresión (influenciable y controlable),
- temperatura (en general puede determinarse y medirse con mucha precisión),
- aceleración sísmica (es la más difícil a determinar; en muchos casos su incidencia es todavía reducida),
- cargas eventuales (por ejemplo empuje de la carga de hielo, deposición de sedimentos en el embalse frente a la presa)

Los elementos de resistencia son al contrario más inciertos. Se trata de:
- resistencia del hormigón (con las técnicas modernas de producción, de colocación, de enfriamiento y de control de la calidad, los riesgos son todavía mínimos),
- problemas particulares (envejecimiento y reacciones volumétricas del hormigón, filtraciones en la cimentación, etc.),
- resistencia y deformabilidad de la cimentación (incertidumbre máxima).

Debe reconocerse que en presas de materiales sueltos las incertidumbres y las dispersiones son mayores para las cargas así como para las resistencias.

Se habla y se escribe a veces de "riesgos residuales aceptables" y aceptados por el ingeniero. En mi opinión se trata de una distorsión de lógica debida a la noción errónea consecuencia del uso de dispersiones no acotadas. Según ya se ha dicho, las mismas hacen que se considere que todo es posible y que entonces no se pueden evitar todos los riesgos, lo que hace que haya que aceptar por lo menos un cierto "riesgo residual".

En mi opinión, en obras de tal transcendencia como las grandes presas, no se puede postular la aceptación, a consciente, de riesgos reales de fallas total de la obra. Pero sí tal riesgos pueden ser aceptados por elementos secundarios que no comprometen la seguridad global.

13. AUSCULTACIÓN

Debido a las incertidumbres mencionadas, a la evolución de las condiciones con el tiempo y a la gran importancia de las obras, es imprescindible instalar y operar en cada obra importante un sistema de auscultación y de inspección adecuado. El objetivo de la auscultación es:

- detectar lo más rápidamente posible cualquier anomalía,
- entender y explicar las mismas y
- permitir de tomar rápidamente las decisiones justas.

Por anomalía se entienden dos aspectos:

- diferencias entre el comportamiento predicho por el diseño y el comportamiento real de la obra por un lado y
- diferencias entre el comportamiento presente y el comportamiento pasado por el otro.

La auscultación y la inspección forman ya la base para la reevaluación periódica de la seguridad de la obra ya mencionada.

14. CONCLUSIONES

De todos los argumentos tratados se pueden sacar algunas simples conclusiones.

- En el diseño, la construcción y la operación de presas se encuentran un gran número de incertidumbres que todavía se desarrollan naturalmente en un marco limitado.

- Es entonces erróneo e irracional amplificar artificialmente dicho marco de incertidumbre introduciendo distribuciones de probabilidad ilimitadas. Solamente el uso de distribuciones acotadas se justifica y se impone.

- A pesar de todas las medidas tomadas para mejorar la seguridad de las obras, un sistema adecuado de inspección y de auscultación es imprescindible para detectar todo evento anómalo y todo punto débil que podría tener la estructura.

- Es esencial poner en evidencia el hecho que un concepto de probabilidad de falla basado sobre el número de fallas ocurridas en el pasado no tiene sentido para las obras que no fallaron.

- Una eventual prima de seguro debe ser establecida sobre bases completamente diferentes de la antedicha proporción de presas falladas respecto al número total de obras, ya que se aplica justamente a presas en operación y que entonces no fallaron, es decir a presas más seguras de las que fallaron.

Cabe además recordar lo que iba repitiendo el Profesor André Gardel, es decir que:

> "Una presa bien concebida será siempre una presa bien concebida aunque se la calcule de manera aproximada, mientras una presa mal concebida será siempre una presa mal concebida aunque se la calcule con los métodos más refinados."

Por fin, y con otras palabras, se puede decir que la seguridad efectiva de la obra se la obtiene, conforme el mencionado Boletín 99 de la ICOLD:

- con un diseño de calidad,
- con una construcción de calidad, y
- con un monitoreo de calidad.

Si eso no se cumple en uno u otro sentido, se habrá producido y detectado un error humano que por fin será considerado la causa de una eventual falla.

¡Lamentablemente no se ha todavía inventado una distribución acotada que limite el marco de los errores humanos! Pero eso ya lo había descubierto el Señor Murphy.

BIBLIOGRAFÍA

[1] G. Lombardi: "Analyse fréquentielle des crues - Distributions bornées (The frequency analysis of floods- Bounded distributions)", CIGB, Seizième Congrès des Grands Barrages, S. Francisco, 1988, Q.63 R.17, pp. 231-258

[2] G. Lombardi: "Distribution à double borne logarithmique (Double logarithmic bounded distribution)", CIGB, Seizième Congrès des Grands Barrages, S. Francisco, 1988, C.25, pp. 1337-1348

[3] G. Lombardi: "Concrete Dams and their Foundation - Evaluation for static Loading", International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Switzerland, 26-28 April 1993, Volume 4, pp. 77-90

[4] G. Lombardi: "On the limits of structural analysis of dams", Symposium on Research and Development in the field of dams, Crans-Montana, September 7-9, 1995, Hydropower & Dams, Volume Three, Issue Five, 1996, pp. 50-56

[5] G. Lombardi: "Dam failure and third-party insurance", Question 75 d): contribution to the discussion, ICOLD 19th Congress on Large Dams, Florence, May 1997

[6] L. Burdeau et F. Oboni: "La distribution Béta et son utilisation pratique dans les méthodes de calcul probabiliste", Ingénieurs et architectes Suisses N° 5, 28 février 1985

[7] M.E. Harr: "Mécanique des milieux formés de particules", Presse Polytechniques Romandes 1981, Lausanne, Suisse, Traducción de Mechanics of Particulate Media Mr Graw Hill, New York