

ESTUDIO DE ROTURA DE PRESAS PARA EL PADE DE LA PRESA DE SALTO GRANDE

**Juan C. Bertoni, Sergio Menajovsky, Gustavo Peuser, Facundo Alonso¹
Manuel Irigoyen, Eduardo Zamanillo, Nicolás Failache²**

¹EVARSA-INCOCIV HIDRO URUGUAY UTE

²CTM – Comisión Técnica Mixta de Salto Grande

menajovs@gmail.com

RESUMEN

En el marco del desarrollo del Plan de Acción Durante Emergencias (PADE) de la Presa de Salto Grande, se estudió la hipotética rotura de las presas localizadas aguas arriba de la misma, sobre la alta cuenca del río Uruguay y la misma presa de Salto Grande. De las seis presas existentes aguas arriba, todas ubicadas en territorio brasilero, cuatro de ellas son de tipo de escollera con pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba, conocidas mundialmente como Concrete Faced Rockfill Dams (CFRD).

El trabajo incluyó una revisión bibliográfica sobre la temática de la rotura de presas de escollera del tipo CFRD. En el mismo se muestran los análisis realizados con el fin de adoptar los valores definitivos de los parámetros que definen tanto las hipotéticas brechas que podrían producirse en cada una de las presas de aguas arriba como también las características de las ondas de traslado generadas.

El trabajo incluye todos los análisis realizados en relación con los distintos escenarios de rotura contemplados bajo las premisas de “buen tiempo” y de “mal tiempo”.

Se muestran los resultados (en términos de hidrogramas) correspondientes a los distintos escenarios asociados a las premisas de “rotura con buen tiempo” y “rotura con mal tiempo”, hasta aguas abajo de Foz do Chapecó y la propagación aguas abajo de esta sección hasta la presa de Salto Grande.

Palabras Clave: Rotura de Presas; Modelación Hidráulica, Presas de Escollera.

INTRODUCCION

La rotura de una presa es un fenómeno de consecuencias dramáticas en la mayoría de los casos existentes, dando lugar a desastres con altísimos costos humanos y económicos. Por esta razón, ha despertado un gran interés en la ingeniería hidráulica de los últimos tiempos (Wahl, et al., 1998), permitiendo el desarrollo de algunas herramientas de simulación.

En el marco del desarrollo del Plan de Acción Durante Emergencias (PADE) de la Presa de Salto Grande, se estudió la hipotética rotura de las presas localizadas aguas arriba de la misma, sobre la alta cuenca del río Uruguay y la misma presa de Salto Grande. De las seis presas existentes aguas arriba, todas ubicadas en territorio brasilero, cuatro de ellas son de tipo de escollera con pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba, conocidas mundialmente como Concrete Faced Rockfill Dams (CFRD).

La construcción de presas de escollera con pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba, conocidas mundialmente como “Concrete Faced Rockfill Dams” (CFRD), es una técnica relativamente moderna. Antiguamente, este tipo de presas se construían con escollera arrojada sin compactación. De modo que cuando se asentaba la presa con el paso del tiempo, por los procesos naturales de asentamiento de un material granular no compactado, la pantalla no soportaba la deformación, y quebraba, generando múltiples fisuras que terminaba por la inutilización de la presa.

Sin embargo, este tipo de presa es muy económica, y difícilmente pueda ser superada desde este punto de vista. Por esta razón, se volvió a popularizar su utilización en la década de los 80 aproximadamente, pero con la incorporación de una técnica al proceso constructivo: la compactación. Independientemente del tamaño de la roca, hoy en día se obtiene una compactación suficiente como para evitar deformaciones excesivas durante el llenado y posterior funcionamiento.

OBJETIVOS

- Presentar las hipótesis consideradas en la estimación de los valores de los parámetros de las brechas de rotura de presas y analizar los valores resultantes.
- Presentar las hipótesis sustentadas en la estimación de los valores de los coeficientes y parámetros asociados al escurrimiento de las ondas de rotura de presas y analizar los valores resultantes.
- Presentar los resultados (en términos de hidrogramas) correspondientes a los distintos escenarios asociados a las premisas de “rotura con buen tiempo” y “rotura con mal tiempo”.

MATERIALES Y METODOS

Las seis presas aguas arriba de Salto Grande son:

- ✓ AHE Barra Grande: Escollera con pantalla de hormigón
- ✓ AHE Campos Novos: Escollera con pantalla de hormigón
- ✓ UHE Machadinho: Escollera con pantalla de hormigón
- ✓ UHE Itá: Escollera con pantalla de hormigón
- ✓ UHE Passo Fundo: Presa de tierra con núcleo de hormigón
- ✓ AHE Foz do Chapecó: Escollera con núcleo asfáltico (margen izquierda) y escollera con núcleo de arcilla (margen derecha).

En la Figura 1 se presenta un esquema simplificado del modelo hidráulico que comprenden las presas en estudio, mientras que en la Tabla 1 se resumen las principales características de las mismas.

Como puede observarse, cuatro de las seis presas a modelar son de escollera con pantalla de hormigón, o sea del tipo CFRD.

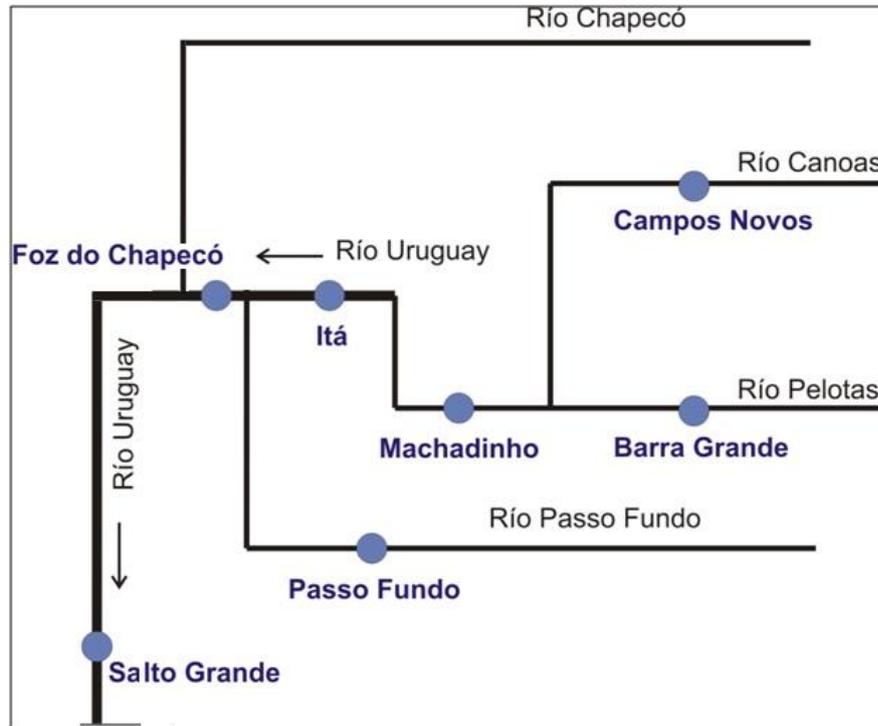


Figura 1: Esquema del sistema en estudio

Tabla 1: Resumen de los datos característicos de las presas en estudio

Presa	Tipo	Coord Geogr.		Hp (m)	Long (m)	Vol emb (hm ³)
		Lat Oeste	Long Sur			
Barra Grande	Escollera con pantalla de hormigón	27°46'35"	51°11'42"	185	655	5110
Campos Novos	Escollera con pantalla de hormigón	27°36'07"	51°19'19"	201	602	1470
Machadinho	Escollera con pantalla de hormigón	27°31'34"	51°47'06"	126	700	3339
Itá	Escollera con pantalla de hormigón	27°16'38"	52°38'22"	125	880	5100
Passo Fundo.	Tierra con núcleo de hormigón	27°42'	52°45'	47	636	1590
Foz do Chapecó	Escollera con núcleo asfáltico (margen izquierda) y escollera con núcleo de arcilla (margen derecha).	27°08'37.3"	53°02'44"	47	546 mi + 144 md	1500

Revisión bibliográfica de la rotura de presas de escollera

Se llevó a cabo una extensiva revisión bibliográfica de rotura de presas de escollera con pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba, conocidas mundialmente como: Concrete Faced Rockfill Dams (CFRD). El objetivo perseguido fue determinar con aceptable precisión los

mecanismos de falla de este tipo de presas, e identificar los parámetros de rotura de las mismas, para utilizar esta información como datos de entrada al modelo hidráulico, que permitan simular en un programa de modelación hidráulica los distintos escenarios de rotura propuestos.

En Alonso et al. (2011) se describe esta revisión y se presentan algunas conclusiones respecto de los mecanismos de falla más probables que puede esperarse para esta configuración de presa.

Calculo de las brechas

De la revisión de antecedentes realizada fue posible deducir que existe un alto grado de incertidumbre respecto de la respuesta mecánica de una presa durante el proceso de falla. En sintonía con esta afirmación, las relaciones adimensionales propuestas por la bibliografía para estimar los parámetros asociados a la geometría de la brecha, que constituye el elemento más importante de modelación computacional del fenómeno, son altamente distintas entre sí, y conducen a caudales generados por los modelos, bien distintos.

Por esta razón, aparece como la opción más adecuada para analizar los parámetros asociados a la geometría de la brecha, realizar un análisis de correlación entre estos parámetros respecto de alguna cantidad medible de la presa. A la luz de la bibliografía, aparece como la dimensión de mayor correlación con los propios de la geometría de la brecha, la altura de la presa.

En Alonso et al. (2010) se proponen relaciones de regresión entre los parámetros de la brecha, obteniéndose un conjunto de relaciones paramétricas que representan con aceptable precisión la información revisada. Se recomienda allí la utilización de expresiones para estimar los parámetros de la brecha más probable en rotura de presas de tipo CFRD, y la posterior verificación con los rangos propuestos por los organismos internacionales de seguridad de presas.

A los fines prácticos, para el cálculo de los parámetros de la brecha indicados en la Figura 2 se propuso una metodología práctica de estimación de la geometría de la brecha que comprende los siguientes pasos:

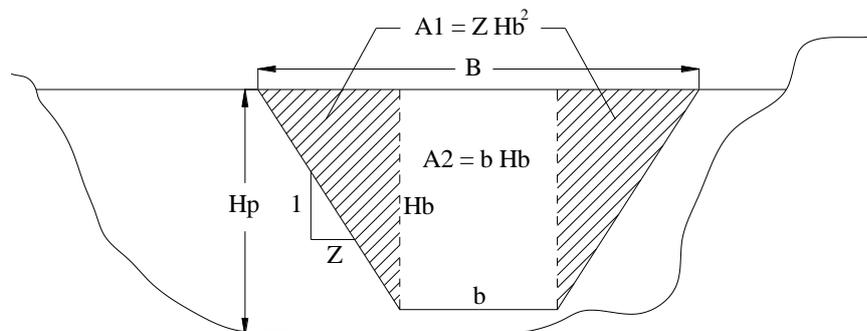


Figura 2: Esquema de la partes de una brecha

1. Se propone el ancho inferior de la brecha con el valor de $b = 75$ m.
2. Se propone la pendiente del talud lateral de la brecha de $Z = 1.1$.
3. Calcular $(A_1 + A_2)$ con la siguiente ecuación:
$$(A_1 + A_2) = 1.1 H_p^2 + 75 H_p$$
4. Calcular el ancho de la brecha como $H_b = 0.9 H_p$
5. Calcular el ancho medio de la brecha como: $W_b = (A_1 + A_2) / H_b$
6. Con el valor de W_b , H_b , Z y b , calcular B .

En el trabajo citado, se encontraron estas relaciones adimensionales que representaron con aceptable aproximación el único caso bien documentado de rotura de presa de tipo CFRD, como fue la falla de la presa Gouhou, en China (Zhang y Chen, 2006).

Estimación del Coeficiente de Vertedero de las brechas

El coeficiente de vertedero es un parámetro de gran incidencia en los caudales de descarga de las brechas. La selección del valor a adoptar se fundó en el análisis de las formas y los caudales detallados en la base de datos presentada por Wahl (1998). En este análisis se tomó en cuenta todas las presas que poseen datos suficientes como para obtener el coeficiente de vertedero a partir de la fórmula general de descarga de vertedero:

$$Q = C * H^{(3/2)} * L$$

De esta forma se pudieron considerar 30 presas y para cada una de las presas se calculó el coeficiente de descarga de vertedero, considerando a la brecha como vertedero (Tabla 2).

Tabla 2: Base de datos de rotura de presas presentada por Wahl (1998)

Nº	Nombre	Tipo falla	Tipo presa	Hd (m)	Hb (m)	Wb (m)	zb (1/zb)	Qp (m3/s)	Vol almac (Hm3)	Coef de Vert C
1	Apishapa, Colorado	P	E	34.14	31.1	93	0.44	6850	22.5	0.42
2	Baldwin Hills, California	P	E	71	21.3	25	0.31	1130	1.1	0.46
7	Buffalo Creek, West Virginia	SEEP	E	14.02	14	125	2	1420	0.484	0.22
11	Castlewood, Colorado	O	R	21.34	21.3	44.2	0.5	3570	4.23	0.82
25	Frankfurt, Germany	P	E	9.75	9.75	9.6	0.4	79	0.35	0.27
27	French Landing, Michigan	P	E	12.19	14.2	27.4	0.97	929		0.63
28	Frenchman Creek, Montana	P	E	12.5	12.5	54.6	0.5	1420	21	0.59
30	Goose Creek, South Carolina	O	E	6.1	4.1	26.4	0.5	565	10.6	2.58
35	Hatchtown, Utah	P	E	19.2	18.3	151	2.42	3080	14.8	0.26
36	Hatfield, USA			6.8	6.8	91.5		3400	12.3	2.10
38	Hell Hole, California	P	R	67.06	56.4	121	96	7360	30.6	0.14
43	Ireland No. 5, Colorado	P	E		5.18	13.5	0.38	110		0.69
46	Johnstown (South Fork Dam, Penn.)	O	R	38.1	24.4	94.5	1.38	8500	18.9	0.75
48	Kelly Bames, Georgia	P	E	11.58	12.8	27.3	0.85	680	0.505	0.54
52	Lake Avalon, New Mexico	P	E	14.5	14.6	130	0.52	2320	7.75	0.32
56	Lake Latonka, Pennsylvania	P	E	13	8.69	39.2	1.18	290	1.59	0.29
59	Laurel Run, Pennsylvania	O	E	12.8	13.7	35.1	2.4	1050	0.385	0.59
60	Lawn Lake, Colorado	P	E	7.9	7.62	22.2	0.96	510		1.09
61	Lily Lake, Colorado	P	E		3.66	10.8	0.13	71		0.94
62	Little Deer Creek, Utah	P	E	26.21	27.1	29.6	0.75	1330	1.73	0.32
64	Lower Latham, Colorado	P	E		7.01	79.2	6.3	180	7.08	0.12
70	Mammoth, USA	SEEP		21.3	21.3	9.2		2520	13.6	2.79
76	Nanaksagar, India			15.85	16	46		9700	210	3.29
80	Oros, Brazil	P	E	35.36	35.5	165	1	9630	650	0.28
85	Prospect, Colorado	P	E		4.42	88.4	0.69	116		0.14
87	Quail Creek, Utah	P	E		21.3	70	0.1	3110		0.45
91	Salles Oliveria, Brazil	O	E	35.05	35	168		7200	25.9	0.21
93	Schaeffer, Colorado	O	ECC	30.5	30.5	137	2.25	4500	3.92	0.20
101	Swift, Montana	O	RCF	57.61	57.6	225	0	24947	37	0.25
102	Teton, Idaho	P	E	92.96	86.9	151	1	65120	356	0.53

Graficando estos resultados en función de su frecuencia se obtuvo la Figura 3.

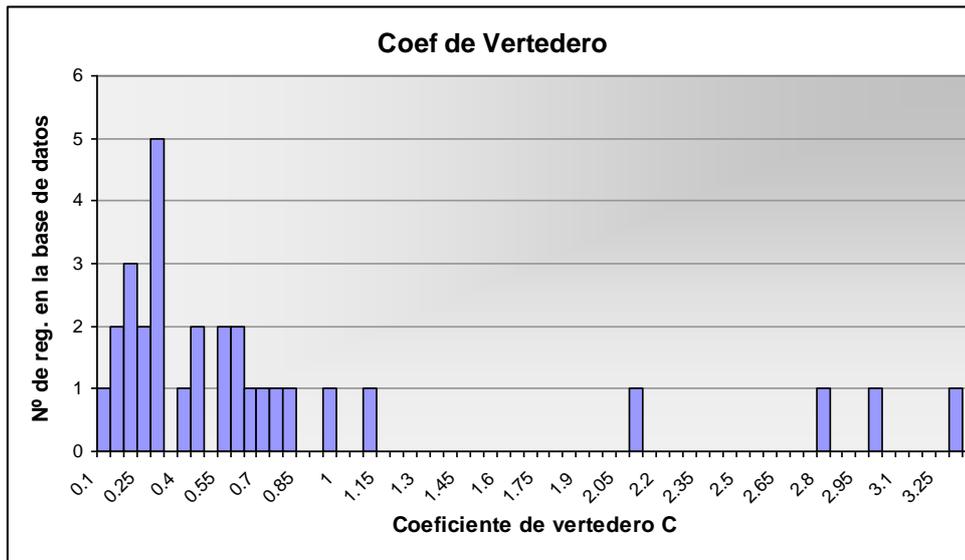


Figura 3: Gráfico de frecuencias de los coeficientes de vertederos calculados para la base de datos

Se puede observar en la figura que la moda es cercana a $C = 0.3$ y se aprecia además que existen claramente cuatro valores que resultan excesivamente altos (mayores a $C = 2$). Dado que dichos valores son inadecuados, fueron desestimados de este análisis. Estos errores pueden deberse a una sobrestimación del caudal descargado al momento de la elaboración de la base de datos o a algún otro error contenido en las informaciones de cada caso.

En función de lo presentado se estimó la probabilidad de presentarse un coeficiente de vertedero mayor a un determinado valor, es decir la probabilidad de excedencia, siguiendo la distribución exponencial.

La dificultad de la elección del coeficiente de descarga de vertedero para las brechas radica en que si uno adopta el valor de ocurrencia más probable, puede estar subestimado los caudales descargados en este proceso, ya que teóricamente existiría una gran probabilidad (50%) que se diera un coeficiente mayor al utilizado, por lo que se tendrían caudales mayores a los estimados. Por otro lado, si se adoptara un coeficiente suficientemente alto como para englobar a todos los coeficientes se estaría sobrestimando los caudales, ya que se tendrían con seguridad caudales menores a los estimados.

Para este caso en particular se adoptó como criterio un coeficiente que diera una probabilidad de no excedencia del 87%, es decir que la probabilidad de no estar subestimando los caudales es del 87%. De esta forma el coeficiente de descarga de vertedero adoptado para las brechas resulta $C = 0.70$ (Figura 4).

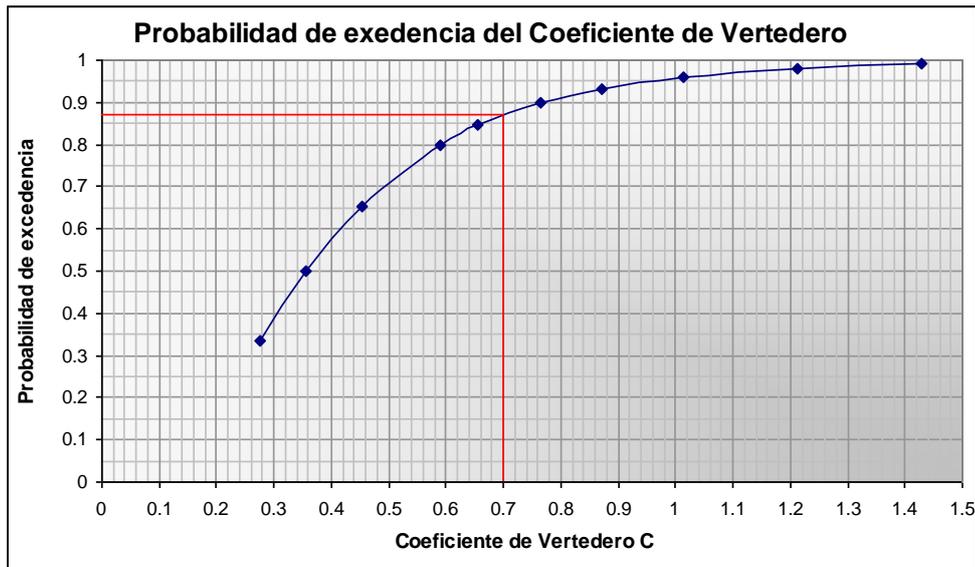


Figura 4: Gráfico de probabilidad de excedencia del coeficiente de vertedero de la base de datos

Simulación de la propagación de las crecidas

Dada las características de la zona de emplazamiento de las presas aguas arriba de Salto Grande, donde se presentan ríos montañosos absolutamente encausados, se decidió la utilización de un software de modelación unidimensional, empleándose el Programa computacional HEC-RAS®. La carga de los datos geométricos se realizó, por lo tanto, en función de las necesidades de dicho modelo.

La representación geométrica de los cauces simulados en el programa HEC-RAS® se materializa a través de perfiles transversales al cauce. De esta manera, la información topográfica relevada en campo es volcada al modelo a través de perfiles transversales, en los que además de la información topográfica, se introducen otros datos como coeficientes de rugosidad, posición del cauce principal, coeficientes de contracción o expansión, etc.

Para obtener los perfiles a incorporar en el modelo geométrico, se utilizaron dos técnicas diferentes:

1. Extracción de perfiles a través de un modelo digital del terreno, elaborado a partir de imágenes satelitales de radar del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM).
2. Extracción de perfiles a través de las cartas del Instituto Brasileiro de Geografía e Estatística (IBGE).

Para la primera, las imágenes de radar del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) fueron utilizadas como datos de base para la obtención del relieve. Con ellas se conformó un modelo digital del terreno, a partir del cual se pudo extraer la información topográfica necesaria para la elaboración del modelo hidráulico.

Cabe aclarar que las imágenes satelitales, como es de esperar, no son capaces de presentar el relieve bajo cuerpos o espejos de agua, por lo que en las zonas anegadas por los embalses se obtuvieron los perfiles a partir de las cartas del Instituto Brasileiro de Geografía e Estatística (IBGE). Dichas cartas son restituciones aerofotogramétricas en escala 1:50.000 del año 1975, fecha en la que todavía no se habían construido las presas en análisis, por lo que no se presentaban los anegamientos producidos por estos embalses.

Como ya se citó, las crecidas de proyecto escurrirán sobre un terreno montañoso, donde los ríos presentan la característica de estar totalmente encausados, por lo que se puede modelar diferentes escenarios con un modelo unidimensional. Por otro lado, los ríos tributarios producirán un pequeño almacenamiento adicional durante las crecidas, ya que en los mismos se producirá flujo

negativo (a contrapendiente) a medida que aumenta el nivel sobre el cauce principal. Si bien el impacto individual de cada tributario es despreciable, en el conjunto, el amortiguamiento que producen puede ser relevante. Por ello, para tener en cuenta su efecto, se tomaron también perfiles transversales sobre los principales tributarios, que se cargaron en el modelo geométrico, vinculándolos a los cauces principales (Figura 5).



Figura 5: Ubicación planimétrica de los perfiles transversales sobre el Río Uruguay y principales tributarios

Estimación de los coeficientes de rugosidad

Los coeficientes de rugosidad fueron diferenciados tanto para el cauce principal como para las planicies de inundación. En la zona de estudio, los ríos analizados tienen un flujo permanente y características de sección, sinuosidad y pendientes suficientemente estables como para adoptar un solo coeficiente de rugosidad para todo el tramo. De igual modo, las planicies de inundación tienen características homogéneas en toda la zona, siendo propia de la vegetación tupida que genera una elevada resistencia al flujo (asumiendo que el nivel de agua fuera tan alto como para anegar dichas zonas).

Por otra parte, los tributarios tienen las mismas características de rugosidad que las planicies de inundación, es decir una vegetación muy cerrada, y el cauce principal de los mismos es, en general, muy estrecho. Dado que estos tributarios tienen pendientes elevadas y transportan caudales relativamente bajos, el modelo se torna muy inestable bajo estas condiciones, por lo que para sortear este inconveniente se utilizó un solo coeficiente de rugosidad para los tributarios, sin diferenciar planicie de inundación o cauce principal. El error que se comete en esta simplificación es despreciable para flujos importantes, ya que la capacidad de transporte del cauce principal pierde relevancia con un mayor anegamiento.

Para la adopción del coeficiente de rugosidad para el cauce principal se utilizaron mediciones de flujo realizadas por la empresa EVARSA en dos estaciones ubicadas sobre el Río Uruguay:

- Estación 3857 - Garruchos, con registros entre 21/01/82 y 01/10/2008
- Estación 3442 - El Soberbio, con registros entre 24/09/82 y 08/10/2008

Como se expresó anteriormente, las características mantienen una homogeneidad a lo largo de toda la zona de estudio permitiendo utilizar los datos de estos aforos, aún cuando se encuentran aguas abajo de Machadinho. Con esta información se calcularon los coeficientes de rugosidad para

cada una de las más de 300 mediciones (como se muestra en la Figura 6) y en base a ello el coeficiente de rugosidad finalmente adoptado fue 0.028 para el cauce principal del río Uruguay, mientras que para los ríos Canoas y Pelotas se adoptó un coeficiente de 0.030, dado que dichos ríos son de menor tamaño y por ende tienden a ser más irregulares. Para el cauce principal del río Passo Fundo se adoptó un coeficiente aún mayor ($n = 0.040$), ya que este río tiene una pendiente promedio cercana al 0.8%, muy superior a la pendiente promedio del resto del sistema que no supera al 0.1%.

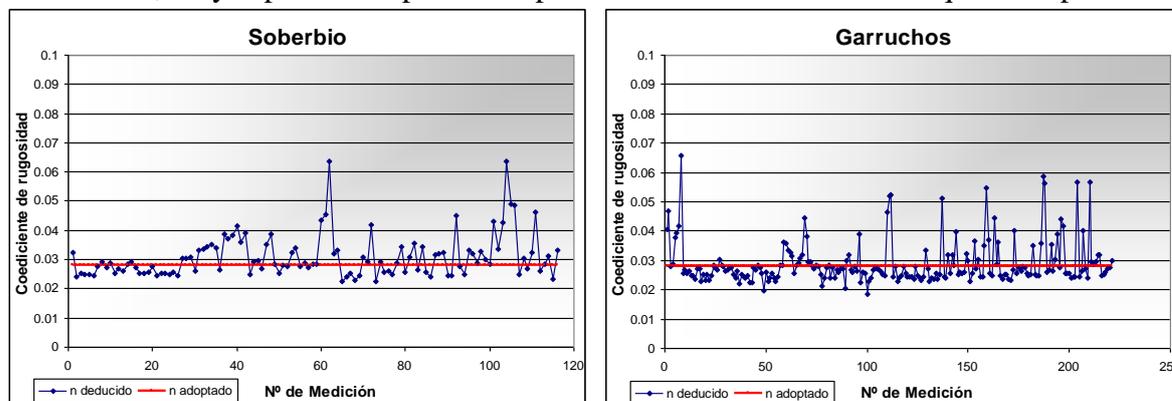


Figura 6: Representación gráfica de los coeficientes de rugosidad obtenidos a partir de aforos sobre el río Uruguay

Para la estimación de los coeficientes de rugosidad de las planicies de inundación no hay aforos que permitan una deducción similar a la anterior. La adopción del coeficiente fue a partir de la comparación de la cobertura vegetal con la de lechos cuyos coeficientes ya están estimados por diferentes autores, seleccionando finalmente un valor de n de 0.12.

Para los cauces tributarios se adoptó un coeficiente único para cauce principal y planicies de inundación, igual a 0.12. Si bien asignar dicho coeficiente para el cauce principal en los tributarios es excesivamente elevado, la realidad muestra que los mismos están muy vegetados, estrechando el cauce principal entre el desarrollo de la floresta en galería (el cauce principal de la mayoría de los tributarios no es visible en las imágenes satelitales de alta resolución). Por otra parte, el efecto de adoptar un coeficiente de rugosidad elevado en el cauce principal de los tributarios sólo tiene influencia en la modelación de hidrogramas de pequeña magnitud sobre los tributarios, no siendo éste el caso de interés. En realidad se asume un flujo base mínimo sobre los tributarios con la única finalidad de permitir el funcionamiento del modelo.

RESULTADOS

Escenarios considerados

Se estudiaron 12 escenarios de roturas de presas en Brasil, tomando en cuenta que se trata de 6 presas y que se consideraron roturas con buen tiempo y con mal tiempo.

A estos 12 escenarios se sumaron 7 más de rotura que fueron los siguientes: Rotura de la presa de Salto Grande durante la atenuación de la CMP; Rotura por sobrepaso durante la atenuación de una crecida por falla en los órganos de evacuación; Rotura de la presa por erosión interna o falla en estribos o fundaciones con buen tiempo y con mal tiempo; Rotura de la presa de hormigón con buen tiempo y con mal tiempo; Rotura de Salto Grande con caudales bajos.

Como situación de buen tiempo se consideró la situación hidrometeorológica que provoca los caudales medios históricos en todos los ríos involucrados en las simulaciones.

Para las simulaciones con mal tiempo se adoptaron las condiciones hidrometeorológicas que conforman la Crecida Máxima Probable (CMP) en Salto Grande. A esta conclusión se arribó analizando el objetivo final del estudio, que era el análisis de las condiciones más desfavorables en Salto Grande. En ese sentido, la condición más desfavorable para Salto Grande con mal tiempo está signado por la rotura de una (o más presas) en Brasil durante el peor evento meteorológico para

Salto Grande. Y el peor evento meteorológico para Salto Grande es precisamente el que provoca la CMP.

Para ambas situaciones de buen y mal tiempo se asumió que el nivel inicial en cada embalse sería un valor intermedio entre el máximo normal y el mínimo operacional. Se hipotizó además cómo operaría el sistema de compuertas una vez que se rompe la presa de aguas arriba, es decir, conocido el dato de que la presa aguas arriba ha fallado, la adopción de una decisión inmediata para intentar reducir los niveles de las presas aguas abajo al máximo, de manera que el nivel de espera de la crecida sea el menor posible. De esa forma se tendría un volumen adicional para contrarrestar los efectos de la onda de crecida en los embalses ubicados aguas abajo. En ambas condiciones de rotura con buen y mal tiempo se asumió esa condición, es decir, que una vez que se conoce la rotura de la primera presa de aguas arriba, se considera que todos los órganos de descarga de las presas que se sitúan aguas abajo se abrirán para permitir disminuir sus niveles. Es por ello que al inicio de la modelación, sobre todo en situación de buen tiempo, se tienen caudales elevados en las presas aguas abajo, aún cuando la onda de crecida no haya llegado.

Para completar los escenarios estudiados para el PADE de Salto Grande caben mencionar los siguientes (algunos no implican la rotura de la presa): Caudal de condición hidráulica mínima; Caudales de operación durante la crecida de 1997/98; Caudales de operación durante una crecida con tiempo de retorno de 100 años; Caudales de operación durante una crecida con tiempo de retorno de 1000 años; Rotura de las presas en Brasil con mal tiempo y propagación con buen tiempo; Desembalses rápidos para tres condiciones de cota de embalse, con buen tiempo y con mal tiempo; Escenario aguas abajo con la tormenta de 1959; Simulaciones en régimen permanente para 8 caudales entre 20000 m³/s y 90000 m³/s.

A modo de ejemplo se presentarán en este artículo los resultados de dos escenarios, que son los más significativos por la magnitud de las obras analizadas.

Rotura de Barra Grande con buen tiempo

La presa de Barra Grande es una de las situadas más aguas arriba (Ver Figura 1) y contiene el embalse de mayor capacidad (Ver Tabla 1). La presa tiene 655 m de longitud y 185 m de altura.

En la Tabla 3 y en se presentan los resultados de la simulación de este escenario. Para facilitar la lectura de la tabla, se resaltan las presas que fallan.

Tabla 3: Resumen de resultados para el escenario de Rotura de Barra Grande con Buen Tiempo

	Presa							
	Barra Grande	Campos Novos	Unión Pelotas y Canoas	Machadinho	Itá	Passo Fundo	Unión Pelotas y Canoas	Foz de Chapecó
Cota de cresta [m]	687.82	666.00	-	485.50	377.00	601.00	-	268.00
Profundidad del overtopping [m]	-	-	-	1.36	0.25	-	-	6.86
Cota alcanzada aguas arriba [m.s.n.m.]	683.02	660.01	511.00	486.86	377.25	598.80	292.24	274.86
Cota alcanzada aguas abajo [m.s.n.m.]	565.13	511.28	511.00	409.10	324.84	556.09	292.24	267.54
Nivel máximo aguas arriba [m]	191.07	190.01	60.00	127.36	127.25	44.80	66.23	56.52
Nivel máximo aguas abajo [m]	73.18	41.28	60.00	49.60	74.84	2.09	66.23	52.54
Caudal máximo [m ³ /s]	270,842	560	202,166	187,703	182,718	100	160,494	152,761
Tiempo al pico [hs:min]	00:00	-	02:29	03:42	07:27	-	11:53	15:10
Distancia recorrida por la onda [m]	0	-	48,000	115,962	264,174	-	323,924	395,536
Celeridad de la onda [m/s]	0.00	-	5.37	8.71	9.85	-	7.57	7.24

Se simuló la propagación del hidrograma provocado por la rotura de Barra Grande a lo largo del río Pelotas y posteriormente del río Uruguay, hasta llegar a la presa de Salto Grande.

La propagación se realizó con el programa HEC-RAS. La onda de rotura de la presa de Barra Grande es de tal magnitud que, aún en la situación de buen tiempo, provoca aguas abajo la rotura de las presas de Machadinho, Itá y Foz do Chapecó.

En la la Figura 7 se muestran los hidrogramas más significativos de este escenario.

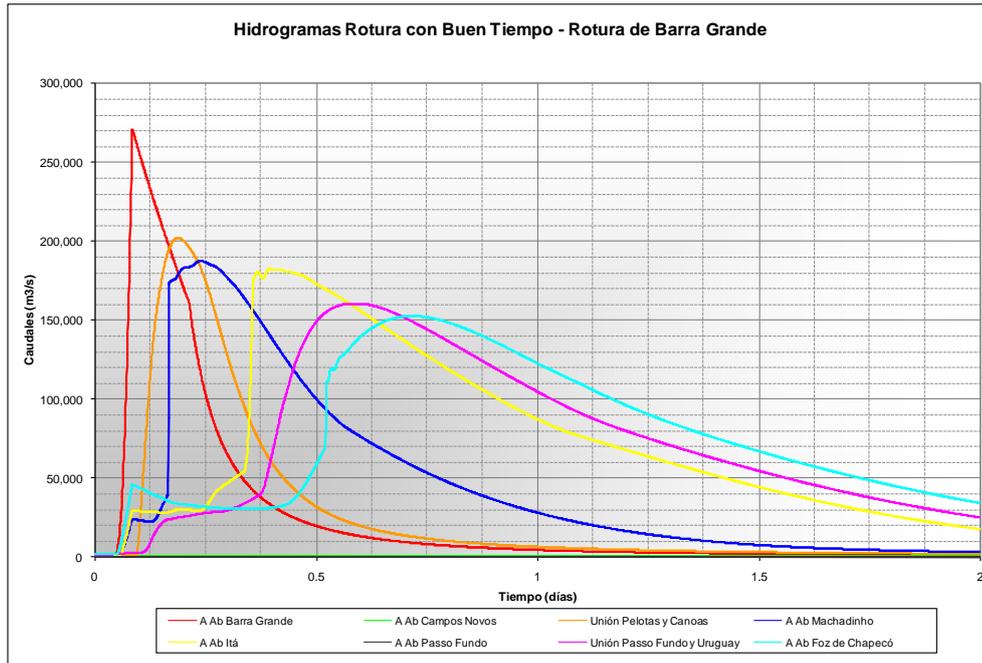


Figura 7. Resumen de resultados para el escenario de Rotura de Barra Grande con Buen Tiempo

Se observa que el caudal máximo aguas abajo de Barra Grande alcanza los 271000 m³/s y que el caudal máximo aguas abajo de Foz do Chapecó es de 153000 m³/s.

Como resultado de la propagación en el río Uruguay entre Foz do Chapecó y Paso de los Libres, en las condiciones de buen tiempo descritas anteriormente, el hidrograma resulta el indicado en la Figura 8.

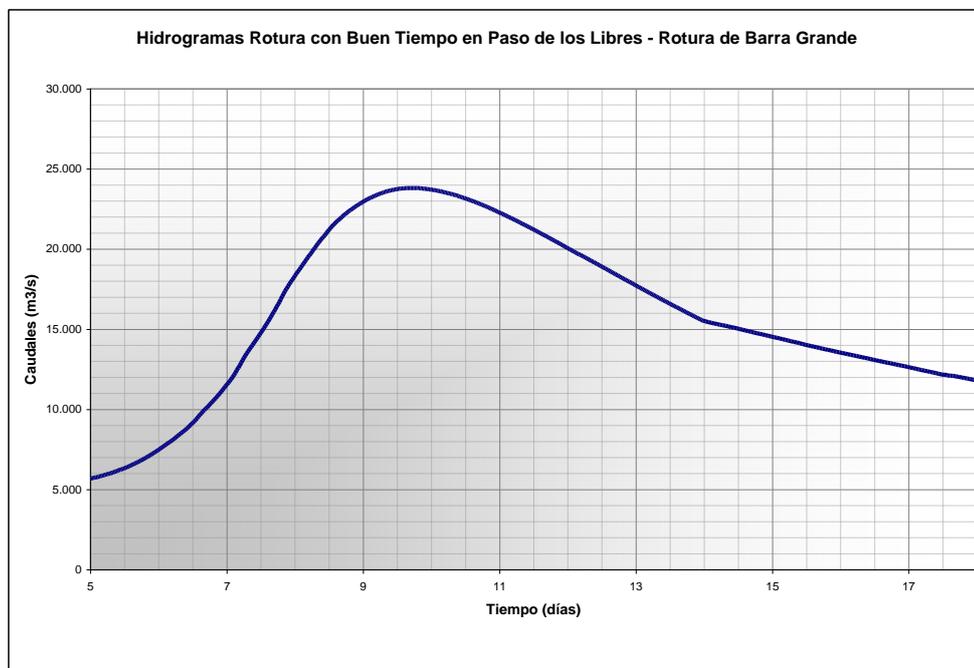


Figura 8: Hidrograma en Paso de los Libres - Escenario de Rotura de Barra Grande con buen tiempo

Se puede observar que en este escenario el caudal máximo resultante en Paso de los Libres es de 23800 m³/s. Este valor es menor que el máximo caudal observado en este lugar debido a causas naturales y por ese motivo no es necesario continuar la propagación hasta Salto Grande porque la rotura de Barra Grande con buen tiempo no causaría una creciente de importancia en Salto Grande.

Rotura de Barra Grande con mal tiempo

En la Tabla 4 se presentan los resultados de este escenario. Para facilitar la lectura de la tabla, se colorean las presas que fallan.

Tabla 4: Resumen de resultados para el escenario de Rotura de Barra Grande con Mal Tiempo

	Presa							
	Barra Grande	Campos Novos	Unión Pelotas y Canoas	Machadinho	Itá	Passo Fundo	Unión Passo Fundo y Uruguay	Foz de Chapecó
Cota de cresta [m]	687.82	666.00	-	485.50	377.00	601.00	-	268.00
Profundidad del overtopping [m]	-	-	-	2.53	0.32	-	-	6.95
Cota alcanzada aguas arriba [m.s.n.m.]	683.03	660.02	512.35	488.03	377.32	598.04	295.27	274.95
Cota alcanzada aguas abajo [m.s.n.m.]	571.46	512.81	512.35	410.25	326.26	560.58	295.27	272.27
Nivel máximo aguas arriba [m]	191.08	190.02	61.35	128.53	127.32	44.04	69.26	59.95
Nivel máximo aguas abajo [m]	79.51	42.81	61.35	50.75	76.26	6.58	69.26	57.27
Caudal máximo [m ³ /s]	277,646	3,504	214,730	196,702	186,605	1,883	181,752	181,701
Tiempo al pico [hs:min]	0:00	-	2:47	3:33	7:31	-	11:57	15:09
Distancia recorrida por la onda [m]	0	-	48,000	115,962	264,174	-	323,924	395,536
Celeridad de la onda [m/s]	-	-	4.79	9.07	9.76	-	7.53	7.25

La capacidad de los órganos de descarga en Barra Grande combinada con la laminación de la creciente a través del embalse permite el paso de la crecida CMP sin producir el sobrepaso de la presa. Para simular este escenario se forzó la rotura de la presa en la condición de ocurrencia del pico de crecida, aún cuando no existiera sobrepaso.

La onda de rotura de la presa de Barra Grande es de tal magnitud que, en la situación de mal tiempo, provoca aguas abajo la rotura de las presas de Machadinho, Itá y Foz do Chapecó.

En la Figura 9 se muestran los hidrogramas más significativos de este escenario.

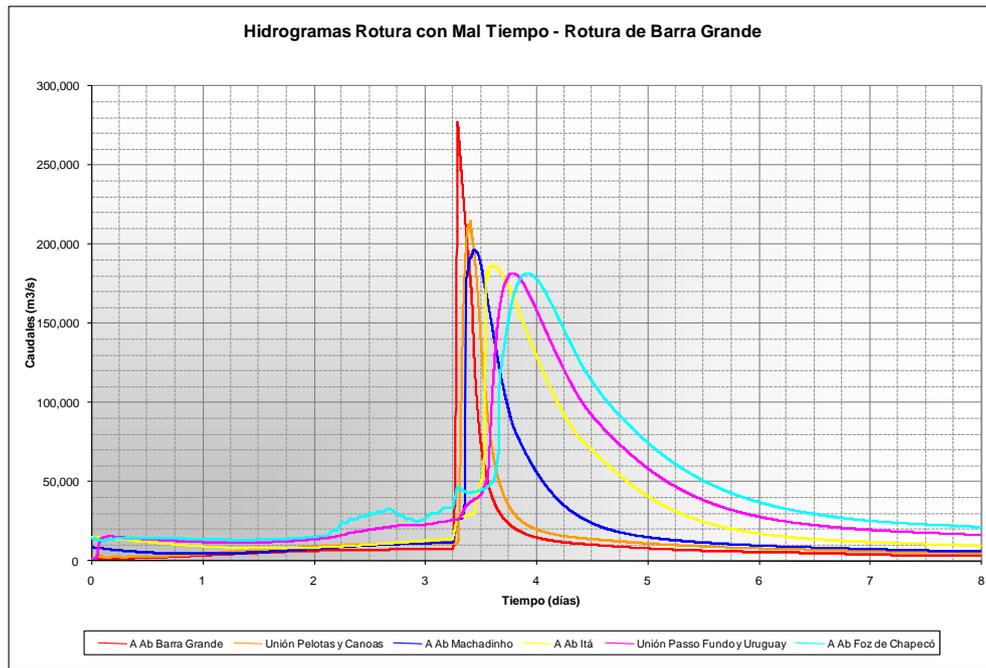


Figura 9: Resumen de resultados para el escenario de Rotura de Barra Grande con Mal Tiempo

Se observa que el caudal máximo aguas abajo de Barra Grande alcanza los 277000 m³/s y que el caudal máximo aguas abajo de Foz do Chapecó es de 181000 m³/s.

En la Figura 10 se muestra el hidrograma en Federación para este escenario.

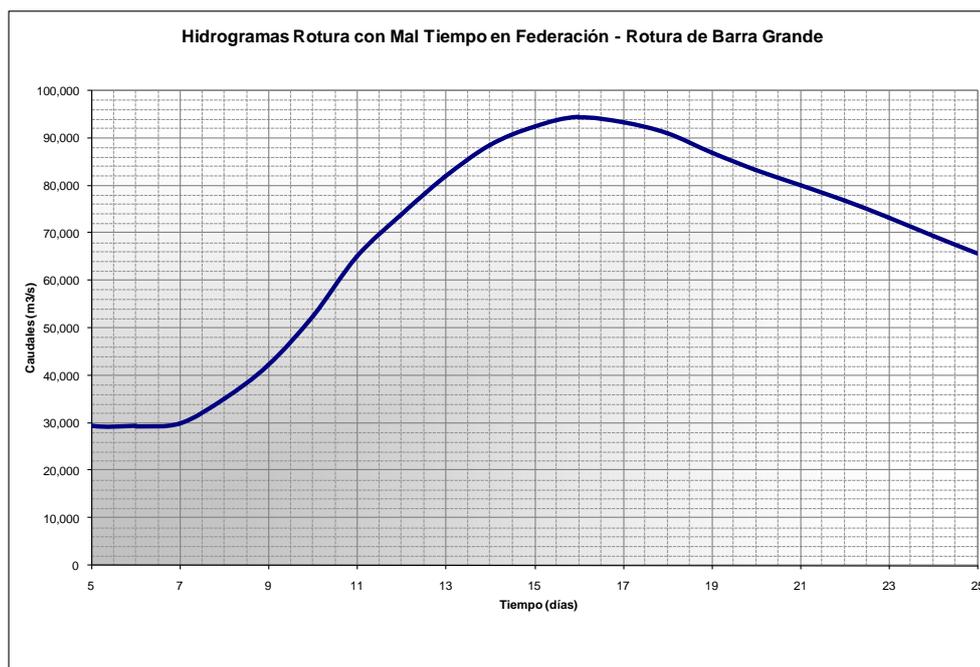


Figura 1: Hidrograma en Federación - Escenario de Rotura de Barra Grande con Mal Tiempo

Este hidrograma resulta obviamente superior al causado por la CMP en Salto Grande y se convierte por lo tanto en el peor escenario posible para Salto Grande, provocando la rotura de esta presa.

CONCLUSIONES

El trabajo realizado permitió analizar una serie de escenarios conducentes a la definición del Plan de Acción Durante Emergencias (PADE) de la presa binacional de Salto Grande.

Se intentó reducir la incertidumbre acerca del modo en que rompen las presas tipo CFRD realizando una amplia revisión bibliográfica con vistas a definir los parámetros que definen la formación de las brechas de rotura más probables sobre ese tipo de paramentos.

En el escenario de rotura de la presa de Barra Grande con mal tiempo implica la rotura tipo “dominó” de las siguientes presas de aguas arriba: Machadinho, Itá y Foz do Chapecó, con formación de una onda de crecida cuyo pico sería del orden de 181000 m³/s aguas abajo de Foz do Chapecó, arribando a la represa de Salto Grande una crecida del orden de 94000 m³/s que implicaría la rotura de esta presa.

En relación con la condición de rotura de la presa de Barra Grande con buen tiempo, ésta implica también la rotura aguas abajo de las presas de Machadinho, Itá y Foz do Chapecó y el caudal máximo aguas abajo de Foz do Chapecó es de 153000 m³/s. Sin embargo, esta onda de crecida propagándose por el río Uruguay en condición de buen tiempo, llega a Paso de los Libres muy atenuada (23800 m³/s) y por lo tanto puede ser perfectamente laminada en el embalse de Salto Grande.

Se concluye en la relevancia que implica desarrollar y mantener actualizado el PADE de esta obra binacional, del mismo modo en que debería extenderse el criterio a todas las obras de almacenamiento que poseen influencia sobre las cuencas hidrográficas del país.

BIBLIOGRAFIA

- Alonso F., Peuser G., Bertoni J.C., Menajovsky S.** “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presas de tipo CFRD (Concrete Faced Rockfill Dams)”, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, 15 pgs., Neuquén, 2010.
- Alonso F., Peuser G., Bertoni J.C., Menajovsky S.** 2011 “Revisión de Antecedentes de Rotura de Presas de Tipo CFRD”, XXIII Congreso Nacional del Agua, Resistencia, Chaco, 14 pgs., Junio de 2011, ISSN 1853-7685, <http://www.conagua2011.com.ar/dsite/actas/Hidraulica.pdf>.
- Wahl T.L.** 1998 “Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A literature Review and Needs Assessment”. Dam Safety Research Report. U.S. Department of the interior. Bureau of Reclamation. Dam Safety Office.
- Zhang L.M., Chen Q.** 2006 “Seepage Failure Mechanism of the Gouhou Rockfill Dam during reservoir water infiltration” en Soils and Foundations Vol.46, N° 5, p.557-568, Oct. 2006. Japanese Geotechnical Society.