



Ingeniare. Revista Chilena de Ingeniería

ISSN: 0718-3291

facing@uta.cl

Universidad de Tarapacá

Chile

Huerta Loera, Sadoth Fabián; Domínguez Mora, Ramón
Estimación del riesgo aguas abajo de una presa en función de las políticas de operación
a largo plazo: caso de estudio presa El Cuchillo
Ingeniare. Revista Chilena de Ingeniería, vol. 25, núm. 1, enero, 2017, pp. 116-133
Universidad de Tarapacá
Arica, Chile

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=77249637011>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica
Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

Estimación del riesgo aguas abajo de una presa en función de las políticas de operación a largo plazo: caso de estudio presa El Cuchillo

Estimation of optimal operation policies associated with the generated affectations: case study El Cuchillo dam

Sadoth Fabián Huerta Loera^{1*}

Ramón Domínguez Mora²

Recibido 6 de mayo de 2015, aceptado 9 de mayo de 2016

Received: Mayo 6, 2015

Accepted: May 9, 2016

RESUMEN

La práctica común para evaluar el riesgo de inundaciones aguas abajo de una presa consiste en obtener las avenidas de diseño para diversos períodos de retorno y simular su tránsito por el vaso de acuerdo con las reglas de operación de la obra de excedencias, suponiendo que dichas avenidas se presentan cuando el nivel en el vaso se encuentra en el nivel de aguas máximas de operación (NAMO).

En este trabajo se presenta una metodología para evaluar el riesgo de inundaciones aguas abajo de una presa tomando en cuenta que, cuando se presentan las avenidas de diseño, el nivel en el vaso es una variable aleatoria que depende de la política de operación a largo plazo de la presa. Para la aplicación de la metodología propuesta se utiliza el caso de la presa El Cuchillo, situada en el estado de Nuevo León en México; se presentan primero los métodos usados para la estimación de las avenidas asociadas a distintos períodos de retorno, así como para la definición de la política de operación a largo plazo de la presa, de manera que al simular con esta última el funcionamiento de la presa se deducen las probabilidades asociadas al nivel en el embalse durante la época de avenidas.

Al simular el tránsito de las avenidas asociadas a cada período de retorno se obtienen las probabilidades condicionales asociadas a los caudales máximos de descarga, para finalmente estimar el riesgo de inundaciones aguas abajo de la presa.

Palabras clave: Políticas de operación, frecuencia, afectaciones, costos, curva guía, niveles óptimos, riesgo.

ABSTRACT

The common practice to assess the flooding risk downstream of a dam is to obtain design floods for different return periods and simulate their transit through the reservoir according to the operation rules of the spillway, assuming that those floods occur when the level in the reservoir is in the normal water level (NWL).

This paper presents a methodology for assessing the flooding risk downstream of a dam considering that the level in the reservoir when the design flood is presented, is a random variable that depends on the long-term operation policy of the dam. For the application of the proposed methodology El Cuchillo Dam is used, located in Nuevo Leon state in Mexico, the methods used for estimating floods associated to different return periods and for defining the long-term operation policy of the dam are presented

¹ Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Cd. Universitaria. CP. 04510. México, DF. E-mail: hulosafa@hotmail.com

² Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Cd. Universitaria. CP. 04510. México, DF. E-mail: RDominguezM@iingen.unam.mx

* Autor de correspondencia

first; therefore, simulating the dam operation based in that policy, the probabilities associated with the reservoir level during flood period are deducted.

When simulating flood routing associated to each return period, conditional probabilities associated with the maximum discharge flow are obtained, and finally the flooding risk downstream of the dam can be estimated.

Keywords: Operating policies, frequency, affectations, cost, guide curve, optimum levels, risk.

INTRODUCCIÓN

El problema de determinar la política de operación óptima a largo plazo en un sistema de presas ha sido el tema de numerosas investigaciones y publicaciones en los últimos años.

Rebolledo S. [1] analiza la “Operación óptima de un sistema hidráulico formado por dos presas en paralelo”; Avilés H.R. [2] la “Optimación en línea de presas hidroeléctricas”; Contreras C.C. [3] la “Operación óptima de sistema de presas en cascada”; Arganis J.M. [4] estudia la “Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico”.

Sánchez C. y Wagner G., [5] presentan la “Determinación de reglas de operación óptima para dos embalses, utilizando un algoritmo genético” y en el 2004 el “Modelo numérico para la operación óptima de un hidrosistema de aguas superficiales” [6].

En particular la operación óptima del sistema de presas del río Grijalva ha sido objeto de estudio. Al respecto, Domínguez M.R. [7] plantea el problema de determinar políticas de operación mensual que maximizan una función objetivo que toma en cuenta la generación de energía a largo plazo y que procura evitar derrames y déficit; Domínguez M.R. [8] complementa el estudio de 1993, definen políticas de extracción trabajando el sistema de presas. La Angostura y Malpaso, en función del almacenamiento final del mes previo en ambas presas; Domínguez M.R. [9] hace una revisión del funcionamiento y operación de las presas del río Grijalva; Domínguez M.R. [10] adapta el modelo de optimación de políticas de extracciones del sistema de presas, considerando el valor relativo de la energía “de pico” respecto a la “de base”, incorporando restricciones de energía mínima propuesta por la Comisión Federal de

Electricidad (CFE); Domínguez M.R. [11] genera nuevas políticas de operación, que toman en cuenta los eventos hidrológicos ocurridos en el 2005.

Por otra parte, Dittmann, Froehlich, Pohl y Ostrowski [12], proponen un funcionamiento dinámico a largo plazo mediante el uso de algoritmos evolutivos, demostrando que el estado de funcionamiento dinámico es superior a la regla de operación estática.

Vigyan B.J. [13] realiza el planteamiento de tres curvas guía de operación para la presa de Tawa en India, las que se ajustan a las diversas demandas y propósitos del embalse.

Pradhan S. N., Tripathy U.K. [14] optimizan la operación del embalse multipropósito de Hirakud (India), empleando un algoritmo genético reflejando la eficiencia de los resultados.

Sin embargo, en estos trabajos no se considera explícitamente el efecto que producen las políticas obtenidas en el riesgo de inundaciones aguas abajo de las presas, por lo que este trabajo se enfoca al análisis de las políticas de operación en los embalses considerando el riesgo asociado a las afectaciones aguas abajo de las presas.

SITIO DE ESTUDIO

El río Bravo tiene una longitud de 3.034 km y drena una área de 607.965 km².

Nace en las montañas San Juan en el Estado de Colorado, EE.UU., fluye por medio del valle de San Luis hacia el sur, pasando por Nuevo México por medio de Albuquerque y Las Cruces hacia El Paso, Texas (Figura 1).

Actualmente el río Bravo es sobreexplotado, es decir, la demanda de agua excede la capacidad de abastecimiento del río.

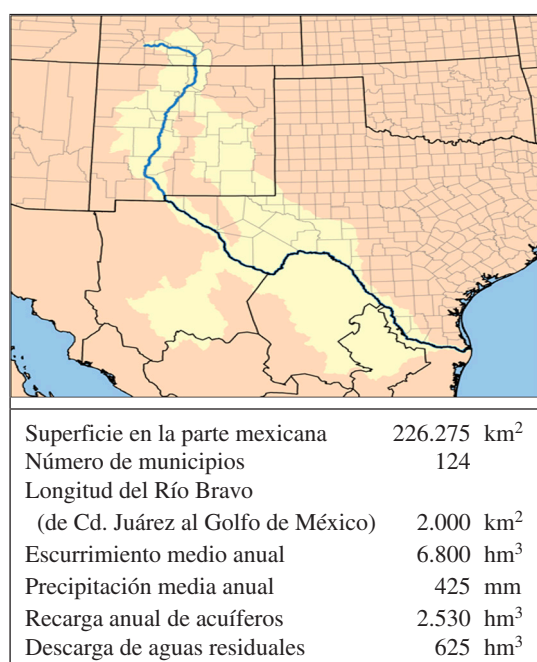


Figura 1. Características generales de la cuenca del río Bravo.

En la cuenca del Río Bravo/Grande se han construido un gran número de presas como La Amistad, Caballo, El Cuchillo, Elephant Butte, F. Madero, Falcón, Luis L. León, Red Bluff y San Gabriel, La Boca, Cerro Prieto, Marte R. Gómez, Las Blancas, entre otras; de las que, la presa El Cuchillo, ubicada dentro de la Subcuenca del río San Juan, se tomará como ejemplo para desarrollar la presente investigación (Figura 2).



Figura 2. Ubicación de la presa El Cuchillo.

METODOLOGÍA

Existen diversos criterios para determinar las avenidas que se emplean en el diseño de una obra de excedencias; sin embargo, cualquier metodología que se use para tal fin debe cumplir tres aspectos:

- Que considere la correlación pico-volumen,
- Que permita reproducir avenidas similares a las observadas en el período de registro, y
- Que conduzca a la definición de distintos tipos de avenidas que, en cada caso, podrán modificar los resultados según las características del vaso en donde se transiten.

La metodología propuesta consiste de los siguientes pasos:

a) Análisis de los registros

A fin de garantizar la confiabilidad de los registros (ya sean horarios, diarios o mensuales) se analiza la congruencia de los mismos, revisando que no se presenten errores de captura, los que puedan afectar significativamente el desarrollo del análisis.

b) Avenidas de diseño

El procedimiento utilizado permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los caudales medios diarios históricamente registrados. Para ello se determinan los caudales medios máximos anuales para distintas duraciones. El caudal medio máximo para una duración de un día corresponde al caudal medio diario máximo anual. Para obtener los caudales medios máximos para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice:

$$\bar{Q}_{M_n} = \max_i \left(\frac{\sum_{i=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \quad (1)$$

donde

- \bar{Q}_{M_n} caudal medio máximo para n días de duración
 Q_k caudal medio diario el día k
 n duración en días
 i contador del día en que inicia el lapso de duración n .

De esta forma, para cada valor de duración (1, 2, ..., n) se cuenta con una muestra de m valores de caudales máximos anuales, a los que se puede ajustar una función de distribución. Las funciones de distribución ajustadas (una para cada duración) permiten entonces estimar la avenida (sintética) de diseño para cualquier período de retorno (T_r).

La construcción de curvas del tipo Caudal–Duración–Periodo de retorno de los eventos extrapolados permite observar su comportamiento, tomando en cuenta que la tendencia que se obtiene para períodos de retorno menores o iguales que el número de años de registro debe conservarse para períodos de retorno mayores, de manera que si esto no ocurre, deben revisarse las extrapolaciones.

Corroborando lo anterior, es necesario pasar de las avenidas sintéticas a avenidas reales. Para ello, con cada período de retorno que se seleccione, primero se convierten los caudales medios asociados a distintas duraciones en caudales medios diarios mediante las ecuaciones recursivas:

$$q_1(T_r) = \bar{Q}_1(T_r) \quad (2)$$

$$q_k(T_r) = k\bar{Q}_k(T_r) - (k-1)\bar{Q}_{k-1}(T_r) \quad (3)$$

donde

$\bar{Q}_k(T_r)$ caudal medio estimado para una duración de k días y un período de retorno T_r
 $q_k(T_r)$ caudal medio diario, m^3/s .

Finalmente, los caudales medios diarios $q_k(T_r)$, cuya secuencia tiene una tendencia decreciente, deben de reordenarse para que tomen la forma de un hidrograma histórico representativo, una forma sencilla de hacer el ordenamiento es el uso del método de bloques alternos, en el que al centro de la avenida se coloca el caudal individual de un día; hacia adelante se coloca el caudal de dos días, hacia atrás del caudal del centro se coloca el de tres días y así, se van colocando el de cuatro días hacia adelante, el de cinco días hacia atrás, hasta construir la forma de la avenida.

c) Operación óptima

Con la finalidad de mejorar la operación de la presa en estudio, se optimiza la misma, asignando diversos

tipos de restricciones y penalizaciones, ya sea por derrame o déficit de agua; para ello, se integran los registros en intervalos quincenales con la finalidad de realizar su análisis en políticas a largo plazo. Lo anterior, a manera de repartir el volumen en intervalos semejantes durante todo el año considerando la época de avenidas y de estiaje. Partiendo del volumen útil de la presa, se define el número de estados que contendrá cada uno de los grupos conformados.

Con dichos grupos, mediante el empleo de la programación dinámica estocástica, se determinan los máximos beneficios esperados en un horizonte de planeación de N etapas que lleven a la definición de políticas de operación óptima, para todos los posibles estados iniciales y extracciones de una presa.

Para llevar a cabo la optimización se emplea como función objetivo la maximización del valor esperado del beneficio total por generación, imponiendo penalizaciones por déficit o derrames en la presa.

$$F_{Obj} = \text{Max } E(GE - C_1 DERR - C_2 DEF) \quad (4)$$

donde

$E(\)$ operador valor esperado
 GE energía generada, GWh
 $DERR$ derrame, hm^3
 DEF déficit, hm^3
 C_1 coeficiente de penalización por derrame
 C_2 coeficiente de penalización por déficit.

Partiendo de dicha optimización, se efectúa la simulación analítica del vaso, comparando los niveles obtenidos con respecto a los históricos.

d) Tránsito de avenidas

Como resultado del funcionamiento de vaso optimizado se obtienen los niveles más frecuentes en el embalse (histograma de elevaciones medias), los que serán las condiciones de inicio en el tránsito de las avenidas de diseño generando un escenario de análisis que parte de niveles asociados a su probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}).

Se efectúa el tránsito de las avenidas estimadas para 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1.000, 2.000, 5.000 y 10.000 años de periodo de retorno y para cada elevación inicial obtenida de la operación óptima,

asimismo se analiza otro escenario considerando como elevación inicial la del NAMO del embalse.

Del resultado de la simulación se obtienen los caudales máximos de descarga, los que son asociados a su probabilidad de excedencia (P_Q). Con la finalidad de determinar caudales máximos de descarga en cifras cerradas (1.000, 2.000, etc.) se grafican los resultados obtenidos determinando la tendencia a la cual se ajustan (Figura 3), para asociarles su probabilidad de excedencia y periodo de retorno correspondientes (Tabla 1).

e) Análisis de la probabilidad de excedencia conjunta

Para determinar la probabilidad de excedencia conjunta asociada al caudal máximo de descarga se realiza la suma total de los productos de cada probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia (P_Q), empleando la fórmula:

$$P_{Ti} = \sum_{k=1}^n P_{Q_i} P_{Elev_k} \quad (5)$$

donde

P_{Ti} probabilidad de excedencia conjunta para un caudal Q_i

P_{Q_i} probabilidad de excedencia del caudal Q_i dada una elevación inicial k

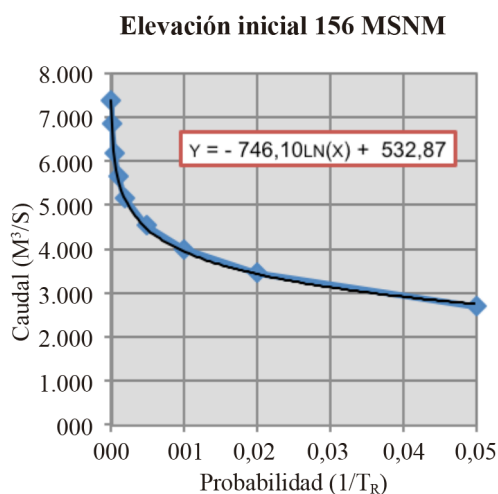


Figura 3. Curva caudal máximo de descarga vs. Probabilidad de excedencia.

P_{Elev} probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial k .

Tabla 1. Probabilidad de excedencia conjunta.

Elev Inicial	Caudal (m³/s)		8,000	
<i>msnm</i>	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	22,208.18	0,00005	0,11538	0,000005
158	14,155.66	0,00007	0,18269	0,000013
160	6,251.65	0,00016	0,34615	0,000055
162	3,526.60	0,00028	0,35577	0,000101
			$P_T 8,000$	0,000174

En la Tabla 1 se ejemplifican los cálculos correspondientes a un caudal de 8.000 m³/s.

Como resultado se obtendrán tantas probabilidades de excedencia conjunta (P_T) como caudales hayan sido analizados, los que deberán ser comparados con los resultados obtenidos considerando como elevación inicial el NAMO.

f) Tránsito hidráulico por el cauce y costos por afectación

Empleando los caudales máximos de descarga seleccionados se realiza el tránsito hidráulico por el cauce, aguas abajo del embalse, determinando las áreas afectadas por la inundación.

Dicha área es multiplicada por un costo unitario de afectación, determinando los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

Finalmente, al generar la curva Costos vs. Probabilidades de excedencia conjunta, se determina el riesgo esperado, definido por el área bajo la curva, el que puede compararse con el obtenido considerando el NAMO como elevación inicial.

APLICACIÓN

Análisis de los caudales medios mensuales

Con la finalidad de validar las avenidas de diseño de la presa El Cuchillo, se llevó a cabo su actualización partiendo de los registros diarios proporcionados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Para tal efecto, se calcularon las aportaciones al vaso de almacenamiento considerando los ingresos por cuenca propia como la suma del incremento (o decremento) en el almacenamiento (DELTA V) + las salidas medidas (SALIDAS). De lo anterior, se obtuvo una muestra de caudales medios diarios para un periodo de registro del año 1995 a 2009 (Tabla 2),

Tabla 2. Caudales medios mensuales Presa El Cuchillo, m³/s.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1995	1,60	0,51	0,21	0,10	1,60	1,64
1998	1,51	0,60	0,80	0,13	0,01	1,05
1999	1,99	0,28	0,65	1,29	1,86	9,16
2000	0,94	0,68	0,19	0,47	1,87	3,44
2001	3,15	2,23	0,97	0,69	3,65	2,74
2002	6,42	2,30	0,96	0,98	0,37	1,19
2003	23,82	15,21	10,46	3,89	8,25	17,24
2004	18,80	11,45	29,60	65,07	40,21	12,82
2005	7,86	11,04	14,38	4,87	14,33	2,39
2006	15,42	8,57	5,18	2,86	6,36	3,60
2007	10,86	10,75	3,77	6,38	13,30	12,20
2008	5,96	2,45	0,71	1,18	1,41	0,47
2009	10,30	6,03	3,13	0,89	3,69	1,05
Promedio	8,36	5,55	5,46	6,83	7,45	5,31
Max.	23,82	15,21	29,60	65,07	40,21	17,24
Min.	0,94	0,28	0,19	0,10	0,01	0,47
Mediana	6,42	2,45	0,97	1,18	3,65	2,74
Des. est.	7,26	5,22	8,46	17,61	10,89	5,57
Coef. var.	0,87	0,94	1,55	2,58	1,46	1,05

Año	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1995	1,25	108,54	45,93	7,59	3,61	2,22
1998	0,02	1,25	43,60	21,94	1,31	0,07
1999	15,61	14,37	8,83	9,68	1,77	1,09
2000	0,34	0,14	7,64	65,75	8,72	5,27
2001	1,63	1,83	138,53	39,44	37,02	12,64
2002	13,92	1,25	128,46	54,33	92,02	22,19
2003	16,42	20,53	215,27	177,86	47,26	15,00
2004	10,80	9,80	151,08	53,19	18,77	10,73
2005	105,11	39,91	38,11	122,15	40,31	17,79
2006	4,93	2,91	40,64	19,77	11,76	11,99
2007	37,89	20,65	38,84	12,08	6,41	4,05
2008	10,06	18,46	409,05	71,66	29,43	15,88
2009	0,60	2,99	43,96	24,43	13,48	18,12
Promedio	16,81	18,67	100,76	52,30	23,99	10,54
Max.	105,11	108,54	409,05	177,86	92,02	22,19
Min.	0,02	0,14	7,64	7,59	1,31	0,07
Mediana	10,06	9,80	43,96	39,44	13,48	11,99
Des. est.	28,52	29,38	112,13	49,63	25,64	7,29
Coef. var.	1,70	1,57	1,11	0,95	1,07	0,69

sin considerar los años 1996 y 1997 debido a que sus datos son incompletos.

Actualización de las avenidas

Se realizó un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios diarios máximos anuales, mediante el empleo de funciones de distribución de probabilidad, lo que permitió la obtención de valores extrapolados a diferentes periodos de retorno.

Para realizar los cálculos correspondientes a los ajustes, para las diferentes funciones de distribución de probabilidad, se utilizó el programa AX© [15].

Los registros medios diarios máximos para duraciones de 1 a 15 días [16] se analizaron estadísticamente con distintas funciones de distribución, seleccionando la función Doble Gumbel [17-18] como la de mejor ajuste. Para cada duración se determinaron los caudales medios máximos asociados a distintos periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1.000, 2.000, 5.000 y 10.000 años) y se revisó su tendencia mediante la construcción de las curvas caudales –duración– periodo de retorno (Figura 4).

A partir de esos resultados se convirtieron las avenidas sintéticas en reales, determinando la

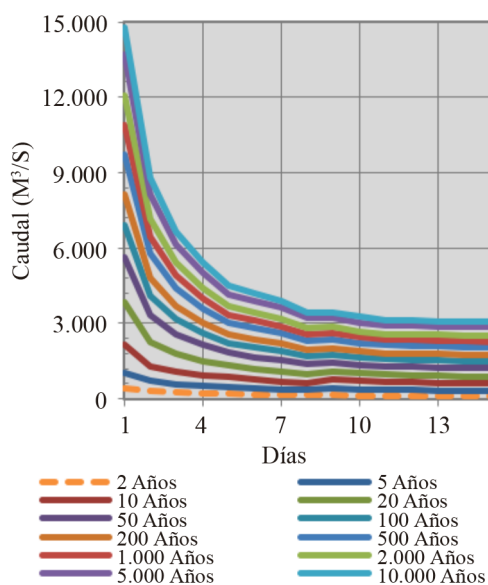


Figura 4. Curva caudales –duración– periodo de retorno.

forma de la avenida mediante el método de alternar bloques [19], en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (Q_1), hacia delante se coloca el caudal (Q_2), hacia atrás el caudal (Q_3), y así sucesivamente. Los resultados obtenidos para las avenidas asociadas a diversos períodos de retorno se aprecian en la Tabla 3 y de manera gráfica en la Figura 5.

Operación óptima

Considerando los caudales medios diarios presentados en la Tabla 2, así como las características

Tabla 3. Caudales medios diarios para distintos eventos de diseño, en m^3/s .

T_r	2	5	10	20	50	100
1	62	105	247	277	294	308
2	63	126	251	474	600	720
3	67	132	298	569	803	952
4	76	154	368	594	934	1.176
5	101	203	408	665	947	1.204
6	117	254	465	706	1.095	1.321
7	190	372	682	910	1.152	1.376
8	465	1.047	2.177	3.886	5.689	6.943
9	203	834	1.879	1.844	1.986	2.151
10	166	342	507	706	1.097	1.371
11	106	216	415	676	1.009	1.250
12	92	187	369	621	938	1.180
13	72	137	336	590	835	971
14	66	131	254	546	767	947
15	63	118	247	409	590	637

T_r	200	500	1.000	2.000	5.000	10.000
1	318	330	351	379	395	275
2	848	1.014	1.121	1.247	1.413	1.536
3	1.096	1.287	1.440	1.585	1.775	1.917
4	1.409	1.702	1.858	2.009	2.223	2.382
5	1.457	1.715	1.952	2.178	2.531	2.764
6	1.487	1.790	2.045	2.327	2.665	2.916
7	1.647	2.010	2.270	2.540	2.806	3.250
8	8.162	9.748	10.949	12.122	13.736	14.836
9	2.338	2.589	2.788	2.986	3.249	3.444
10	1.646	2.002	2.269	2.538	2.782	3.046
11	1.483	1.790	2.009	2.266	2.566	2.830
12	1.415	1.713	1.941	2.170	2.525	2.611
13	1.174	1.441	1.636	1.814	2.071	2.275
14	1.053	1.194	1.300	1.405	1.519	1.727
15	672	717	759	795	816	853

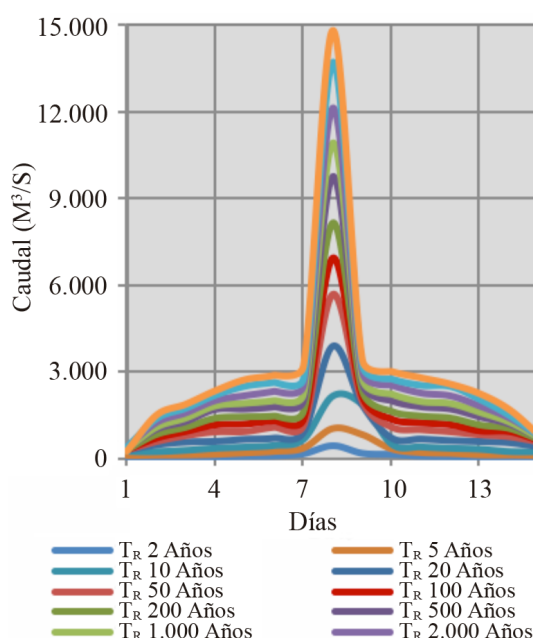


Figura 5. Avenidas de diseño.

del embalse presentadas en la Tabla 4, se realizó la optimización de la operación a largo plazo [20-22]. Para lo anterior, la matriz de escurrimientos a emplear en la simulación analítica del vaso se construyó para intervalos quincenales.

Por otra parte, con la finalidad de mitigar las pérdidas posibles por déficit o derrames en la operación de la central, se repartió el volumen medio anual de escurrimientos en intervalos semejantes durante todo el año, es decir, considerando la época de avenidas y estiaje se definieron grupos integrando los meses en el año, con el mes inmediato subsecuente o antecedente, por ejemplo, mayo con abril, o mayo con junio. En la Tabla 5 se presentan los volúmenes y grupos definidos.

Tomando en cuenta el volumen útil de la presa ($1.123,00 \text{ hm}^3$), se determinó repartirlo, en 50 estados compuestos por $22,46 \text{ hm}^3$ cada uno. Se definieron las frecuencias absolutas de los volúmenes de escurrimiento correspondientes a cada estado y cada grupo de meses definidos en la Tabla 5; las frecuencias relativas, se obtuvieron dividiendo las frecuencias absolutas entre el total de años de la muestra, y se consideraron como una primera aproximación a las probabilidades asociadas a los ingresos.

Tabla 4. Características generales.

Generales		
Nombre oficial	Solidaridad	
Municipio	China	
Estado	Nuevo León	
Coordenadas	99° 17' de Longitud oeste	
Hidrología		
Área de la cuenca	8 924	km ²
Escurrimiento mínimo anual	30,70	hm ³
Escurrimiento medio anual	666,00	hm ³
Escurrimiento máximo anual	2.776,50	hm ³
Caudal de diseño (Tr 10.000 años)	15.000	m³/s
Caudal máximo registrado	7.500	m³/s
Cortina		
Tipo	Cortina de materiales graduados	
Elevación de la corona	169,66	msnm
Longitud de la corona	4.480	m
Altura máxima	44	m
Ancho de la corona	10	m
Embalse		
Azolves	147,64	msnm
NAMO	162,35	msnm
NAME	166,66	msnm
Bordo libre	3,00	m
Capacidad al nivel de Azolves	100	hm ³
Capacidad al NAMO	1.123	hm ³
Capacidad NAMO al NAME	661	hm ³
Capacidad total	1.784	hm ³
Área al NAMO	12.795	ha
Área al NAME	18.092	ha
Obras de Excedencias		
Elevación de la cresta	151,75	msnm
Longitud total de la cresta	112	m
Caudal máximo observado	7.500	m³/s
Compuertas	7	Radial
Dimensiones (ancho x alto)	13 x 16	m

Al graficar las frecuencias relativas contra el intervalo de volúmenes se observaron discontinuidades, por lo que se suavizaron cuidando mantener la forma general y obligando a que la suma fuera igual a 1. En la Tabla 6 se presentan las frecuencias relativas para cada grupo de meses.

Tabla 5. Matriz de grupos (hm³).

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
1995	6,32	11,88	290,72
1997			1,30
1998	7,96	2,78	3,36
1999	7,73	70,52	38,50
2000	5,93	14,85	0,37
2001	18,21	21,25	4,90
2002	27,86	41,33	3,34
2003	138,69	110,76	54,99
2004	326,99	169,84	26,26
2005	98,92	326,11	106,90
2006	83,31	39,57	7,81
2007	81,73	168,72	55,31
2008	27,04	31,93	49,45
2009	52,86	14,23	8,02
Media	65,87	78,75	46,51
Mediana	33,26	39,57	17,14
Desv. est.	85,55	93,80	76,72
Coef var.	0,77	0,84	0,61
Mínimo	5,93	2,78	0,37
Máximo	326,99	326,11	290,72

Año	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1995	119,04	20,33	15,29
1997	3,94	7,55	22,71
1998	113,00	58,75	3,58
1999	22,90	25,92	7,53
2000	19,80	176,11	36,72
2001	359,06	105,62	129,81
2002	332,96	145,53	297,94
2003	557,98	476,37	162,66
2004	391,59	142,47	77,39
2005	98,78	327,18	152,14
2006	105,35	52,95	62,59
2007	100,68	32,36	27,47
2008	1.060,26	191,95	118,80
2009	113,94	65,44	83,46
Media	242,81	130,61	85,58
Mediana	113,47	85,53	69,99
Desv. est.	287,58	132,54	81,62
Coef var.	0,84	0,99	1,05
Mínimo	3,94	7,55	3,58
Máximo	1.060,26	476,37	297,94

Grupo	Meses
1	Enero + Febrero + Marzo + Abril
2	Mayo + Junio + Julio
3	Agosto
4	Septiembre
5	Octubre
6	Noviembre + Diciembre

Tabla 6. Frecuencias relativas.

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
0,00-22,46	0,0870	0,0855	0,2786
22,47-44,92	0,1304	0,2222	0,1493
44,93-67,38	0,2174	0,1538	0,0995
67,39-89,84	0,2000	0,1026	0,0597
89,85-112,30	0,1000	0,0855	0,0597
112,31-134,76	0,0700	0,0427	0,0597
134,77-157,22	0,0600	0,0342	0,0398
157,23-179,68	0,0500	0,0342	0,0398
179,69-202,14	0,0400	0,0342	0,0398
202,15-224,60	0,0300	0,0256	0,0398
224,61-247,06	0,0200	0,0256	0,0199
247,07-269,52		0,0256	0,0199
269,53-291,98		0,0256	0,0199
291,99-314,44		0,0171	0,0199
314,45-336,90		0,0171	0,0100
336,91-359,36		0,0171	0,0100
359,37-381,82		0,0171	0,0100
381,83-404,28		0,0085	0,0100
404,29-426,74		0,0085	0,0050
426,75-449,20		0,0085	0,0050
449,21-471,66		0,0085	0,0050
471,67-494,12			
Suma	1,00	1,00	1,00
Mínimo	0,0200	0,0085	0,0050
Media	0,0913	0,0476	0,0476
Máximo	0,2174	0,2222	0,2786

Intervalo	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
0,00-22,46	0,0379	0,0199	0,0495
22,47-44,92	0,1136	0,0397	0,1386
44,93-67,38	0,0758	0,1787	0,1188
67,39-89,84	0,0500	0,1390	0,0891
89,85-112,30	0,0379	0,1191	0,0891
112,31-134,76	0,0417	0,0993	0,0594
134,77-157,22	0,0417	0,0993	0,0594
157,23-179,68	0,0500	0,0596	0,0495
179,69-202,14	0,0583	0,0397	0,0495
202,15-224,60	0,0758	0,0397	0,0495
224,61-247,06	0,0583	0,0397	0,0495
247,07-269,52	0,0500	0,0397	0,0495
269,53-291,98	0,0379	0,0199	0,0495
291,99-314,44	0,0333	0,0199	0,0248
314,45-336,90	0,0250	0,0099	0,0248
336,91-359,36	0,0250	0,0099	0,0248
359,37-381,82	0,0167	0,0050	0,0248
381,83-404,28	0,0167	0,0050	
404,29-426,74	0,0167	0,0050	
426,75-449,20	0,0167	0,0050	

Intervalo	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
449,21-471,66	0,0083	0,0025	
471,67-494,12	0,0083	0,0025	
494,13-516,58	0,0083	0,0025	
516,59-539,04	0,0083		
539,05-561,50	0,0083		
561,51-583,96	0,0083		
583,97-606,42	0,0083		
606,43-628,88	0,0083		
628,89-651,34	0,0083		
651,35-673,80	0,0083		
673,81-696,26	0,0042		
696,27-718,72	0,0042		
718,73-741,18	0,0042		
741,19-763,64	0,0042		
763,65-786,10	0,0042		
786,11-808,56	0,0042		
808,57-831,02	0,0042		
831,03-853,48	0,0042		
853,49-875,94	0,0042		
875,95-898,40	0,0042		
Suma	1,00	1,00	1,00
Mínimo	0,0042	0,0025	0,0248
Media	0,0251	0,0435	0,0588
Máximo	0,1136	0,1787	0,1386

Con los resultados obtenidos de las frecuencias relativas suavizadas se desarrolló la simulación de la operación óptima del embalse, estimada mediante la programación dinámica estocástica [23].

El resumen anual de los resultados de la simulación de la política de operación óptima se presenta en la Tabla 7. Por otra parte, los promedios quincenales de las variables más relevantes se presentan en la Tabla 8; en particular, los niveles medios quincenales en el embalse se comparan con los históricos como se muestra en la Figura 6. En dicha figura se puede apreciar que la política de operación obtenida de la simulación, conserva los niveles por arriba del régimen medio histórico (con lo que se incrementa la generación), sin llegar al nivel máximo de operación (NAMO).

Partiendo de los niveles en el embalse obtenidos en la simulación, se elaboró el histograma de frecuencias relativas de las elevaciones para los meses de agosto a noviembre (considerándolos como el período de avenidas). Como resultado se conformó la Figura 7, la cual presenta dichas frecuencias relativas para intervalos de clase de 2 m.

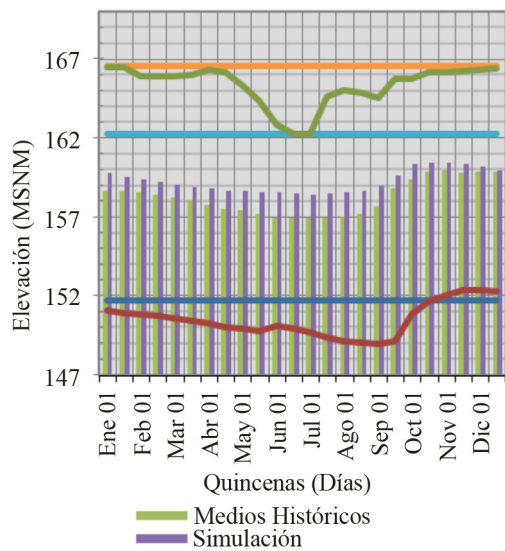


Figura 6. Niveles históricos vs. Operación óptima.

Tabla 7. Funcionamiento analítico del embalse para la política de operación óptima. Resumen anual.

Año	Derrame	Déficit	Ingreso histórico	Extracción total
	hm ³	hm ³	hm ³	hm ³
1995	0,00	0,00	463,83	626,10
1998	0,00	0,00	375,59	526,50
1999	0,00	0,00	146,99	467,60
2000	0,00	0,00	453,27	359,10
2001	0,00	0,00	638,48	447,70
2002	0,00	0,00	823,72	698,70
2003	416,74	0,00	1.490,81	1.267,10
2004	82,27	0,00	1.139,78	1.139,80
2005	287,74	0,00	1.112,78	1.133,60
2006	0,00	0,00	349,26	688,30
2007	0,00	0,00	450,84	508,60
2008	493,59	0,00	1.458,05	1.040,40
2009	0,00	0,00	338,47	718,40
Promedio	98,49	0,00	710,91	740,15
Suma	1.280,34	0,00	9.241,87	9.621,90

Año	Almacen. promedio	Elevación promedio	Energía total
	hm ³	msnm	GWh
1995	849,66	160,04	28,93
1998	754,93	159,08	23,03
1999	571,47	157,05	18,22
2000	525,51	156,49	13,02
2001	578,32	157,14	17,09

Año	Almacen. promedio	Elevación promedio	Energía total
	hm ³	msnm	GWh
2002	801,11	159,55	31,00
2003	972,36	161,10	40,76
2004	1.015,17	161,47	51,16
2005	989,32	161,25	41,09
2006	877,42	160,28	31,77
2007	635,92	157,85	20,46
2008	732,72	158,86	23,30
2009	878,94	160,30	33,32
Promedio	783,30	159,27	28,71
Suma	—	—	373,15

Tabla 8. Funcionamiento analítico del embalse para la política de operación óptima. Resumen quincenal.

Quincena	Mes	Elevación promedio	Almacen. promedio	Energía total
		msnm	hm³	GWh
1Q	ENE	159,75	826,45	1,43
2Q		159,57	805,92	1,39
1Q	FEB	159,38	785,95	1,26
2Q		159,19	765,27	1,17
1Q	MAR	159,01	749,38	1,00
2Q		158,88	736,89	0,90
1Q	ABR	158,76	726,76	0,86
2Q		158,66	717,96	0,74
1Q	MAY	158,60	716,14	0,57
2Q		158,57	712,21	0,56
1Q	JUN	158,52	705,86	0,53
2Q		158,47	702,30	0,53
1Q	JUL	158,42	696,25	0,51
2Q		158,48	717,66	0,48
1Q	AGO	158,57	717,75	1,05
2Q		158,62	730,67	1,09
1Q	SEP	158,98	789,78	1,80
2Q		159,62	861,52	1,95
1Q	OCT	160,33	910,30	2,09
2Q		160,43	906,96	2,12
1Q	NOV	160,43	908,92	1,49
2Q		160,38	893,89	1,67
1Q	DIC	160,19	869,65	1,77
2Q		159,96	844,64	1,75
Suma		—	—	28,71
Promedio		159,22	781,42	—

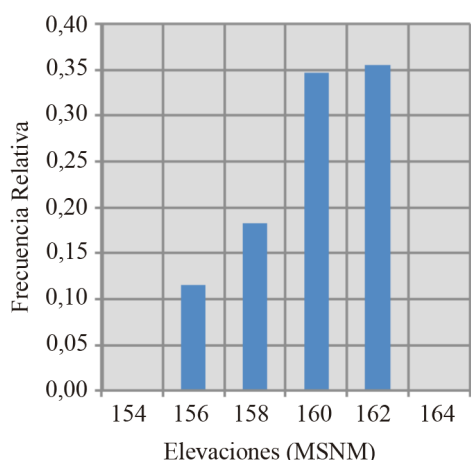


Figura 7. Histograma de elevaciones medias más frecuentes.

Tránsito de avenidas

Se llevó a cabo la simulación del tránsito de avenidas considerando diferentes niveles iniciales en el embalse, con la finalidad de obtener la magnitud del caudal máximo de descarga correspondiente.

Para la simulación del tránsito de las avenidas, se empleó la curva Elevaciones - Capacidades mostrada en la Figura 8.

Por otra parte, en la Figura 9 se muestra la curva Elevaciones - Caudales del vertedor.

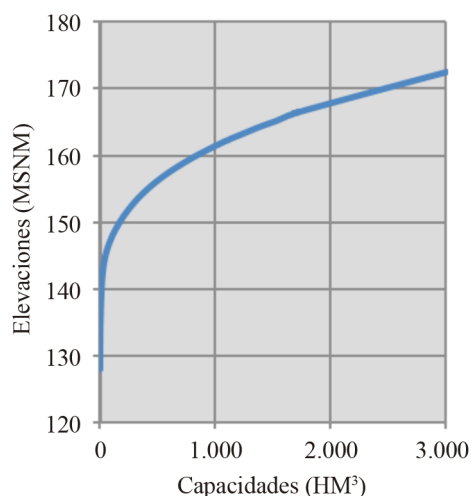


Figura 8. Curva Elevaciones - Capacidades.

Para el análisis de los tránsitos de avenidas se realizó la simulación, mediante el empleo del programa “Tránsito de una avenida por un vaso” [24]. Para tal efecto se consideraron dos escenarios posibles:

1. Partiendo como elevación inicial de la cota del NAMO (162,35 msnm).
2. Tomando como elevaciones iniciales las correspondientes a los cuatro niveles más frecuentes obtenidos de la simulación analítica del embalse (Figura 7).

Las avenidas de entrada al vaso son las presentadas en la Figura 5 y la Tabla 3, las cuales corresponden a los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1.000, 2.000, 5.000 y 10.000 años.

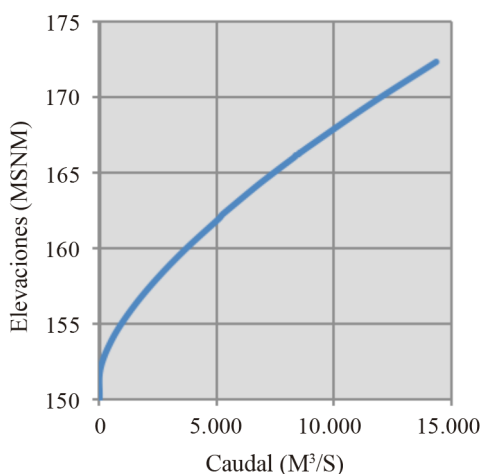


Figura 9. Curva Elevaciones - Caudales.

Escenario 1 - Nivel Inicial 162,35 msnm (NAMO)

Se realizaron las simulaciones correspondientes al tránsito de avenidas; a continuación se presentan los resultados de la simulación realizada para el caso de la avenida 10.000 años de período de retorno (Figuras 10 y 11).

De las Figuras 10 y 11 se puede apreciar que para avenidas con períodos de retorno hasta de 10.000 años no se alcanzaría el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) de la presa; la máxima elevación alcanzada sería de 166,57 msnm por lo que el nivel alcanzado quedaría 0,09 m por debajo del NAME (166,66 msnm).

El análisis descrito se realizó del mismo modo para cada una de las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno, los resultados se presentan en la Tabla 9. Por otra parte, en la Figura 12 se grafican los periodos de retorno (años) con respecto a las elevaciones máximas alcanzadas en el embalse, para mostrar la tendencia de los resultados.

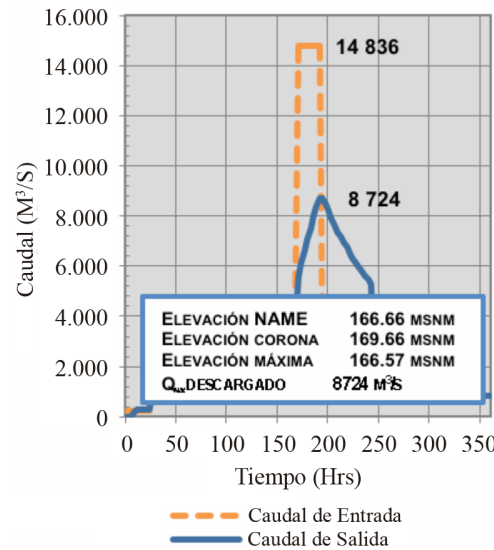


Figura 10. Tránsito de la avenida. Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $T_r = 10.000$ años.

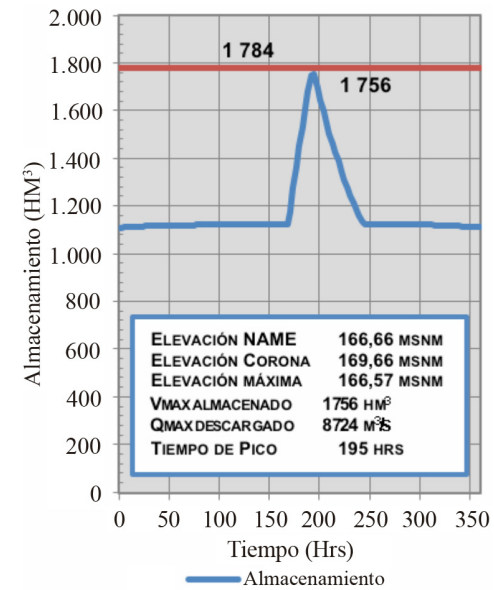


Figura 11. Almacenamiento durante el tránsito de la avenida. Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $T_r = 10.000$ años.

Tabla 9. Resumen del tránsito de avenidas.

Condición	Caudal máximo de entrada	Caudal máximo de salida	Volumen máximo	Nivel máximo en el embalse
T_r (Años)	m^3/s	m^3/s	hm^3	m
2	465,25	497,83	1.126,46	162,35
5	1.047,02	1.126,83	1.127,26	162,36
10	2.176,78	2.353,41	1.128,81	162,37
20	3.885,76	4.236,84	1.131,20	162,39
50	5.688,69	5.454,17	1.156,76	162,58
100	6.943,35	5.894,00	1.235,10	163,14
200	8.162,49	6.340,43	1.314,62	163,72
500	9.748,29	6.899,69	1.418,27	164,42
1.000	10.949,10	7.309,02	1.497,29	164,91
2.000	12.122,41	7.773,08	1.574,41	165,46
5.000	13.735,71	8.364,95	1.680,56	166,15
10.000	14.835,69	8.723,75	1.756,21	166,57

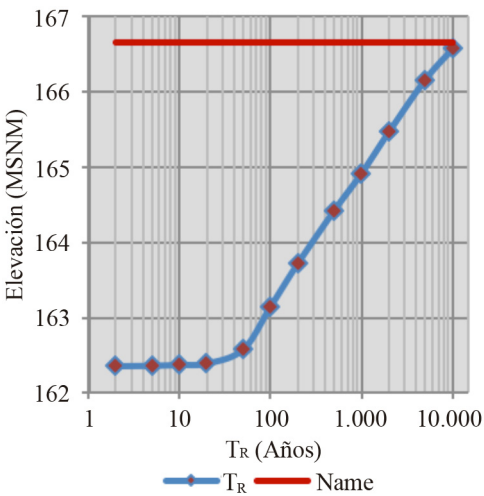


Figura 12. Curva T_r - Elevaciones.

Escenario 2 - Niveles medios más frecuentes en el embalse

Se realizó el análisis de las avenidas simulando su tránsito partiendo de diversos niveles iniciales en el embalse, para ello se empleó el histograma de niveles (Figura 7) obtenido de la optimización de la política de operación del embalse. De dicho histograma se obtuvieron como resultado cuatro niveles más frecuentes en el embalse (Tabla 10), cuyas frecuencias relativas corresponderán a las probabilidades de ocurrencia (P_{Elev}) a ser analizadas.

Tabla 10. Frecuencias de niveles en el embalse.

Intervalos @ 2,0 m		Frecuencias absolutas	Frecuencias relativas
154,0	156,0	12,00	0,115
156,0	158,0	19,00	0,183
158,0	160,0	36,00	0,346
160,0	162,0	37,00	0,356
Suma		104	1

Empleando los niveles iniciales definidos en la Tabla 10 y las avenidas de diseño presentadas en la Figura 5, se realizaron los tránsitos de las mismas por el embalse, como se describe a continuación:

Nivel inicial 156 msnm

Partiendo de la elevación inicial a la cota 156 msnm, se realizaron las simulaciones del tránsito de las avenidas para los períodos de retorno desde 2 hasta 10.000 años, determinando su caudal máximo de descarga, volumen máximo en el embalse, así como la elevación máxima alcanzada (Tabla 11) para definir la probabilidad de excedencia de los caudales máximos de descarga considerando valores de 1.000 a 8.000 m³/s, a cada 1 000 m³/s, se realizó una interpolación entre los resultados obtenidos, asignándoles su correspondiente periodo de retorno, como se muestra en la Tabla 11 y la Figura 13.

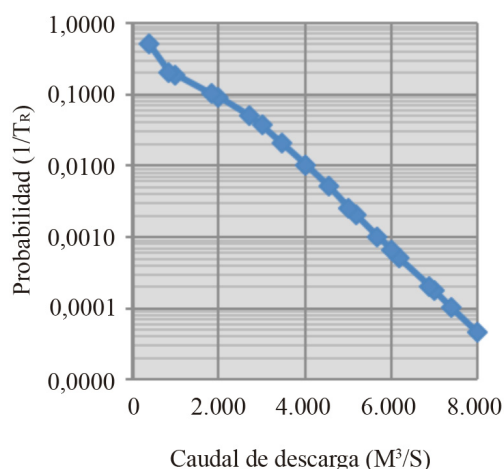


Figura 13. Curva caudal máximo de descarga vs. Probabilidad de excedencia - Nivel inicial 156 msnm.

Tabla 11. Resultados de los tránsitos de avenida - Nivel inicial 156 msnm.

T_r	P	$Q_{max\ Ent}$	$Q_{max\ desc}$
años	$1/T_r$	m ³ /s	m ³ /s
22.208	0,0000		8.000,00
10.000	0,0001	14.835,69	7.400,53
5.813	0,0002		7.000,00
5.000	0,0002	13.735,71	6.874,14
2.000	0,0005	12.122,41	6.180,57
1.522	0,0007		6.000,00
1.000	0,0010	10.949,10	5.677,09
500	0,0020	9.748,29	5.182,79
398	0,0025		5.000,00
200	0,0050	8.162,49	4.544,10
100	0,0100	6.943,35	4.006,15
99	0,0101		4.000,00
50	0,0200	5.688,69	3.461,48
27	0,0366		3.000,00
20	0,0500	3.885,76	2.700,09
11	0,0907		2.000,00
10	0,1000	2.176,78	1.839,74
5	0,1848		1.000,00
5	0,2000	1.047,02	849,45
2	0,5000	465,25	376,24

Tr	P	Vol_{max}	$Nivel_{max}$
años	$1/T_r$	hm ³	m
22.208	0,0000		
10.000	0,0001	1.514,95	165,02
5.813	0,0002		
5.000	0,0002	1.413,34	164,39
2.000	0,0005	1.286,14	163,51
1.522	0,0007		
1.000	0,0010	1.196,46	162,86
500	0,0020	1.105,66	162,20
398	0,0025		
200	0,0050	988,72	161,25
100	0,0100	900,58	160,48
99	0,0101		
50	0,0200	812,68	159,67
27	0,0366		
20	0,0500	692,93	158,45
11	0,0907		
10	0,1000	609,65	157,52
5	0,1848		
5	0,2000	543,14	156,70
2	0,5000	511,35	156,31

El procedimiento descrito se aplicó considerando los niveles iniciales a las cotas 158, 160 y 162 msnm.

Resumen general de los resultados obtenidos para diversos niveles iniciales

A continuación, en la Figura 14 se presenta el análisis gráfico de las distribuciones de probabilidad de los caudales máximos de descarga para los diversos niveles iniciales estudiados:

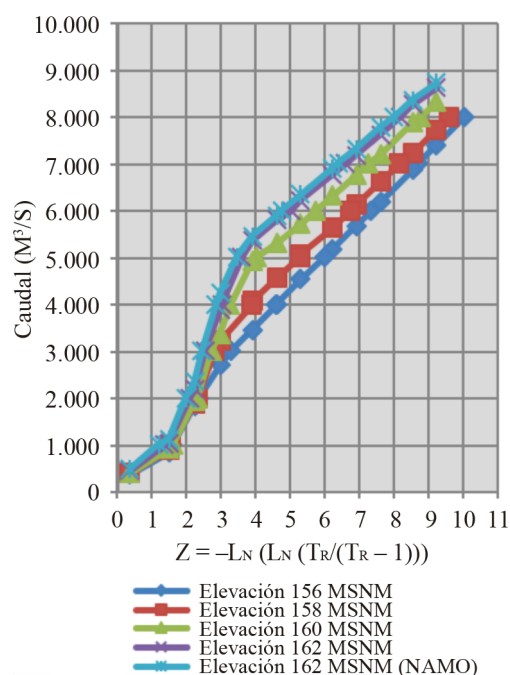


Figura 14. Resumen general de los caudales asociados a diversos niveles iniciales.

Análisis de la probabilidad de excedencia conjunta

En el escenario número dos se describieron los resultados obtenidos del tránsito de las avenidas ante diversos niveles iniciales. Al considerar las probabilidades de excedencias obtenidas para cada caudal de descarga con la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada elevación inicial (P_{Elev}), se determinó la probabilidad de excedencia conjunta (P_T).

Para ello, se realizó, para cada caudal entre 1.000 y 8.000 m³/s la suma del producto de la probabilidad asociada a cada nivel inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia del caudal correspondiente ($P_{Q/elev}$), es decir:

$$P_{Ti} = \sum_{k=156}^{162} P_{Q_{i/k}} P_{Elev_k} \quad (6)$$

Donde P_{Ti} es la probabilidad conjunta de excedencia asociada al caudal máximo de descarga Q_i ; P_{Elev_k} es la probabilidad de que el tránsito se inicie en la elevación k , y $P_{Q_{i/k}}$ la probabilidad de que el caudal máximo de descarga sea mayor o igual que Q_i dada la elevación inicial k .

A continuación, en la Tabla 12, se presentan las probabilidades conjuntas obtenidas para cada uno de los caudales analizados:

Tabla 12. Probabilidad de excedencia conjunta.

Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		8.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	22.208	0,00005	0,11538	0,00001
158	14.156	0,00007	0,18269	0,00001
160	6.252	0,00016	0,34615	0,00006
162	3.527	0,00028	0,35577	0,00010
			P_T 8.000	0,00017
Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		7.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	5.813	0,00017	0,11538	0,00002
158	3.433	0,00029	0,18269	0,00005
160	1.373	0,00073	0,34615	0,00025
162	727	0,00138	0,35577	0,00049
			P_T 7.000	0,00081
Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		6.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	1.522	0,00066	0,11538	0,00008
158	833	0,00120	0,18269	0,00022
160	301	0,00332	0,34615	0,00115
162	150	0,00668	0,35577	0,00238
			P_T 6.000	0,0382
Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		5.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	398	0,00251	0,11538	0,00029
158	196	0,00510	0,18269	0,00093
160	56	0,01798	0,34615	0,00622
162	37	0,02732	0,36000	0,00983
			P_T 5.000	0,01728
Elev. Inicial	Caudal (m ³ /s)		4.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	99	0,01010	0,11538	0,00117
158	49	0,02042	0,18269	0,00373
160	26	0,03792	0,34615	0,01313
162	21	0,04767	0,36000	0,01716
			P_T 4.000	0,03519

Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		3.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	27	0,03664	0,11538	0,00423
158	17	0,05820	0,18269	0,01063
160	16	0,06318	0,34615	0,02187
162	13	0,07591	0,36000	0,02733
			P_T 3.000	0,06406
Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		2.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	11	0,09069	0,11538	0,01046
158	11	0,09500	0,18269	0,01736
160	11	0,09500	0,34615	0,03288
162	9	0,11565	0,36000	0,04163
			P_T 2.000	0,10234
Elev. inicial	Caudal (m ³ /s)		1.000	
msnm	T_r	P_Q	P_{Elev}	$P_Q P_{Elev}$
156	5	0,18480	0,11538	0,02132
158	5	0,18989	0,18269	0,03469
160	6	0,18000	0,34615	0,06231
162	4	0,22425	0,36000	0,08073
			P_T 1.000	0,19905

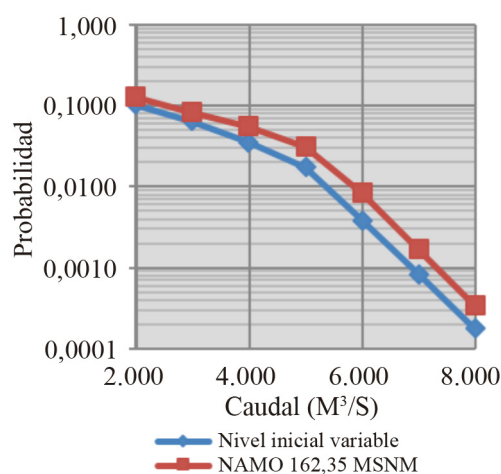


Figura 15. Resumen Probabilidades de excedencia conjunta. Presa El Cuchillo.

Del análisis realizado se elaboró la Tabla 13 y la Figura 15 en donde se muestra la tendencia de la probabilidad de excedencia conjunta asociada a cada caudal máximo de descarga, comparada a la obtenida considerando el nivel inicial a la elevación del NAMO.

Tabla 13. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta.

Caudal, m ³ /s	$P_Q P_{Elev}$	$P_Q NAMO$
1.000	0,19905	0,26049
2.000	0,10234	0,12881
3.000	0,06406	0,08283
4.000	0,03519	0,05629
5.000	0,01728	0,03119
6.000	0,00382	0,00846
7.000	0,00081	0,00169
8.000	0,00017	0,00034

Tránsito hidráulico por el cauce

Considerando los caudales de salida utilizados en el análisis se procedió a simular su tránsito por el cauce. Para ello, se empleó el modelo digital de elevaciones de la página de ASTER GDEM [25] (ASTER Global Digital Elevation Model), realizando el análisis en el área comprendida entre el vertedor de la presa El Cuchillo hasta el embalse de la presa ubicada aguas abajo (Marte R. Gómez). Dicha área fue delimitada empleando la plataforma Global Mapper ® [26].

Para llevar a cabo la simulación del tránsito de la avenida por el cauce, el modelo digital de elevaciones fue exportado al programa HEC - RAS ® [27], considerando los distintos caudales analizados.

Los resultados obtenidos de la simulación de HEC - RAS, se incorporaron al programa LAMINA ® [28], en el que a partir de los niveles del agua obtenidos por cada sección del cauce determina el área o superficie inundada. En la Tabla 14, se presentan las áreas de afectación asociadas a su correspondiente probabilidad de excedencia para los dos escenarios considerados.

Costos por afectación

Partiendo de costos por hectárea de afectación obtenidos en el Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén II (90.000 pesos en el año 2014), se consideró prudente emplear un índice de inflación media del 1% al 2015, correspondiendo a un costo por hectárea de afectación de alrededor de 90.900 pesos; dicho costo fue multiplicado por las áreas de afectación (Tabla 14), determinando los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia (Figura 16).

Tabla 14. Costo por área de afectación.

Nivel de inicio variable			
Q m^3/s	Área ha	Costo Mill. de pesos	P_f $1/T_r$
1.000	0,00	0,00	0,1991
2.000	409,24	36,83	0,1023
3.000	639,53	57,56	0,0641
4.000	787,94	70,92	0,0352
5.000	876,30	78,87	0,0173
6.000	933,82	84,04	0,0038
7.000	981,59	88,34	0,0008
8.000	1.011,04	90,99	0,0002
NAMO			
Q m^3/s	Área ha	Costo Mill de pesos	P_f $1/T_r$
1.000	0,00	0,00	0,2605
2.000	409,24	36,83	0,1288
3.000	639,53	57,56	0,0828
4.000	787,94	70,92	0,0563
5.000	876,30	78,87	0,0312
6.000	933,82	84,04	0,0085
7.000	981,59	88,34	0,0017
8.000	1.011,04	90,99	0,0003

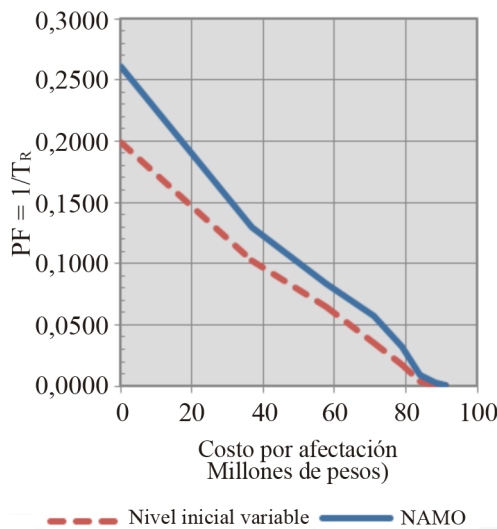


Figura 16. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Figura 16, el costo esperado se determina como el área bajo las curvas graficadas, cuyo valor

Tabla 15. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de pesos
Nivel inicial variable	8,20
NAMO	10,74

se presenta en la Tabla 15, en la que se comparan los dos escenarios estudiados.

CONCLUSIONES

La estimación del riesgo por inundación aguas abajo de una presa se hace tradicionalmente suponiendo que las avenidas de diseño ingresan cuando el nivel en el vaso es el del NAMO, lo que implica una sobrestimación de dicho riesgo. En este trabajo se propone un método que permite obtener una estimación más completa del riesgo de inundaciones aguas abajo de una presa, el que se aplica a la zona situada aguas abajo de la presa El Cuchillo.

El desarrollo del método incluye el cálculo de las avenidas de diseño para diferentes períodos de retorno, la definición de la política de operación a largo plazo que hace óptima una función objetivo, el tránsito de las avenidas de diseño –primero por el vaso de la presa suponiendo distintas elevaciones iniciales y luego por el río–, y la estimación de los daños.

La metodología propuesta optimiza y/o mejora la operación de los embalses en diversos puntos, por ejemplo, permite garantizar la confiabilidad de los registros (ya sean horarios, diarios o mensuales).

Como parte del resultado del funcionamiento analítico de vaso optimizado, se obtienen los niveles más frecuentes en el embalse (histograma de elevaciones medias), los que serán las condiciones de inicio en el tránsito de las avenidas de diseño generando un escenario de análisis que parte de niveles asociados a su probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}).

Por otra parte, del tránsito de las avenidas de diseño partiendo de diferentes elevaciones iniciales, se obtuvieron las probabilidades de excedencia (P_Q), detallando si la obra de excedencias cuenta con la capacidad de descarga necesaria ante la presencia de avenidas máximas sin que el NAME sea sobrepasado.

Lo anterior, permite garantizar la seguridad integral de las obras, guiando al operador a mantener el embalse por debajo un determinado nivel (curva guía), o en su caso, determinando la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para preservar el NAME no sea sobrepasado.

La presente metodología define la probabilidad de que una gama de eventos se llegasen a presentar, considerando como otra variable la elevación inicial en el embalse. Lo anterior involucra una condición realista en la presa, ya que convencionalmente se supone que ante cualquier evento la elevación en el embalse es el NAMO.

Se puede concluir, que al emplear la metodología propuesta, se refleja un ahorro sustancial en los daños esperados, al comparar los costos obtenidos bajo un nivel inicial variable con respecto a un análisis convencional realizado bajo el NAMO, en donde el último sobreestima los costos.

Para el caso de la presa El Cuchillo la avenida de diseño original (Tr 10 000 años) considera un caudal máximo de entrada de 15.000 m³/s, valor que se modificó muy ligeramente (a 14.836 m³/s) con los datos actualizados.

La optimización de la política de operación en embalse, permite operar con los niveles en la presa por arriba de los históricos, incrementando el volumen útil en el embalse sin superar la cota del NAMO. Al simular el funcionamiento de la presa con los ingresos históricos se estimaron las frecuencias de las elevaciones en el embalse para la época de crecientes.

Del simular el tránsito de las avenidas de diseño, partiendo de diferentes elevaciones iniciales, se obtuvieron las probabilidades de excedencia conjunta ecuación (5) asociadas a los caudales máximos de descarga.

Como se puede apreciar en la Figura 16 y en la Tabla 15, el procedimiento propuesto, que considera los diversos niveles iniciales en el embalse, permite una estimación más precisa del riesgo de inundación aguas abajo de la presa, mientras que el procedimiento tradicional (considerando un nivel inicial a la cota del NAMO) sobreestima los costos del daño por inundación.

REFERENCIAS

- [1] R. Rebolledo S. "Operación óptima de un sistema hidráulico formado por dos presas en paralelo". UNAM. 1990. URL: <http://bibliotecacentral.unam.mx/>
- [2] R. Avilés H. "Optimización en línea de presas hidroeléctricas". UNAM, 1994. URL: <http://bibliotecacentral.unam.mx/>
- [3] C. Contreras C. "Operación óptima de sistemas de presas en cascada. Aplicaciones al sistema del río Grijalva". UNAM. 1999. URL: <http://bibliotecacentral.unam.mx/>
- [4] M. Arganis J. "Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico". UNAM. 2004. URL: <http://bibliotecacentral.unam.mx/>
- [5] E. Sánchez C. y A. Wagner G. "Determinación de reglas de operación óptima para dos embalses, utilizando un algoritmo genético. XIII Escuela Nacional de Optimización y Análisis Numérico". Universidad Autónoma de Coahuila, Sociedad Matemática Mexicana. Saltillo, Coahuila, México. 2003.
- [6] E. Sánchez C. y A. Wagner G. "Modelo numérico para la operación óptima de un hidrosistema de aguas superficiales". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México. 2004.
- [7] R. Domínguez M., R. Mendoza R., A. Alvarado C. y E. Márquez L. "Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva". CFE. Instituto de Ingeniería. UNAM. 1993.
- [8] R. Domínguez M., R. Mendoza R. y C. Contreras C. "Políticas de operación del sistema de presas". CNA. Instituto de Ingeniería. UNAM. 1998.
- [9] R. Domínguez M. y R. Mendoza R., "Funcionamiento de las Presas Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas sobre el Río Grijalva". CNA. Instituto de Ingeniería. UNAM. 2000.
- [10] R. Domínguez M., R. Mendoza R. y M. Arganis J. "Revisión de políticas de operación quincenal de las presas Angostura y Malpaso, en el Río Grijalva". CFE. Instituto de Ingeniería. UNAM. 2001.

- [11] R. Domínguez M., L.J.M. Arganis, E. Carrizosa E., G.E. Fuentes M. y C.A. Echeverría V. "Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva". CFE. Instituto de Ingeniería. UNAM. 2006.
- [12] R. Dittmann, F. Froehlich F., Pohl R. and M. Ostrowski. "A management system for operating rules of multipurpose reservoirs allowing for both extreme floods and ecological". 4th International Symposium on Flood Defence. 2008.
- [13] J. Vigyan B. "Development of operation policy for Tawa dam". National Institute of Hydrology. Roorkee, India. 1997.
- [14] N. Pradhan S. and K. Tripathy U. "Optimization of the Operating Policy of The Multipurpose Hirakud Reservoir by Genetic Algorithm". American Journal of Engineering Research. 2013.
- [15] M. Jiménez E. "Programa AX". Área de Riesgos Hidrometeorológicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México. 1996.
- [16] R. Domínguez, M. and Carlóz G.T. "Análisis Estadístico, Capítulo A.1.6 del Manual de Diseño de Obras Civiles". CFE, México. 1981.
- [17] E. Gumbel. "Statistics of Extremes". New York, USA. Columbia University Press. 1958.
- [18] R. Domínguez M., G.E. Fuentes M. y M.L. Arganis J. "Optimización de los Parámetros de la Función Doble Gumbel Usando Algoritmos Genéticos en una Serie de Caudales Máximos Anuales". XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, pp. B59, 1-9. Sao Paulo, Brasil. 2004.
- [19] Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles Capítulo A.1.10. Avenida de Diseño". 1980.
- [20] L. Chang and F. Chang. "Multi-objective evolutionary algorithm for operating parallel reservoir system". Journal of Hydrology. Vol. 377, pp. 12-20. 2009.
- [21] Y. Mathur and S. Nikam. "Optimal reservoir operation policies using genetic algorithm". International Journal of Engineering & Technology. Vol. 1, pp. 184-187. 2009.
- [22] J.T. Kuo, W.C. Cheng, L. Chen L. "Multi objective water resources systems analysis using genetic algorithms - application to Chou-shui river basin, Taiwan". Water Sci Technology Vol. 48, pp. 71-77. 2003.
- [23] R.R. Mendoza. "Manual del Programa de Optimización vía Programación Dinámica Estocástica". 2010.
- [24] H. Marengo M., F.J. Contreras W. y J.C. Rivero A. "Tránsito de una avenida por un vaso". CFE. 2005.
- [25] "Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer Globe Digital Elevation Model (ASTER GDEM)". 2014. URL: <http://gdem.ersdac.jspacesystems.or.jp/>
- [26] Blue Marble Geographics. Global Mapper. URL: <http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>
- [27] US Army Corps of Engineers. "Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS)". 2014. URL: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras>
- [28] GITS. "Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos". LAMINA. 2014. URL: <http://www.gits.ws/>