

Laboratorio de Hidráulica Aplicada

SALTO GRANDE

LABORATORIO DE HIDRÁULICA



INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS

ESTUDIO SOBRE MODELO FISICO GENERAL DE
LAS OBRAS DE SALTO GRANDE
INFORME FINAL

L.H.A. 9-013-75

Dr. Raúl A. LOPARDO
Ing. Fernando J. ZARATE

Supervisión:
Dr. Moisés S. BARCHILON
Director
Dr. Alfonso PUJOL
Vicedirector

EZEIZA, setiembre de 1975

INDICE

	Página
INTRODUCCION	1
1.- DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS	2
1.1.- Disposición general	3
1.2.- Descripción de obras civiles	4
1.2.1.- Vertedero	4
1.2.2.- Centrales	4
1.2.3.- Otras estructuras	5
2.- DETALLES TECNICOS DEL MODELO	6
2.1.- Documentación utilizada	7
2.1.1.- Relevamientos	7
2.1.2.- Aforos	8
2.2.- Similitud	11
2.3.- Equipamiento e instrumentación	13
2.3.1.- Dimensiones del modelo	13
2.3.2.- Sistema de alimentación	13
2.3.3.- Control de nivel	14
2.3.4.- Instrumental de medición	14
2.4.- Calibración de cauce fluvial	17
3.- CENTRALES	20
3.1.- Calibración de las unidades	21
3.2.- Taludes del lecho aguas arriba de las centrales	24
3.3.- Análisis del comportamiento del flujo de ingreso a las centrales	26
4.- DESCARGADORES DE FONDO	31
4.1.- Calibración de descargadores de fondo margen izquierda	32
4.2.- Funcionamiento de descargadores de fondo definitivos	35
4.3.- Comportamiento del cuenco de disipación	38

	Página
5.- ALIVIADERO	39
5.1.- Pilar de separación central-vertedero	40
5.2.- Calibración de las obras de alivio	49
5.3.- Operación del embalse	54
5.3.1.- Estado N° 1	54
5.3.2.- Estado N° 2	55
5.3.3.- Estado N° 3	55
5.3.4.- Estado N° 4	56
5.3.5.- Estado N° 5	56
5.3.6.- Estado N° 6	57
5.3.7.- Estado N° 7	59
5.3.8.- Estado N° 8	60
5.4.- Agitación aguas abajo de la presa	62
6.- ESCLUSA DE NAVEGACION	67
6.1.- Obras representadas	68
6.2.- Experiencias realizadas	69
CONCLUSIONES	72
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	77
RECONOCIMIENTOS	79

INTRODUCCION

El Comité Operativo de la Comisión Técnica Mixta de Salto Grande ha encomendado, por contrato de fecha 1° de diciembre de 1972, al Laboratorio de Hidráulica Aplicada del INCYTH la realización de los estudios sobre modelo necesarios para verificar el funcionamiento general y particular de las estructuras que integran el proyecto de Salto Grande, y ajustar sus dimensiones y formas, para optimizar técnica y económicamente dichas estructuras.

El estudio se refiere al aprovechamiento hidroeléctrico del río Uruguay, mediante una presa con central generadora, situada a 17,2 Km aguas arriba del hidrómetro del puerto de Concordia.

El modelo general de las obras representa un tramo de río de 1,7 Km de longitud aguas arriba de la presa y 2 Km aguas abajo de la misma, y tiene por objeto el análisis del vertedero de evacuación, el funcionamiento de las centrales, el estudio de los descargadores de fondo y la apreciación de las condiciones de la navegación en la entrada de la esclusa de Ayuí.

En ese mismo modelo general, y previamente al estudio conjunto tridimensional de las obras antes señaladas, se estudiaron las fases o etapas de construcción de la presa de Ayuí (1) (2) (3).

Paralelamente se ha realizado el ensayo bidimensional en canal vidriado del vertedero (4), a efectos de analizar las presiones sobre su carpeta, optimizar el diseño de las pilas y verificar el funcionamiento del lecho amortiguador.

1 - DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS

1.1.- DISPOSICION GENERAL

La represa de Salto Grande es una obra de aprovechamiento o uso múltiple sobre el río Uruguay, a la altura de la zona de Ayuí, dieciocho kilómetros al norte de las ciudades de Concordia y Salto (Figura N° 1). La presa, situada aguas abajo del Salto Grande propiamente dicho, dista en línea recta 520 Km de Montevideo y 370 Km de Buenos Aires.

Las obras, de acuerdo con el proyecto de la firma consultora MAIN y Asociados, permitirán implantar un aprovechamiento hidroeléctrico, con la creación de un embalse cuya cota normal se ha fijado en + 35,00 por sobre el cero del Riachuelo.

Desde margen uruguaya la obra estará compuesta de los siguientes elementos:

- un dique de tierra
- un descargador de fondo
- una unidad de sobreequipamiento
- seis unidades de central
- diecinueve vanos de vertedero operativo
- seis unidades de central
- una unidad de sobreequipamiento
- un descargador de fondo
- una esclusa de navegación
- un dique de tierra

La disposición de las estructuras de hormigón ubicadas en el cauce del río, es esquematizada en la Figura N° 2, donde se numeran las unidades y vanos vertederos de forma de ser identificados en el desarrollo posterior del texto.

1.2.- DESCRIPCION DE OBRAS CIVILES

El proyecto de las partes funcionales de la obra puede ser descrito a grandes rasgos de la siguiente manera:

1.2.1.- VERTEDERO

Un vertedero ubicado en el centro del río, formado por diecinueve vanos de 15,30 m de luz libre con una longitud total de 375 m, que descargan en un lecho amortiguador y se equipan para su funcionamiento operativo con compuertas radiales de 18 m de altura. Inicialmente, la estructura de doce vanos del vertedero que será utilizada durante la segunda etapa de desvío del río, presenta un umbral rebajado a cota + 6.50 de acuerdo a lo oportunamente surgido de estudios sobre modelo físico (2).

1.2.2.- CENTRALES

Dos centrales iguales, con 8 módulos de 29,50 m de largo y 236 m de longitud total, simétricamente ubicadas a los costados del vertedero.

Cada central consta de seis módulos para los turbogeneradores y dos módulos para las salas de montaje, además de un edificio separado de comando y servicios auxiliares. Debajo de cada uno de los módulos de las salas de montaje se ubicarán tres descargadores de fondo, pero uno de los módulos de cada sala es diseñado para que, una vez efectuado el montaje de sus 6 unidades, pueda albergar una unidad adicional de instalación futura. A esos efectos la entrada de los conductos se conformará idénticamente a las tomas de las unidades y se construirán las obras civiles del tubo de aspiración, que será provisoriamente sellado a nivel del descargador.

Las centrales hidroeléctricas, interconectadas, tendrán una potencia total instalada de 1.620.000 kilovatios y un promedio de producción anual energética de 6.460.000.000 kilovatios hora.

Cada central estará equipada con seis turbinas Kaplan de 135.000 kilovatios. Con la adición de las dos unidades suplementarias de sobreequipamiento, la potencia instalada se eleva a 1.890.000 kilovatios y la generación anual de energía a 6.700.000.000 kilovatios hora.

1.2.3.- OTRAS ESTRUCTURAS

Dos diques de materiales sueltos con revestimientos de escollera completarán el cierre del embalse entre las estructuras de hormigón y las dorsales del terreno en ambas orillas.

Un puente internacional, vial y ferroviario, se ha previsto del lado de aguas arriba sobre las estructuras de las centrales y el vertedero, que se prolonga sobre el coronamiento de los diques laterales para conectar los sistemas de transporte de ambos países.

Una esclusa de navegación sobre la margen argentina, aguas arriba de la presa, dimensionada para embarcaciones de 9 pies (2,74 m) de calado en un cuenco de 135 m por 24 m.

Un caudal de navegación de 13,5 Km de longitud sobre margen argentina, con otra esclusa en el retorno al río.

2 - DETALLES TECNICOS DEL MODELO

2.1.- DOCUMENTACION UTILIZADA

2.1.1.- RELEVAMIENTOS

La Comisión Técnica Mixta de Salto Grande ha puesto a disposición de este Laboratorio los planos de nivelación de la zona a reproducir en el modelo. Se trata de los planos DUA-108 y DUA-4, respectivamente en escalas 1:5.000 y 1:10.000, en los que se representa la planialtimetría del terreno, con curvas de nivel referidas al cero de nivelación general (cero del Riachuelo). En ellos puede apreciarse la batimetría del cauce fluvial y la topografía de las márgenes argentina y uruguaya.

Está representada en plano la poligonal de apoyo, materializada por puntos fijos ubicados en ambas márgenes. Esa poligonal recorre a cada lado del río líneas paralelas al mismo por la zona de barrancas, a cota + 10,00 aproximadamente. Están indicadas las distancias entre los puntos fijos de la triangulación, tanto longitudinales como transversales al río y los ángulos formados entre los lados de vinculación.

En el plano DUA-4 se han trazado dieciocho perfiles transversales al río, de la zona ubicada aguas abajo de la presa. Cada perfil tiene referencias precisas respecto de la poligonal de apoyo y puede reproducirse en planta con total seguridad. En una serie de planillas adjuntas, que obran en poder de este Laboratorio, se detalla para cada perfil transversal su ubicación en planta respecto de la poligonal de apoyo y el valor de cada cota a determinada distancia lineal del punto de encuentro correspondiente. Ello implica la posibilidad de reproducir por secciones, la altimetría transversal total del cauce y sus márgenes hasta cotas que oscilan entre + 20,00 y + 25,00, en la zona de aguas abajo de la presa.

No existiendo planilla de perfiles para el tramo ubicado aguas arriba de la presa, se calcularon planillas similares a las entregadas por la C.T.M. a partir de las curvas de nivel representadas en el plano DUA-4 a fin de compatibilizar los elementos disponibles para la construcción del modelo.

2.1.2.- AFOROS

La Comisión Técnica Mixta de Salto Grande ha provisto a este Laboratorio de un conjunto de aforos realizados entre los perfiles 750-800. Los planos donde se detallan dichos aforos son DUC-18, DUC-19, DUC-20, DUC-21, DUC-26, DUC-30, DUC-34 y DUC-35.

Los gastos aforados abarcan un intervalo que va desde 613 m³/s hasta 12.834 m³/s, habiéndose determinado para cada uno de ellos entre diez y treinta verticales de aforo, con ocho medidas de velocidad por cada vertical en promedio.

El detalle general de la información recibida se presenta en la Tabla N° 1 adjunta, aclarándose que todos los aforos corresponden a fecha mayo de 1950.

La información existente permite también reproducir los perfiles de velocidad en coincidencia con cada vertical. Se detallan además las características geométricas de la sección de escurrimiento (ancho, área y radio hidráulico) y las curvas correspondientes a velocidades superficiales, medias y de fondo para cada gasto.

Los datos referidos a pendientes y características rugosas del prototipo, se encuentran graficados en el plano DUC-119 para distintas alturas hidrométricas de perfiles en la zona de aforos (perfiles 400 al 850).

Los datos respecto de la pendiente de la superficie libre en el prototipo vinculados a los gastos aforados (entre 27.010 m³/s y 14.500 m³/s) y a las alturas de agua en el perfil 800 se detallan en la Tabla N° 2.

TABLA N° 1

Perfil de Aforo	Plano	Aforo N°	Verticales Tomadas	Q protot. (m ³ /s)	$V_m = \frac{Q}{A}$ (m/s)	Lectura Escala (media)
750-800	DUC-18	2	12	12.834	1,622	12,302
750-800		3	16	12.000	1,620	11,695
750-800	DUC-19	4	14	11.638	1,583	11,775
750-800		5	14	10.628	1,529	11,375
750-800	DUC-20	6	11	10.722	1,641	11,128
750-800		13	12	7.230	1,457	9,240
750-800	DUC-21	7	15	10.818	1,607	11,100
750-800		21	21	4.056	1,248	7,382
750-800	DUC-26	18	11	5.252	1,316	8,150
750-800		16	14	5.894	1,400	8,410
750-800	DUC-30	25	12	2.249	1,065	6,115
750-800		28	20	1.851	0,914	6,013
750-800	DUC-34	35	30	950	0,673	5,230
750-800		--	25	4.848	1,289	7,910
750-800	DUC-35	41	19	613	0,546	5,000
750-800		31	24	1.437,6	0,871	5,635

TABLA N° 2

Q (m ³ /s)	i ($\frac{\text{cm}}{\text{Km}}$)	H _p 800 (m)
2.710	34,9	6,515
2.910	34,5	6,654
4.395	31,2	7,594
4.800	30,0	7,853
4.995	28,7	7,955
5.700	29	8,395
7.875	25,2	9,625
11.800	21	11,805
14.500	18	13,20

2.2.- SIMILITUD

El equilibrio dinámico de una partícula líquida en una corriente se establece bajo la acción de las siguientes fuerzas fundamentales: peso, inercia, viscosidad, energía superficial y rozamiento.

En el estudio de modelos habituales de obras hidráulicas como el de Salto Grande, la viscosidad y la energía superficial pueden despreciarse, pues es perfectamente marcado el predominio de las fuerzas gravitacionales.

En esas condiciones, el modelo y el prototipo serán hidrodinámicamente semejantes si, guardándose la similitud geométrica, se cumple la invariabilidad del número de Froude,

$$F = \frac{v^2}{gh} \quad ,$$

relación que liga velocidades y dimensiones lineales.

Designando e_L a la escala de longitudes definida como longitud del modelo dividida por longitud homóloga del prototipo, la condición de semejanza de Froude permite obtener las escalas de velocidades e_v y de tiempo e_t :

$$e_v = e_t = e_L^{1/2} \quad ,$$

y la escala de gastos líquidos

$$e_Q = e_L^{5/2} \quad .$$

En este caso, modelo y prototipo deben ser geoméricamente semejantes, lo que involucra la existencia de una única escala de longitudes.

De acuerdo con condiciones contractuales establecidas, el modelo debió respetar una escala de longitudes $e_L = 1:125$, que es suficientemente generosa en relación con el carácter y dimensiones del estudio.

Teniendo en cuenta las relaciones arriba expuestas resultan:

- escala de longitudes $e_L = 1:125$
- escala de velocidades y tiempos $e_v = e_t = 1:11,18$
- escala de gastos $e_Q = 1:174.693$

En los ensayos de desvío del río, el efecto de rugosidad del cauce ha sido considerado de importancia. En modelos que reproducen cortos tramos de ríos puede desprejarse este efecto pero, en todo caso, se requiere una calibración previa.

Si se tuvieran en cuenta las fuerzas de rozamiento, debería tenerse presente que, además de la condición de Froude, sería necesario el cumplimiento de la igualdad de coeficientes C de Chezy de prototipo y modelo.

$$e_C = 1 ,$$

lo que implica una escala de rugosidades de Manning

$$e_n = e_L^{1/6} ,$$

es decir

$$e_n = 1:2,236 .$$

Es indudable que las pérdidas de energía deben ser proporcionales al cuadrado de la velocidad, lo que implica la condición de escurrimiento turbulento rugoso. En este modelo, con gastos que superen los $4.800 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo se obtienen números de Reynolds tales que aseguran el cumplimiento de la condición citada.

2.3.- EQUIPAMIENTO E INSTRUMENTACION

2.3.1.- DIMENSIONES DEL MODELO

Las dimensiones lineales del modelo han sido dadas por obligaciones contractuales, resultando para la escala elegida de 1:125 una longitud de 29,60 m en la dirección de la corriente.

Definiendo un ancho general a representar de 2750 m de prototipo, indispensables para reproducir adecuadamente los márgenes en toda su extensión hasta cota + 35 con cierto exceso, resultó una dimensión de 22,00 m en el modelo.

El total del modelo queda pues inscripto en un rectángulo de 29,60 x 22,00, que ocupa la parte central de la Nave N° 6 de este Laboratorio, destinada a ensayos sobre modelo hidráulico.

Siendo el máximo gasto de crecida en prototipo a ensayar de 70.000 m³/s, la aplicación de la escala correspondiente lleva a considerar para el modelo la necesidad de alimentarlo con 332 l/s.

2.3.2.- SISTEMA DE ALIMENTACION

La Nave N° 6 de este Laboratorio posee un sistema general de distribución de agua a presión y una red interconectada de canales - cisterna que permite alimentar individualmente cada modelo.

El modelo fluvial de Salto Grande requiere un sistema mixto de alimentación, que utiliza el sistema de bombeo general para grandes gastos y un circuito particular para los más pequeños.

El sistema general de bombeo consta de una cisterna de 125 m³ de capacidad, duplicable con la red de canales, un conjunto de cuatro bombas centrífugas que suman 275 l/s y un tanque de nivel constante de 25 m³ de volumen útil que regula el gasto invariable con una precisión superior al 1%. Dicho tanque posee cuatro bajadas independientes de 10 pulgadas cada una, que eliminan el efecto de posibles variaciones de gasto en ensayos simultáneos de varios modelos. Una de esas tuberías de 10 pulgadas de diámetro se conectó al modelo en un cuenco

de tranquilización donde se consiguió guiar adecuadamente los filetes líquidos que ingresan con alta velocidad.

El pasaje del agua al modelo propiamente dicho se produce por un sistema de nido de abejas materializado con ladrillos huecos a efectos de regularizar y direccionar el escurrimiento y provocar una adecuada pérdida de energía. Este modelo ha sido puesto a punto para el estudio de desvío del río (1), agregando un nuevo tranquilizador en el ingreso al modelo.

Para gastos que no excedan de 13.000 m³/s en prototipo se utilizó una bomba axial que aspira el gasto en un canal vecino al modelo llevándolo a un sistema de medición por vertedero Rehbock de 0,60 m de longitud de cresta, que eroga sobre el cuenco de tranquilización, previamente descripto.

Para gastos mayores, y al utilizarse el sistema general, la medición de gastos fue realizada a la salida del modelo con un nuevo vertedero Rehbock de 1,20 m de longitud de cresta, instalado en el canal de retorno.

2.3.3.- CONTROL DE NIVEL

El control de los niveles de agua, se realizó mediante una compuerta móvil ubicada en el límite de aguas abajo del modelo. Dicha compuerta móvil permitió para cada gasto, establecer una altura de agua tal, que se verifique en el modelo la ley H-Q dada para el prototipo. Para este estudio se ha dotado al sistema de un tornillo de regulación con calibre incorporado, a efectos de realizar el control de nivel por posición de la compuerta, ya que en el perfil 800 existe una perturbación cuando se producen las evacuaciones del vertedero.

2.3.4.- INSTRUMENTAL DE MEDICION

Los niveles de agua a medir para los escurrimientos permanentes en el modelo fueron tomados en puntos fijos utilizándose limnímetros tipo "Delft" para las lecturas, en tubos piezométricos ubicados

exteriormente al modelo. Estos instrumentos permiten obtener lecturas con error no mayor de una décima de milímetro, equivalente a 1,25 cm del prototipo. Se han instalado cinco tomas para poder así conocer el nivel en el embalse, en dos puntos de interés cercanos a las obras, en el perfil 800 y en la zona límite aguas abajo.

La lectura de otros niveles ha sido obtenida por registro de un limnómetro ubicado sobre el carro de medición, nivelado respecto al cero del modelo.

Para la medición de velocidades de escurrimiento se ha utilizado un micromolinete tipo "Delft", considerado como instrumento de avanzada en su tipo, con error no mayor del 2% en bajas velocidades y precisión creciente para valores más elevados, del orden de los registrados en la mayoría de los ensayos realizados.

El instrumento posee un indicador electrónico de ciclos por segundo, que ha sido conectado a un multímetro digital que permite obtener valores numéricos integrados cada diez segundos.

Con metodología de medición, en cada ubicación del molinete se tomaron tres integraciones consecutivas de diez segundos cada una, adoptando como velocidad del punto considerado el promedio de las tres lecturas realizadas.

El registro de líneas de corriente para definir redes de flujo se realizaron por exposición fotográfica mediante el uso de una cámara Hasselblad con objetivo Distagon y película de 400 ASA de sensibilidad.

Desde un punto ubicado sobre el modelo se han fotografiado trayectorias de flotadores (elementos de plástico o simples recortes de cartulina), obteniéndose en algunas tomas las redes de escurrimiento y en otras, una interpretación de la distribución de velocidades superficiales.

La medición de altura de olas provenientes de las descargas del aliviadero fue realizada mediante un instrumento especialmente di

señado y construído en este Laboratorio. Se trata de un transductor que por conductividad envía una señal registrable en rangos de 0,5 a 50 cm de altura de agua y con $\pm 2\%$ de linealidad.

2.4.- CALIBRACION DEL CAUCE FLUVIAL

Un modelo físico planteado dentro del marco de la similitud de Froude perfecta genera la incógnita acerca de su comportamiento respecto de las fuerzas de rozamiento provenientes de la rugosidad del lecho fluvial.

Si bien el análisis de escalas detallado en el parágrafo 2.2 prevé el buen comportamiento del modelo en cuanto a la escala de coeeficientes de rugosidad de Manning, se considera en general indispensable el control de la pérdida de energía mediante ensayos de calibración.

Se trata de verificar el comportamiento de la pendiente superficial del río, requiriéndose para ello datos confiables en cantidad suficiente del prototipo. En ese sentido, se han adoptado los resultados descriptos en la Tabla N° 2.

Para la verificación en el modelo, se fija en escala un gasto del prototipo existente en la citada Tabla, con su nivel de agua correspondiente en el perfil 800, controlándose la pendiente de la superficie libre entre los extremos del modelo.

Se realizaron siete ensayos de este tipo, con gastos diferentes que abarcan el espectro de valores que va de 2.710 m³/s a 14.500 m³/s, para los que existen datos del prototipo con los que se puede establecer comparación.

Los resultados se presentan en la adjunta Tabla N° 3 del presente informe.

De los valores que se obtuvieron en los ensayos se desprende que las pendientes son levemente menores en el modelo que en el prototipo. Si bien las diferencias están dentro del orden de los errores de medición, tanto del prototipo como del modelo, resulta sistemático que las pendientes de este último representan en defecto siempre sus homólogas de la naturaleza, indicando que su comportamiento es algo más "liso" que el del río.

Considerando la magra diferencia entre pendientes, su escasa influencia en los estudios de embalse y la dificultad práctica de ajustar valores tan cercanos, se ha adoptado la condición existente como aceptable a los efectos del ensayo sobre modelo.

Por otra parte, el modelo acusa correctamente las tendencias hidrodinámicas del prototipo, en cuanto a distribución de velocidades y escasas variaciones del coeficiente de rugosidad en función del tirante.

Se presentan en gráficos adjuntos (Figura N° 3 y Figura N° 4) las variaciones de la velocidad media y el coeficiente "n" de Manning respectivamente en función del gasto y el nivel de agua, de acuerdo con la Tabla N° 4. Es de destacar que los valores dados al coeficiente "n" son medios a lo largo del tramo de río representado en el modelo.

TABLA N° 3

GASTO Q (m ³ /s)	ALTURA H800 (m)	PENDIENTE MOD. I _m (cm/Km)	PENDIENTE PROT. I _p (cm/Km)	ERROR
2.710	6,515	33,00	34,9	-5%
4.395	7,594	30,26	31,2	-3%
4.800	7,853	28,90	30,0	-4%
5.700	8,395	27,00	29,0	-7%
7.875	9,625	23,90	25,2	-5%
11.800	11,805	20,40	21,0	-3%
14.500	13,200	17,60	18,0	-3%

TABLA N° 4

ALTURA H800 (m)	GASTO Q (m ³ /s)	VEL. MEDIA U (m/s)	RADIO HIDR. R (m)	PENDIENTE I (cm/Km)	COEFICIENTE 1/n
6,575	2.710	1,11	2,80	33,00	30,77
7,594	4.395	1,26	3,80	30,26	29,76
7,853	4.800	1,29	4,05	28,90	29,94
8,395	5.700	1,36	4,60	27,00	29,94
9,625	7.875	1,49	5,80	23,90	29,80
11,805	11.800	1,62	7,30	20,40	30,12
13,200	14.500	1,64	8,15	17,60	30,50

3 - CENTRALES

3.1.- CALIBRACION DE LAS UNIDADES

De acuerdo con lo solicitado en el programa de ensayos propuesto por los proyectistas, resultó indispensable la posibilidad de regular los gastos erogados por cada unidad de central. A tal fin se reprodujeron en el modelo los contornos de toma y salida del tubo de aspiración, quedando así formado un recinto estanco donde se instaló un dispositivo especialmente diseñado para el control del flujo pasante.

Ante la necesidad de obtener un sistema de regulación con maniobra de respuesta proporcional al grado de apertura de la válvula interpuesta, se adoptó el dispositivo que se muestra en la Figura N° 5 donde el caudal erogado depende de los siguientes parámetros:

$$Q = n \cdot K \cdot A \cdot \sqrt{H_1 - H_2}$$

siendo

n = número de unidades en funcionamiento

K = coeficiente de proporcionalidad a determinar

A = grado de apertura

H₁ = nivel medido aguas arriba de la obra

H₂ = nivel medido aguas abajo de la obra

La metodología seguida durante la realización de los ensayos de calibración es la que a continuación se detalla:

- Se fijó una apertura A (medida en número de vueltas)
- Se reprodujo un gasto Q constante, regulándose mediante la compuerta de salida del modelo general el nivel aguas abajo H₂ correspondiente a dicho gasto en el río.
- Una vez establecido el régimen se determinó el nivel aguas arriba de la obra H₁.

Se operó el modelo de forma que tanto el intervalo de gastos Q como el rango de desniveles AH = H₁ - H₂ obtenidos, se ajustaron a los de posible ocurrencia en el prototipo, de acuerdo a la información dada por los proyectistas (Figura N° 6).

Los seis ensayos efectuados en estas condiciones se presentan en la Tabla N° 5, donde puede apreciarse que la discrepancia respecto

del K promedio no supera el 1,7%.

Debido a esta condición se estimó satisfactorio considerar pa
ra los ensayos que involucren operación de centrales un coeficiente
de gasto constante.

TABLA N° 5

GASTO PROTOTIPO	APERTURA VALVULA MODELO	COTA EMBALSE	COTA AGUAS ABAJO	DESNIVEL	COEF. DE GASTO	DESVIAC. PORCENTUAL
Q (m ³ /s)	(N° vuel.)	H1 (m)	H2 (m)	h (m)	K (m ^{5/2} /s)	$\frac{K_i - \bar{K}}{R}$
6781,5	4	35,69	9,16	26,53	27,43	0,48
5180,3	3	34,90	8,22	26,68	27,86	1,11
8004,4	5	34,13	9,85	24,28	27,08	1,72
4630	3	28,97	7,89	21,08	28,01	1,66
5906,8	4	34,50	8,66	25,84	27,66	0,39
7305,8	5	34,06	9,46	24,60	27,28	0,99

COEFICIENTE PROMEDIO $\bar{K} = 27,55$

3.2.- TALUDES DEL LECHO AGUAS ARRIBA DE LAS CENTRALES

La investigación realizada sobre la influencia de la pendiente del lecho de ingreso a las centrales fue motivada por la necesidad de constatar, a pedido del proyectista, su adecuado funcionamiento.

Se consideró que un talud descendiente demasiado abrupto podría ser motivo de despegamientos del escurrimiento en contacto con el borde sólido. Ello generaría la instalación de circulaciones elementales cuyas pulsaciones transmitiría el flujo hasta el ingreso a las unidades.

La presencia de fluctuaciones del vector velocidad en la entrada de las máquinas resulta de por sí indeseable por las complicaciones que plantea a los dispositivos de regulación.

La pendiente original de proyecto del lecho en su aproximación a las unidades era de 1:2, lo que inicialmente se consideró como pendiente algo brusca.

A efectos de evaluar comparativamente el comportamiento de esta forma de aproximación se ensayaron además de la alternativa de proyecto un talud de ingreso muy tendido (1:5) y una combinación de ambas pendientes (variante solicitadas por los proyectistas). Las diferencias de conformación entre estas soluciones puede observarse en la Figura N° 7.

Las determinaciones se basaron en observaciones visuales de posibles despegamientos del flujo mediante el uso de colorantes y registro de fluctuaciones de velocidad por lecturas instantáneas del micromolinetete Delft. Dicho instrumento fue instalado para cada variante en diversos puntos sobre el lecho inclinado de aproximación y en la base de la entrada a las unidades.

De las experiencias realizadas en el modelo ha surgido que los tres casos estudiados no presentan diferencias apreciables. Sin embargo, y previendo la posibilidad de aparición de efectos de escala en el modelo, se recomienda que en caso de mantener los proyectistas el ta-

lud 1:2 propuesto, sea suavizado el encuentro entre el lecho horizontal del río y el talud de aproximación, que presentan puntualmente un cambio brusco de pendiente. A ese efecto, se ha ensayado con buen funcionamiento un pasaje intermedio, de pendiente 1:5 en una longitud de cinco metros, que se considera apto como forma de "redondeo" del encuentro vivo (Figura N° 7).

3.3.- ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL FLUJO DE INGRESO A LAS CENTRALES

Con las centrales calibradas en el modelo, se consideró de importancia verificar la influencia ejercida por los contornos geométricos de las pilas separadoras de unidades sobre las condiciones de ingreso en los tubos de aducción.

A fin de cuantificar los efectos inducidos sobre el flujo, se realizó un detallado relevamiento de las velocidades de ingreso a las unidades, determinándose en cada caso el promedio de las velocidades observadas y el máximo apartamiento registrado respecto de dicho promedio.

La velocidad promedio obtenida sirvió para contrastar la calibración de las unidades, verificándose para un gasto dado la relación

$$\frac{Q}{\Omega} = U_{med}$$

donde

Q = gasto total del río

Ω = sección de ingreso de las unidades en operación

U_{med} = velocidad promedio leída

Las fluctuaciones registradas fueron utilizadas para realizar el estudio comparativo de las distintas geometrías de los contornos de ingreso y definir el de mejor performance.

Las unidades se enumeran de 1 a 14 comenzando desde la margen argentina con la unidad de sobreequipamiento. Para cada central las bocas de toma se enumeran de I a III y la distribución de mediciones puntuales realizadas puede observarse en la Figura N° 8.

Para la medición de velocidades se ha utilizado un micromolinetete "Delft" que posee un indicador electrónico de ciclos por segundo, donde es posible observar el intervalo de fluctuación de las velocidades, mientras que el promedio se ha obtenido conectando el indicador a un multímetro digital que da valores digitales integrados cada diez segundos.

Los ensayos se realizaron con las unidades operando a gasto máximo $Q_{\text{máx}} \text{ central} = 620 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se analizó primeramente el comportamiento de las pilas separadoras de proyecto (Figura N° 9) ubicadas entre las unidades extremas (N° 1 y N° 14) y los descargadores de fondo definitivos habiéndose detectado fluctuaciones de las velocidades, a partir de la zona donde el pilar avanza hacia aguas arriba, que alcanzan valores de hasta el 100% para la posición 1 - III - F y 14 - I - D.

Este mismo fenómeno se producía en las unidades N° 2 y N° 13, atenuándose para las ubicadas hacia el centro de los grupos o sea las máquinas N° 3, N° 4 y N° 5 de margen argentina y las N° 10, N° 11 y N° 12 de margen uruguaya.

En la Tabla N° 6 se presentan los resultados de las mediciones realizadas.

Para eliminar las perturbaciones se modificó la geometría de los pilares ubicados entre el descargador definitivo de margen uruguaya y la unidad N° 14 y entre las unidades N° 13 y N° 14, adicionando a los pilares originales un contorno redondeado en toda la alzada, cuyo detalle se muestra en la Figura N° 10. En las pruebas realizadas con esta geometría, que se designa como M₁ (modificación 1) en la Tabla N° 6, subsistieron los problemas de fluctuaciones antes citados, amplificándose su magnitud tal como se resume dicha tabla.

Del análisis del fenómeno se concluyó que el avance hacia aguas arriba de las pilas separadoras era el que originaba una separación del flujo de aproximación lateral, creando una circulación adyacente a los pilares que se identificaba por un remolino intermitente en la superficie del agua.

En base a estas consideraciones se decidió probar el comportamiento hidrodinámico del contorno resultante de recortar en toda su alzada, eliminando la ménsula, los últimos dos pilares entre centrales según la línea A - B de la Figura N° 10.

Durante los ensayos efectuados con esta nueva condición se observó que si bien el flujo en las unidades N° 13 y N° 14 había mejorado notablemente, el fenómeno de fluctuación de velocidades se trasladaba a las unidades N° 11 y N° 12, en las que se había mantenido la alzada de proyecto de las pilas intermedias, localizándose en ellas la circulación antes encontrada en las unidades extremas. A la luz de estos resultados, se decidió recortar según la línea A - B los pilares separadores de todas las unidades ubicadas a la izquierda del límite internacional (lado uruguayo) designándose esta geometría como M2 en la Tabla N° 6.

Las pruebas efectuadas con esta configuración arrojaron buenos resultados, habiéndose amortiguado casi totalmente los pulsos de velocidad. En la Tabla N° 6 se aprecia que las fluctuaciones remanentes no superan el 10% del valor promedio de velocidad observada.

Debido a que debe proveerse de apoyo al puente carretero que integrará la obra, se probó el efecto que sobre el flujo de ingreso tendrían las ménsulas recortadas cuyas características pueden apreciarse en la Figura N° 11. Las investigaciones realizadas mostraron que estas ménsulas no son causa de alteraciones del flujo, manteniéndose estrictamente las condiciones observadas para la configuración anterior, sin ménsulas (5).

Según lo solicitado por la C.T.M. en la nota DT/5795/75 del 19/5/75, se efectuaron nuevas pruebas a fin de establecer las condiciones creadas en el ingreso a las unidades por la nueva geometría dada a las ménsulas de apoyo del puente carretero cuyo detalle se presenta en la Figura N° 12. De estos ensayos surge que el comportamiento del flujo es muy similar al obtenido con la ménsula corta (Figura N° 11) en las unidades no extremas, con un incremento notable de las fluctuaciones observadas en las bocatomas de las turbomáquinas N° 13 y N° 14 que alcanza valores del 100% de la velocidad promedio leída según detalle en la Tabla N° 1.

Este fenómeno se explica porque con la nueva geometría dada a los pilares separadores entre unidades de central reaparecen las circulaciones adyacentes a los mismos y por lo tanto se magnifican los pulsos de velocidad en la zona ubicada bajo la vertical del citado remolino.

Las medidas de velocidad fueron hechas en todos los casos en la entrada a los tubos de aducción, y es de esperar que el escurrimiento en el interior por sus características convergentes tienda a uniformar el flujo. Sin embargo, de las mediciones y evaluaciones expuestas, surge que sólo la ménsula corta (Figura N° 11) mantiene características similares a las de carencia de pilares intermedios. La ménsula intermedia (Figura N° 12) cuya prueba se solicitara, no permite asegurar un ingreso adecuado en toda la sección, para las dos unidades extre-mas.

TABLA N° 6

Pilar	Posición	% Variac. resp. Vpromedio
Proyecto Original	14-I-B	15
	14-I-E	25
	14-I-D	100
	2-III-F	80
	3-III-F	40
	4-III-F	8
	5-III-D	Constante
	5-III-F	Constante
M1	14-I-B	20
	14-I-E	40
	14-I-D	120
M2	14-I-B	Constante
	14-I-E	Constante
	14-I-D	8
	13-I-D	6
	12-I-D	Constante
Geometría Figura N°5	12-I-D	Constante
	13-I-D	6
	14-I-B	8
	14-I-D	100
	14-I-E	18
	14-I-F	12

4 - DESCARGADORES DE FONDO

4.1.- CALIBRACION DE DESCARGADORES DE FONDO MARGEN IZQUIERDA

Si bien durante los estudios anteriormente realizados (6) se analizó el comportamiento de las obras de desvío durante la segunda etapa, debido a ajustes posteriores en el proyecto, se debieron efectuar nuevas investigaciones con el fin de establecer la capacidad de evacuación combinada del descargador de fondo y la unidad de sobreequipamiento ubicados sobre el lado uruguayo.

De acuerdo a lo solicitado en el programa de trabajos propuesto por Main y Asociados se simularon estados de descarga correspondientes con la segunda etapa de desvío del río. Para ello se cerraron el vertedero, los dos grupos de centrales y los descargadores de margen argentina permaneciendo abiertos solamente los descargadores de fondo provisorio y definitivo de margen uruguayo.

La calibración se efectuó simulando en el modelo los estados detallados en la tabla N° 7-A, donde se puede observar que las diferencias entre los valores teóricos y los obtenidos del modelo no son significativas. Los valores tabulados se han representado en la Figura N° 13.

En todas las experiencias, se relevaron las velocidades en el flujo de aproximación a los descargadores, con especial énfasis en dos puntos representativos de condiciones críticas, sobre el talud al pie del dique de materiales sueltos aguas arriba de la obra. La ubicación de esos puntos críticos se designa como A y B en la Figura N° 14. Además, se midieron velocidades en tres puntos a lo largo de la margen uruguayo en el escurrimiento aguas abajo de los descargadores, marcados como C, D y E en dicha figura. Los resultados se resumen en la tabla N° 7-B.

En cada uno de los estados simulados se analizó el comportamiento del lecho amortiguador aguas abajo de los descargadores definitivos, no habiéndose detectado problemas hidrodinámicos en esta zona.

Para la determinación del espectro de erosión aguas abajo del cuenco amortiguador, se colocó un material granular en el modelo, representando piedras de prototipo con pesos comprendidos entre 50 Kg y 300 Kg.

De acuerdo a lo solicitado en el programa de los proyectistas, se relevó el perfil final del lecho móvil para los dos gastos extremos planteados en esta serie de investigaciones.

En el caso de $Q = 2175 \text{ m}^3/\text{s}$ no se detectó erosión alguna sobre el material granular, mientras que éste resultó removido en el caso de $Q = 3930 \text{ m}^3/\text{s}$, documentándose fotográficamente (Fotografía N° 3) las curvas de nivel del estado final de erosión.

Puede allí notarse la formación de una olla al comienzo de la zona a fondo móvil, aguas abajo del labio del lecho amortiguador fijo, seguida de una sobreelevación formada por el material suelto que se deposita allí. En la Fotografía N° 4 se aprecia en detalle el estado final logrado para el ensayo con gasto máximo por descargadores ($Q_{\text{máx}} = 3930 \text{ m}^3/\text{s}$), que no parece comprometer la estabilidad de las obras.

Es de señalar que el nivel de aguas abajo ha sido calculado por los proyectistas (Figura N° 15) suponiendo que el vertedero rebajado está participando de acuerdo a lo previsto en segunda etapa de desvío. En caso de existir una eventual merma de evacuación a superficie libre, el flujo que atraviesa los descargadores encontraría un nivel de aguas abajo muy inferior a los ensayados en esta calibración, lo que implica aún más elevadas velocidades de salida y violentas erosiones.

TABLA N° 7

CALIBRACION DE DESCARGADORES DE FONDO
 DE MARGEN IZQUIERDA
 A - LEY DESNIVELES-GASTO

Q _{prot.} m ³ /s	Hemb.		Ha abajo (m)	H teórico (m)	H medido (m)
	teórico (m)	medido (m)			
2175	12,00	11,95	9,00	3,00	2,95
3230	15,00	15,10	11,50	3,50	3,60
3600	20,00	19,95	15,40	4,60	4,55
3930	25,00	25,06	19,40	5,60	5,66

B - VELOCIDADES DE INGRESO Y EGRESO

Gasto erogado	VELOCIDADES (m/s)				
	Punto A	Punto B	Punto C	Punto D	Punto E
2175	1,01	1,98	3,01	3,26	3,26
3230	1,44	3,18	4,13	4,38	4,35
3600	1,60	3,09	4,76	4,76	4,70
3930	1,73	3,45	5,25	5,12	5,09

4.2.- FUNCIONAMIENTO DE DESCARGADORES DE FONDO DEFINITIVOS

En los ensayos de operación de la obra en su conjunto, se ha supuesto a efectos del estudio de las condiciones de alivio que las unidades de sobreequipamiento dejan de evacuar como descargadores de fondo por lo que sólo quedan en función de tales dos grupos de tres tubos cada uno, ubicados en los extremos de la obra.

La calibración de estos tubos fue realizada conjuntamente con el vertedero, según se detalla en otro capítulo de este informe, ya que sólo interesó a los proyectistas el comportamiento global del sistema de alivio.

Durante esos ensayos, se observó el funcionamiento del escu-rrimiento en contacto con los muros laterales de guía de la obra, que tienen incidencia directa respecto de los descargadores de fondo.

Con tal motivo se midieron velocidades en puntos representatiivos próximos a los muros laterales de guía, designados como F, F', G, G', H, H', I, I', aguas arriba de la presa. En cada una de las posiciones se midieron velocidades dadas a distintas profundidades.

Los puntos H, H', I e I' corresponden a margen uruguay, estando ubicados en planta como lo marca la Figura N° 16, y los puntos F, F', G y G' son los simétricos correspondientes a margen argentina.

En los ensayos realizados se reprodujo la evacuación simultá-nea de vertedero y descargadores de fondo definitivos, con cota de em-balse +35 y cota de embalse +33.50. En ambos casos el vertedero se simuló trabajando a pleno, con todas sus compuertas abiertas.

Los resultados se presentan en la tabla N° 8, donde se aprecia que las velocidades de aproximación son muy elevadas. Es necesario tener presente que esos órdenes de magnitud están motivados por el gasto específico exagerado del aliviadero, y nada puede hacerse modificando la forma de los muros de ala, que se comportan aceptablemente ante estados tan exigentes.

Habiéndose constatado velocidades sobre el terraplén y sobre el lecho, será posible para los proyectistas estimar la conveniencia de protecciones en esas zonas.

TABLA N° 8

VERTICAL	PROFUNDIDAD	VELOCIDAD	
		H=35	H=33,50
F	2,50	2,18	1,85
F'	2,50	1,83	1,62
F'	12,50	2,78	1,52
F'	fondo	2,08	1,79
G	2,50	1,50	1,21
G	s/talud	1,65	1,26
G'	4,50	1,47	1,35
G'	12,50	1,51	1,65
G'	fondo	1,61	1,72
H	2,50	2,15	1,86
H'	2,50	1,78	1,72
H'	12,50	2,69	1,58
H'	fondo	2,12	1,83
I	2,50	1,55	1,19
I	talud	1,62	1,27
I'	2,50	1,48	1,17
I'	12,50	1,56	1,72
I'	fondo	1,60	1,81

4.3.- COMPORTAMIENTO DEL CUENCO DE DISIPACION

Para el estado de funcionamiento de la obra, no existen exigencias para la disipación de energía aguas abajo de los descargadores de fondo. Entrando éstos en servicio cuando el vertedero ya se encuentra evacuando a pelo libre, los niveles de aguas abajo son suficientemente importantes, lo que incide en dos diferentes aspectos en cuanto a los problemas de exceso de energía.

Por una parte, al tenerse un salto limitado, el gasto erogado por descargadores no resulta crítico por lo que las velocidades de salida a pesar de su magnitud, tampoco lo son. Además, un nivel de restitución elevado permite una rápida disipación de la energía excedente.

De acuerdo a lo previsto, las condiciones más desfavorables en cuanto a disipación de energía se producirán para estos elementos cuando se encuentren operando durante la segunda etapa de desvío del río, con bajos niveles de restitución.

Este aspecto ha sido ya desarrollado en el parágrafo 4.1, donde se analizó el comportamiento de los descargadores provisorio y definitivo de margen uruguayo durante la construcción de la obra.

5 - ALIVIADERO

5.1.- PILAR DE SEPARACION CENTRAL-VERTEDERO

Debido a la conformación de la planta general del proyecto de las obras, en que el vertedero se encuentra flanqueado por las centrales, existe una longitud de sólo 14,35 m que separa en cada extremo las unidades N° 7 y N° 8 de los vanos laterales de alivio.

El contorno hidráulico de la obra necesaria para materializar esos encuentros ha requerido una exhaustiva investigación sobre modelo, presentando condiciones muy exigentes ante la pequeña distancia disponible para su desarrollo.

El análisis de los diversos contornos propuestos ha tenido como propósito la optimización de diseño del pilar separador tendiendo a dos diferentes objetivos fundamentales:

- a) que las tomas de unidades de centrales adyacentes al pilar separador deben mantener un funcionamiento hidráulico similar al de aquellas no influenciadas por la proximidad de éste.
- b) que la alimentación del vertedero debe ser tal, que en condiciones tridimensionales de funcionamiento se obtenga la máxima eficiencia de alivio posible.

El Laboratorio de Hidráulica Aplicada realizó un estudio sobre modelo hidráulico bidimensional de las obras de alivio (4) en el cual se estableció para esas condiciones de borde, el coeficiente de gasto del vertedero.

La ley altura-gasto a pelo libre del vertedero obtenida de esas investigaciones en canal vidriado deben representar con cierto grado de exactitud a los vanos centrales del aliviadero. Los vanos laterales, próximos a los pilares separadores, se encuentran influenciados por el efecto tridimensional del escurrimiento en esa zona, no materializada en el estudio en canal vidriado.

Por ello, y a efectos de verificar el comportamiento del modelo general, a escala de longitudes 1:125, se realizó una experiencia preliminar de calibración, en la que se trató de simular el escurri-

miento tal como se planteara en el estudio bidimensional.

Para ese propósito se limitó el embalse con dos paredes laterales que, partiendo de los extremos del vertedero remontaron paralelamente hacia aguas arriba haciendo un encuentro con la alimentación del modelo con generosos arcos de círculo.

En esas condiciones de "cuasi-bidimensionalidad" se registraron los niveles en puntos igualmente dispuestos que en el canal vidriado obteniéndose un coeficiente de gasto levemente inferior. Siendo el coeficiente ahora obtenido $m = 2,102$ la eficiencia del aliviadero ha descendido al 99,3% de la registrada en el modelo a escala 1:58,462.

Los valores medidos permiten considerar que no es posible esperar diferencias en la capacidad de alivio del modelo general por efectos de escala que superen el 0,7%.

De acuerdo con el proyecto de MAIN y Asociados el pilar separador central-vertedero original presentaba una conformación geométrica cuya planta se ha esquematizado en la Figura N° 17.

Las pruebas realizadas con este pilar separador de proyecto mostraron que con su presencia se reducía la eficiencia del aliviadero, descendiendo a 93,7% respecto del régimen cuasi-bidimensional, previamente descrito, y a su vez provocaba importantes perturbaciones en el campo de velocidades de ingreso a las turbomáquinas adyacentes.

De acuerdo a lo expuesto, la capacidad de alivio del vertedero totalmente abierto se reduce a $43.735 \text{ m}^3/\text{s}$ a cota de embalse +35, lo que implica un coeficiente de gasto $m = 1,970$. En la fotografía N° 5 se puede observar el espectro del flujo de aproximación al aliviadero resultante para la situación antes detallada, notándose el deficiente funcionamiento de los vanos extremos del vertedero.

Con respecto al efecto perturbador del pilar de proyecto en el ingreso a las unidades de centrales adyacentes, se midieron mediante un micromolinete Delft pulsos de velocidad que superaban el 80% respecto de los valores medios.

Resultó aún más desfavorable que la forma del pilar indujera frente a cada unidad extrema un remolino de regular intensidad, cuyo efecto fundamental se tradujo en una fuerte disminución del gasto de ingreso a la máquina, del orden del 50% respecto de las unidades no perturbadas.

De acuerdo con los requerimientos de los proyectistas estos efectos resultarían inaceptables para el normal funcionamiento de las máquinas por lo que las primeras tentativas de modificación se orientaron hacia soluciones que optimizarán esa condición de ingreso.

La primer variante ensayada se presenta en la Figura N° 18 y se designa en este informe como Pilar Separadorcentral-vertedero modificado N° 1.

Este bloque de ataque presenta una doble punta con un quiebre marcado hacia el lado de la central, donde se pretendía inducir la formación de una circulación estable a efectos de mantener un vórtice fijo en la zona de separación del flujo, con una disminución de los pulsos de velocidad en el ingreso a las máquinas.

Si bien el efecto físico aparecía en el modelo, sus resultados prácticos no se consideraron aceptables pues del vórtice fijo se desprendía en forma intermitente una estela que generaba pulsos de magnitud apreciable en la zona de ingreso a las máquinas. Sin embargo, la eficiencia del ingreso de unidades adyacentes resultó incrementada con respecto al pilar original pues el gasto obtenido en las máquinas N° 7 y N° 8 resultó del 75% del ingresado en las unidades no perturbadas.

A fin de alejar hacia aguas arriba el efecto de separación que generaba los pulsos de velocidades se agregaron a este mismo perfil de pilar suplementos rectangulares de 2,5 m de largo, a partir del eje de presa. Así es que el pilar representado en la Figura N° 18 tuvo longitudes de 11,60 m (ya descripto), 14,10 m, 16,60 m, 19,10 m y 21,60 m. Es interesante señalar que la perturbación resultó cada vez más acentuada, pues el vórtice no se estableció para las mayores

longitudes en el punto de quiebre del pilar sino que por la gran separación fue trasladado hasta la misma bocatoma.

Con respecto al comportamiento de este pilar en cuanto a la eficiencia del vertedero, no se determinaron valores cuantitativos, pero se pudo apreciar que al prolongarse la nariz hacia aguas arriba el flujo de aproximación al aliviadero se perturbaba cada vez más.

El pilar separador central-vertedero modificado N° 2 (Figura N° 19) fue ensayado para mejorar el funcionamiento de las máquinas vecinas. Se trata de un pilar de poco espesor desarrollado en forma curva y sin alcanzar el espacio en ancho reservado entre vertedero y central.

Siendo un obstáculo al flujo de aproximación produce una circulación intensa y muy permanente en la zona de separación, aumentando la eficiencia de las máquinas adyacentes a un 95% respecto de las no perturbadas.

Al investigarse mediante el micromolinetete las velocidades instantáneas en la sección de ingreso a las máquinas se observó una notable disminución de los pulsos, en casi toda el área. Sin embargo, cuando el instrumento fue colocado en el dintel de la bocatoma se detectaron con muy largo período fuertes fluctuaciones de velocidad respecto al valor medio integrado.

Con el aliviadero funcionando a pleno y a cota de embalse +35 m se observó un marcado efecto de Borda producido por estos pilares separadores, con lo que el flujo de aproximación resultó muy alterado (Fotografía N° 6) descendiendo apreciablemente el coeficiente de gasto. Con esta disposición de borde el vertedero sólo puede evacuar 42.646 m³/s para embalse a cota +35 m, lo que implica una eficiencia de 91,5% respecto del escurrimiento cuasi-bidimensional.

Como la mejora lograda respecto del funcionamiento de las unidades adyacentes se consideró positiva, las investigaciones subsiguientes se encaminaron a buscar una conformación geométrica adecuada hacia el vertedero, capaz de incrementar el coeficiente de gasto,

guardando aproximadamente una forma semejante a la anterior en correspondencia con las centrales.

A propuesta de los proyectistas, para todos estos ensayos el nivel de embalse fue determinado contra la presa, frente al descargador de fondo de margen uruguaya y constatado en el plano líquido de aproximación, 600 m aguas arriba del eje de la presa. Se destaca que ambas lecturas no resultaron nunca diferentes en más de 2,5 cm de prototipo. Se estudió en cada caso la erogación por vertedero totalmente abierto a cota +35 m con centrales y descargadores cerrados.

En primer lugar a solicitud de los proyectistas se investigó el comportamiento de un pilar con radio de ataque de 7 m empalmado con paramentos rectos (Figura N° 20) designado como pilar separador central-vertedero modificado N° 3. Esta solución no permitió obtener mejora en cuanto al coeficiente de gasto, por lo que fue reemplazado por la modificación N° 4 (Figura N° 21) de acuerdo con lo observado sobre el modelo. El incremento de eficiencia no resultó significativo y los proyectistas sugirieron una nueva variante, llamada pilar separador central-vertedero modificado N° 5, (Figura N° 22) con longitud que ya presentaba problemas de orden constructivo al acercarse al límite interno de ataguía. Tanto este pilar como una nueva tentativa de acortar su avance designada como modificación N° 6 y esquematizada en la Figura N° 23 no aportaron la solución buscada.

Se investigaron inicialmente dos factores incidentales dentro de las configuraciones tridimensionales del escurrimiento, que son: separación del flujo alrededor del contorno de guía a los vanos extremos y los ángulos de incidencia sobre cada vano entre pilas intermedias. En cierto modo ellos se complementarían adicionando sus efectos nocivos y manteniendo para todas estas configuraciones ensayadas un rendimiento similar aunque con diferente participación de cada uno de tales factores.

Con el fin de determinar la influencia de la distancia de avance del pilar en cuanto al mejoramiento del flujo de aproximación, se estudió el pilar modificado N° 3 con suplementos de hasta 100 m

de longitud, constatándose un gran efecto de pantalla lateral y separación del flujo en los extremos de entrada, que resultaban menos apreciables cuando la longitud del pilar se reducía.

Además, se cuantificó experimentalmente la participación del efecto de incidencia oblicua en los vanos laterales del vertedero realizándose un ensayo en condiciones ideales donde se reemplazó los pilares separadores por semicircunferencias de diámetro igual a la suma de central más descargadores. El espectro de flujo de la fotografía N° 7 demuestra la incidencia frontal de la corriente en el aliviadero, y la Tabla N° 9, la diferencia entre coeficientes de gasto de los distintos pilares, el escurrimiento cuasi-bidimensional y este caso ideal.

El coeficiente de gasto obtenido con incidencia normal resultó $m = 2,042$, del 97,1% respecto del escurrimiento de comparación, por lo que resulta evidente que existan otros factores que necesariamente juegan en desmedio de la capacidad de alivio.

Analizados los resultados de las distintas tentativas investigadas, se propuso eliminar en lo posible el avance del pilar hacia aguas arriba, trazando dos arcos circulares de identificación con radios convenientes a partir de las recatas de compuertas verticales próximas de vertedero y de toma. Esta variante se ha designado como pilar modificado N° 7 y se ha esquematizado en la correspondiente Figura N° 24.

El funcionamiento hidráulico del aliviadero resulta para esta variante más satisfactorio que en los otros casos estudiados, tanto cualitativamente por su espectro de flujo de aproximación (fotografía N° 8) como cuantitativamente en la eficiencia de evacuación (Tabla N° 9), que asciende a 93,8% respecto del escurrimiento de comparación.

Se simularon en el modelo seis distintos estados de embalse, con los siguientes resultados de evacuación:

Cota de embalse (m)	Gasto	Coefficiente de gasto m (m ^{1/2} /s)
28,35	22,000	1,979
34,71	42,800	1,975
34,94	43,900	1,985
35,70	46,200	1,965
35,93	47,000	1,963
38,02	54,700	1,952

Considerando los cuatro ensayos realizados con cotas de embalse entre +34,71 m a +35,93 m pueden ser utilizados para definir un coeficiente de gasto promedio apto para la cota de referencia +35 m, se asigna a este estado $m = 1,972 \pm 0,005$.

El gasto que la obra podrá erogar a cota +35 m resulta de $43.778 \text{ m}^3/\text{s} \pm 111 \text{ m}^3/\text{s}$, que si bien es el mayor de los obtenidos con distintos tipos de pilares, es inferior al obtenido en estado "cuasi-bidimensional" en algo más del 6%.

De todos modos, en principio, una eficiencia general del aliviadero del orden del 94% parece no ser superable actuando sólo sobre los pilares separadores, obedeciendo esa merma del rendimiento de conjunto a dos causas fundamentales:

- Como se mencionara previamente, la orientación del flujo de alimentación difiere de la normal en los vanos extremos del vertedero.
- El nivel de embalse contra los terraplenes de la obra se encuentra muy influenciado por el espectro tridimensional de aproximación del escurrimiento hacia el vertedero, con aceleraciones normales que cobran inusitada importancia ante el elevado gasto específico y la concentración de descarga del esquema de alivio.

Esta última causa es irreductible en esta etapa de la programación de la obra por cuanto es consecuencia de la concepción general

del proyecto. Consideraciones análíticas simplificadas y mediciones de nivel en distintos puntos del embalse hacen responsable a este efecto de la mayor parte de la deficiencia de alivio quedando sólo un remanente menor atribuible a la interferencia de pilas intermedias por orientaciones oblicuas de alimentación.

El pilar modificado N° 7, al presentar muy escasa longitud de obra en la dirección del escurrimiento, resuelve óptimamente el problema de las unidades adyacentes de central. Mediante la utilización del micromolineté registrador se constató un excelente comportamiento del ingreso a máquinas, eliminándose totalmente los pulsos residuales de velocidad que resultaban con largos períodos para los pilares anteriormente ensayados.

De acuerdo al Acta de Inspección N° 40 los proyectistas aceptan la configuración modificada N° 7, requiriendo la adición de dos ménsulas en el extremo hacia aguas arriba de cada pilar, para sostén del puente carretero y materialización estructural de la escala de peces (Figura N° 25).

Las investigaciones realizadas con esta variante no arrojaron diferencias respecto de la solución propuesta tanto en la capacidad de alivio del vertedero como en el comportamiento de las unidades adyacentes de la central.

En la Figura N° 26 puede verse la concordancia en la ley H-Q del aliviadero en los casos de existencia o no de las citadas ménsulas adicionales.

TABLA N° 9
 PILARES SEPARADORES CENTRAL-VERTEDERO
 EFICIENCIA DE EVACUACION

Experiencia	Q(m ³ /s) a cota embalse +35	m	Eficiencia %
Escurrimiento cuasi- bidimensional	46.671	2,102	-
Aproximación semicir- cular	45.332	2,042	97,1
Pilar de proyecto	43.735	1,970	93,7
Pilar modificado N°2	42.646	1,921	91,4
Pilar modificado N°3	42.690	1,923	91,5
Pilar modificado N°4	43.112	1,942	92,3
Pilar modificado N°5	43.334	1,952	92,8
Pilar modificado N°6	43.223	1,947	92,6
Pilar modificado N°7	43.778	1,972	93,8

5.2.- CALIBRACION DE LAS OBRAS DE ALIVIO

El evacuador de crecidas de las obras de Salto Grande consta de diecinueve vanos de vertedero, de 15,30 metros de ancho entre pilas, y está ubicado simultáneamente respecto del eje internacional del río Uruguay. Este evacuador presenta la posibilidad de regular caudales mediante la operación de compuertas de sector circular previstas sobre la cresta en cada vano.

La cota de coronamiento de vertedero ha sido fijada en el proyecto en +17.00 m y la carga de diseño supone un nivel de embalse a cota + 35.00 m.

En un estudio previo (4) fueron definidas las características de diseño de esta obra. El perfil vertedero se desarrolla en un primer tramo con dos arcos de círculo empalmado en la cresta con una curva dada por la expresión

$$y = \frac{x^{1,85}}{2 H_d^{0,85}},$$

donde se adoptara una carga de cálculo H_d de 18 metros.

Una recta une la citada curva con la solera del dissipador de energía, cuya cota es - 1,00 m (Figura N° 27).

En el estudio bidimensional realizado en este Laboratorio, quedaron también definidas las pilas intermedias, en su alzada y forma de nariz (Figura N° 28).

Del análisis realizado con respecto al comportamiento de pilares de separación central-vertedero, que consta en el parágrafo 5.1 de este informe, quedó establecido el pilar redondeado con ménsulas que se designara como definitivo y se graficara en la Figura N° 25 .

En esas condiciones de proyecto, se realizaron los ensayos sobre modelo tendientes a definir la curva de descarga H-Q del vertedero libre. El espectro tridimensional del flujo ha afectado sensiblemente los resultados comparativamente al funcionamiento en canal vi-

driado.

En cada experiencia se midió el gasto por vertedero y el nivel de embalse contra el dique de tierra sobre margen uruguaya, de acuerdo a los solicitado por los proyectistas. El nivel de restitución fue el correspondiente al gasto ensayado, según la ley del río para el perfil 800 (Figura N° 15).

En la Tabla N° 10 se presentan los valores de caudales erogados por el vertedero para cotas de embalse entre 30,00 m y 38,45 m, graficados en la Figura N° 29. Es indudable que tal como se señalara en la discusión de pilares separadores el vertedero no alcanza a erogar los 47.000 m³/s previstos a cota + 35,00 m, por lo que deberá tenerse en cuenta esta merma de capacidad de descarga.

A efectos de computar la erogación simultánea del conjunto de obras de alivio, se realizaron experiencias incluyendo en servicio a los dos descargadores de fondo definitivos.

En esas condiciones de funcionamiento, el nivel de aguas abajo cobra real interés ya que afecta directamente el gasto de los descargadores. Fijado ese nivel de acuerdo con el gasto total ensayado (Figura N° 15) para el perfil 800, su valor real en la salida de los tubos está dado por la afectación de la descarga del vertedero en esa zona. Por ello, los datos obtenidos de descargas simultáneas no pueden ser simple suma de estados diferentes (vertedero solo + descargadores solos) sino el estudio conjunto de las obras de evacuación.

De esas experiencias han surgido los valores que se presentan en la Tabla N° 11 y se grafican en la Figura N° 29 donde se puede apreciar el orden de colaboración de los descargadores de fondo en la evacuación general del sistema.

Debido a las necesidades de cálculo estructural planteadas por los proyectistas, fue necesario realizar un relevamiento del perfil de escurrimiento en el vano lateral extremo del vertedero, afectado por la presencia del pilar separador con la central.

En ese vano, se determinaron dos perfiles longitudinales de

superficie libre, uno sobre el eje del mismo y otro contra el pilar separador central-vertedero, para condición de ensayo con todas las obras de alivio funcionando (vertedero más descargadores) y cota de embalse + 35,00 m.

Los resultados se presentan tabulados y graficados en la Figura N° 30 para perfil sobre el eje del vano y en la Figura N° 31 para perfil contra el pilar.

Los niveles de superficie libre relevados en el eje del vano muestran una configuración típica de las venas libres sobre vertedero. Puede observarse que contra el pilar separador central-vertedero dicho perfil está alterado por una depresión inicial debida al desarrollo de aceleraciones normales en el fuerte cambio de dirección del flujo y una posterior sobre elevación (poco usual en la zona de aceleración del escurrimiento) cuya presencia puede atribuirse a componentes verticales de velocidad motivadas por corrientes secundarias.

Este efecto podría significar una condición de mayor riesgo en los vanos laterales respecto de las depresiones previstas en el coronamiento del vertedero, convenientemente estudiadas para los vanos centrales en el modelo bidimensional en canal vidriado (4).

Otra diferencia notable con el escurrimiento en dos dimensiones se debe a la incidencia oblicua del flujo, que se magnifica en los vanos extremos y disminuye en los centrales. Eso provoca diferencias de nivel a ambos lados de cada pila de vertedero, siendo este desnivel de interés en el cálculo estructural.

Para cada embalse +38.00 m se relevaron las diferencias de nivel a ambos lados de las pilas ubicadas entre los vanos 1 - 2 y 18 - 19, resultando del orden de cinco metros. Este valor decrece para los otros pilares, anulándose en los tres vanos centrales (foto N° 9).

Con referencia a la separación del flujo producida por las ménsulas adicionales al pilar separador central-vertedero y su consiguiente perturbación del perfil en el ingreso a los vanos extremos, es de

señalar que se manifiesta para cotas superiores a +35,00 en el embalse, haciéndose fuertemente notable para embalse a cota +38,00 m (fotografía N° 10). De todas formas, no se ha detectado una variación sensible en el coeficiente de gasto cuando los pilares tienen o no dichas ménsulas.

TABLA N° 10
 CURVA DE DESCARGA
 VERTEDERO LIBRE

Cota	Q Prot. m ³ /s
30,00	26.558
31,00	29.828
32,03	33.279
33,00	36.729
34,00	40.000
35,02	43.780
36,03	47.101
37,03	50.444
38,45	55.361

TABLA N° 11
 LEY H-Q PARA VERTEDERO
 MAS DESCARGADORES DEFINITIVOS

Cota embalse	Q prot. m ³ /s
38,05	58.223
36,53	53.190
35,08	48.410
33,56	43.053
37,66	56.640
31,03	34.543

5.3.- OPERACION DEL EMBALSE

Frente a las alternativas de accionamiento de aperturas de vanos de vertederos de superficie que el proyecto contempla con amplias posibilidades operativas, los consultores han establecido las condiciones a tener en cuenta y los ritmos de maniobra a los efectos de introducirlos en las correspondientes verificaciones del proyecto, a realizar sobre modelo físico.

De acuerdo al análisis de variantes que realizaran los proyectistas, los estados críticos en maniobras sucesivas de vanos vertederos se detallan en la Tabla N° 12. A solicitud de la firma consultora, los ensayos en modelo físico se han efectuado con fiel seguimiento del cuadro allí expuesto, detallándose a continuación los resultados obtenidos.

5.3.1.- ESTADO N° 1:

Partiendo del estado denominado 0, correspondiente a aliviadero totalmente cerrado, se materializó un mínimo caudal turbinado medio de 2.000 m³/s, mediante la apertura de las unidades N° 7, N° 8 y N° 12. Según lo estipulado en el programa de ensayos, el primer estado crítico se produce, en estas condiciones, al abrirse el vano central del vertedero (vano N° 10) en 10%.

En estas condiciones se relevaron velocidades sobre el diente final del dissipador en coincidencia con el vano N° 10, habiéndose obtenido un valor máximo de velocidad de 4,8 m/s, con oscilaciones que mostraban la presencia de elevada turbulencia a la salida del lecho. Simultáneamente, se fotografió el espectro de flujo en la zona del cuenco amortiguador según se muestra en la fotografía N° 11 donde pueden apreciarse las condiciones de circulación creadas por el chorro proyectado desde el citado vano N° 10, que favorecen a la disipación de energía.

En este estado, se observa un grado de sollicitación muy importante sobre los bloques de disipación del cuenco.

5.3.2.- ESTADO N° 2:

En esta prueba se estudiaron las condiciones hidrodinámicas resultantes cuando establecido el régimen con un gasto turbinado de $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$ se procede a la apertura parcial de 10% de las compuertas de los vanos N° 8, N° 12, N° 6, N° 14, N° 4, N° 16, N° 2 y N° 18, con la secuencia expuesta, y a continuación se eleva al 20% la apertura del vano N° 10.

En estas condiciones se midieron las velocidades existentes sobre el diente final del dissipador resultando éstas en general con fuertes fluctuaciones instantáneas. El valor medio de las velocidades observadas sobre el diente final en correspondencia con los vanos abiertos 10% es de 3,0 m/s, en tanto que en la zona del vano N° 10 los valores medios alcanzan 4,5 m/s con velocidades máximas instantáneas del orden de 6 m/s. En la fotografía N° 12 se observa el espectro de flujo obtenido aguas abajo de la obra, apareciendo en la zona coincidente con los vanos cerrados circulaciones que muestran la mezcla que allí se produce.

5.3.3.- ESTADO N° 3

Para la realización de esta prueba se procedió a instalar una apertura parcial del 20% en los vanos del vertedero según el orden que se detalla: N° 8, N° 12, N° 6, N° 14, N° 4, N° 16, N° 2 y N° 18 incrementándose luego el 30% de apertura del vano N° 10. Durante el desarrollo de esta prueba las centrales permanecieron cerradas.

Se realizaron mediciones de velocidad sobre el diente final del dissipador, en coincidencia con los vanos en operación, registrándose valores cuyo promedio es del orden de los 3,5 m/s, en tanto que para el vano central, único abierto 30%, la velocidad media alcanzó valores de 5 m/s con muy poca fluctuación.

La fotografía N° 13 corresponde al espectro de flujo en el dissipador, pudiendo observarse en ella que la mezcla allí producida se traslada en este caso a la zona de la segunda fila de dientes de cho-

que (baffle piers) haciéndose entonces notable su participación en la disipación de energía.

5.3.4.- ESTADO N° 4

Las condiciones de operación impuestas para la realización de este ensayo fueron las siguientes: los vanos N° 9, N° 10 y N° 11 abiertos 30% y los vanos N° 8, N° 12, N° 7, N° 13, N° 6, N° 14, N° 5, N° 15, N° 4, N° 16, N° 3, N° 17, N° 2, N° 18, N° 1 y N° 19 abiertos 20%.

Una vez estabilizado el sistema, se midieron velocidades sobre el diente de salida del lado disipador, resultando una velocidad media del orden de 4,0 m/s para los vanos abiertos 20% y de 5,0 m/s para los tres vanos centrales abiertos al 30%. Los valores obtenidos muestran que las condiciones de los estados N° 2 y N° 3 son similares en cuanto a este punto, pues en esas pruebas se relevaron velocidades residuales del mismo rango de las que aparecieron durante el estado N° 4, poniendo de manifiesto la existencia de un flujo central de alta energía cinética.

Durante el estado N° 4 fue detectada la presencia de circulaciones y vorticidad incipiente aguas arriba de las compuertas en los vanos N° 9, N° 10 y N° 1 que son los más abiertos (30%).

5.3.5.- ESTADO N° 5

El ensayo realizado tiene como condiciones iniciales a las siguientes: los vanos N° 9, N° 11, N° 8, N° 12, N° 7, N° 13, N° 6, N° 14, N° 5, N° 15, N° 4, N° 16, N° 3, N° 17, N° 2, N° 18, N° 1 y N° 19 abiertos 30% y el vano N° 10 abierto 100%.

Durante esta prueba se relevaron velocidades sobre el diente de salida del disipador resultando la media de 4 m/s para los vanos abiertos 30%, y de 7,0 m/s para el vano N° 10 y los dos adyacentes.

Para las condiciones correspondientes a este estado se ha fotografiado el espectro de aproximación al vertedero pues al estar un va-

no totalmente abierto las velocidades superficiales alcanzan valores significativos (fotografía N° 14). Allí se observa cómo el escurrimiento superficial es captado por el vano central mientras las capas inferiores se distribuyen uniformemente.

Las condiciones de erosión resultantes de este estado se muestran en la fotografía N° 15, donde se observa la zona afectada por el chorro central de alta energía cinética que se proyecta sobre el material móvil, produciendo una franja de alta erosión que alcanza la cota mínima de +0,5 m.

El material suelto ubicado a continuación del lecho del vertedero corresponde a tamaños de piedra entre 30 Kg y 200 Kg de prototipo. Desde el punto de vista de erosión del cauce no parece este estado como de verdadero compromiso, aunque se destaca que estos resultados son sólo cualitativos, al desconocerse la calidad real del terreno en esa zona.

5.3.6.- ESTADO N° 6

Para el desarrollo de esta experiencia se instaló en el modelo la situación siguiente: los vanos 9 - 11; 7 - 13; 6 - 14; 5 - 15; 4 - 16; 3 - 17; 1 - 19 abiertos al 30% y los vanos N° 8, N° 10 y N° 12 totalmente abiertos.

Los valores de velocidad relevados sobre el diente de salida resultan para los vanos comprendidos entre el N° 8 y el N° 12 inclusive con los promedios de 8,0 m/s, en tanto que para los restantes la velocidad media desciende a 5,0 m/s.

En la fotografía N° 16 se puede apreciar el espectro del escurrimiento superficial aguas arriba del embalse notándose la presencia de una zona de separación donde las velocidades cambian de módulo y dirección, pasando a participar del flujo superficial que escurre hacia los vanos totalmente abiertos.

Las condiciones de ensayo impuestas causaron un incremento notable en las velocidades de aproximación en el embalse generándose en

los vanos parcialmente abiertos fuertes circulaciones y fenómenos vor
ticosos alternativos con incorporación de aire al escurrimiento. El
hecho de que estos vórtices adquirieran magnitudes significativas en el
modelo general, para aperturas parciales del 30%, sin confirmar lo ob
tenido en el estudio bidimensional (4) muestra la influencia de los e
fectos debidos a las componentes transversales de velocidad en el flu
jo de aproximación instalado en el embalse. En efecto, al existir ese
flujo oblicuo frente a los vanos parcialmente abiertos, los pilares
perturban exageradamente el escurrimiento, incrementando las circula-
ciones y favoreciendo la instalación de vórtices de eje vertical (7).

El escurrimiento hacia aguas abajo de la obra aparece pertur-
bado por la generación de ondas entre los dientes ubicados a medio ca
mino sobre el lecho plano y el diente final del disipador. Estas on-
das se propagan con el escurrimiento, habiéndose medido amplitudes de
hasta 4 metros en perfiles ubicados 40 metros aguas abajo del diente
final. Indudablemente este efecto es consecuencia del elevado gasto
específico y muy pequeño número de Froude de ingreso al resalto (8).

Las condiciones de disipación localizada para este estado re-
sultan insuficientes debido a la concentración de flujo creada al ope
rarse con apertura total tres vanos próximos, ubicados en el centro
del aliviadero. Ello da lugar a la formación de un resalto de baja di
sipación con fuertes ondulaciones residuales de alto poder erosivo.
Las condiciones de erosión finales correspondientes al estado 6 pro-
puesto por los consultores, se muestra en la fotografía N° 17.

A fin de mejorar las difíciles condiciones observadas durante
esta prueba, se modificó la distribución de aperturas, llevándose al
100% los vanos N° 4, N° 10 y N° 16, y manteniendo los restantes al
30% de apertura. Esta prueba, de carácter expeditivo, mostró un sensi
ble mejoramiento de las condiciones de disipación, habiéndose produci
do una importante disminución de la amplitud de las ondas residuales
cuya magnitud resulta ahora de 1 m.

5.3.7.- ESTADO N° 7

Las condiciones de operación impuestas durante esta prueba fue ron las siguientes: vanos N° 9; N° 11; N° 8; N° 12; N° 6; N° 14; N° 4; N° 16; N° 2; N° 18 y N° 10 abiertos 100%, los restantes abiertos 30%.

Una vez establecido el régimen en el modelo, se midieron las velocidades de salida del disipador sobre el diente final, habiéndose obtenido para los vanos abiertos 100% un valor promedio de 5 m/s, en tanto que para los abiertos el 30% la velocidad promedio resultó de 3,5 m/s.

Aguas abajo del perfil vertedero, el escurrimiento de la vena de descarga centralizada tiene características destacables, presentando una primer zona de fuerte mezcla entre el pie del vertedero y los dientes intermedios del lecho plano, a continuación de los cuales, se produce una sobreelevación desde la cual el flujo se proyecta hacia aguas abajo deprimiéndose inicialmente para luego generar una onda esta cionaria que se ubica a unos 40 m del diente de salida con una amplitud de hasta 2,5 m. En coincidencia con la citada depresión se producen las máximas erosiones sobre el material móvil, según puede observarse en la fotografía N° 18, donde se presenta la conformación final de curvas de nivel. El estado de erosión alcanzado en este caso, indica esta condición de operación de la obra como la más desfavorable de las ensayadas.

El análisis conjunto de las condiciones de funcionamiento obser vadas en los estados N° 6 y N° 7, muestra que la existencia de energía residual identificada por la generación de ondas estacionarias a la salida del lecho disipador se magnifica porque los niveles de restitución establecidos aguas abajo de la obra, en correspondencia con el gasto erogado, resultan insuficientes frente a la magnitud y concentración del flujo proveniente de los vanos totalmente abiertos (9).

5.3.8.- ESTADO N° 8

En esta prueba se investigó el comportamiento de la obra cuando los diecinueve vanos están abiertos totalmente. Se registraron velocidades a la salida del lecho amortiguador, sobre el diente final, habiéndose obtenido una velocidad promedio de 6,5 m/s.

El comportamiento del cuenco resulta semejante al observado para idénticas condiciones en el modelo bidimensional, notándose la presencia de ondas, sobre la zona reproducida con material móvil, que a 40 m abajas abajo del lecho amortiguador alcanzan una amplitud de hasta 1,80 m. Existen sin embargo dos zonas con características diferentes de escurrimiento sobre el lecho amortiguador. Estas regiones particulares son las que corresponden a los dos vanos extremos, cuya erogación es menor que los restantes. Allí, el tramo sobreelevado de la superficie libre se extiende desde 15 metros antes de los "baffle piers" hasta el diente final aproximadamente, provocando un flujo divergente desde el punto más alto en tres direcciones: la primera en retorno aguas arriba hacia el resalto, la segunda normal al sentido del escurrimiento hacia el eje internacional, y la tercera hacia aguas abajo en el sentido del escurrimiento principal.

El perfil de erosión, una vez que se alcanza una situación de equilibrio para el material móvil, es el que se presenta en la fotografía N° 19, donde puede apreciarse por una parte, que la zona de máxima erosión coincide en ubicación con el vientre anterior a la onda estacionaria ya citada, y por otra parte que el diente final no tiene tendencia a sufrir un descalce significativo.

TABLA N° 12

OPERACION DE EMBALSE A COTA +35 m

"CUADRO DE ABERTURAS RELATIVAS EN PORCENTAJE DE TOTAL"

ESTADO N°		0	1	2	3	4	5	6	7	8
El nivel aguas abajo corresponderá al caudal		m ³ /s 2.000	m ³ /s	m ³ /s 3.000	*	*	*	*	*	*
N° DE ORDEN INDICATIVOS DE LA SECUENCIA REAL DE OPERACION EN EL PROTOTIPO	1	9	-	-	-	30	30	30	100	100
	2	11	-	-	-	30	30	30	100	100
	3	8	-	-	10	20	20	30	100	100
	4	12	-	-	10	20	20	30	100	100
	5	7	-	-	-	-	20	30	30	30
	6	13	-	-	-	-	20	30	30	30
	7	6	-	-	10	20	20	30	30	100
	8	14	-	-	10	20	20	30	30	100
	9	5	-	-	-	-	20	30	30	30
	10	15	-	-	-	-	20	30	30	30
	11	4	-	-	10	20	20	30	30	100
	12	16	-	-	10	20	20	30	30	100
	13	3	-	-	-	-	20	30	30	30
	14	17	-	-	-	-	20	30	30	30
	15	2	-	-	10	20	20	30	30	100
	16	18	-	-	10	20	20	30	30	100
	17	1	-	-	-	-	20	30	30	30
	18	19	-	-	-	-	20	30	30	30
	19	10	-	10	20	30	30	100	100	100
Erogación por centrales		2.000	2.000	2.480	-	-	-	-	-	-
Erogación por vertedero		-	251	2.698	4.803	10.707	15.321	18.528	30.979	43.780

5.4.- AGITACION AGUAS ABAJO DE LA PRESA

El funcionamiento del aliviadero para la erogación de gastos excedentes impone aguas abajo del disipador de energía una condición de impermanencia en la superficie libre que es irreductible para bajos valores del número de Froude de ingreso al cuenco amortiguador (10). En efecto, para condiciones de entrada como las previstas en esta obra, el disipador plano de energía proyectado presenta la generación de resalto ondulado, con influencia apreciable sobre la estabilidad del nivel de aguas abajo.

Este fenómeno es responsable de la formación de trenes de ondas que se propagan en el sentido del escurrimiento y lateralmente en dirección a las márgenes.

La Comisión Técnica Mixta de Salto Grande ha solicitado el estudio sobre modelo físico de dos aspectos fundamentales de la agitación aguas abajo de la presa. En primer lugar, se desea conocer el grado de afectación que por ese motivo sufrirá el nivel de descarga de las unidades generadoras, con sus consiguientes problemas de rendimiento y regulación. Posteriormente, es de interés cuantificar la amplitud del oleaje que podrá producirse sobre los taludes del canal de navegación previsto sobre margen argentina, cuando las crecidas sean de tal magnitud que éstos se vean alcanzados por el nivel de agua.

Con respecto al problema de nivel de descarga de las centrales, el interés del proyectista se centró en el dimensionamiento hidráulico de los muros separadores de flujo entre vertedero y centrales.

Se realizaron experiencias tendientes a ajustar las dimensiones de esos muros, en procura de determinar la mínima cota de coronamiento de los mismos que verifique adecuadas condiciones hidráulicas en la salida de las unidades, para valores de descarga en que éstas puedan resultar afectadas por oscilaciones provenientes del funcionamiento del aliviadero.

El esquema que se incluye en la Figura N° 32 detalla la conformación del muro propuesto por los proyectistas, con el coronamiento de aguas abajo a cota +23,50 que resultara incógnito en el plano original y fuera determinado mediante las investigaciones que a continuación se detallan.

Con el embalse normal cota +35,00 los vanos de vertedero totalmente abiertos, y seis unidades generadoras funcionando (central de margen uruguaya), registraron las amplitudes y períodos de las oscilaciones existentes sobre el plano líquido a la salida de la central. La justificación de este estado es verificar la operabilidad de centrales frente a una emergencia y la determinación de condiciones límites de diseño del muro separador.

De acuerdo con lo solicitado por los proyectistas se registraron las olas existentes a diez metros aguas abajo de las descargas de unidades extremas (N° 7 y N° 8) y de una intermedia sobre ambas centrales (N° 4 y N° 11), para alturas de coronamiento del muro a cotas 25 m, 23,50 m y 20 m.

Se utilizará un medidor de altura de ola resistivo con señal eléctrica registrada sobre banda de papel térmico. Cada registro contó con más de un minuto de duración y las amplitudes se obtuvieron en escala cuatro veces mayor que la del modelo, por lo que resultaron en escala 1:31,25 para el prototipo.

Se presentan en la Figura N° 33 partes de los registros obtenidos para los tres coronamientos estudiados frente a la máquina N° 11, que resulta la más solicitada en cuanto a amplitudes de oscilación.

El detalle general de amplitudes máximas y períodos mínimos registrados para cada altura de coronamiento ensayada adjunta en la Tabla N° 13.

Cuando el coronamiento del muro se encuentra a cota +25,00 m el vertedero puede evacuar el gasto sin que exista sobrepaso. Para la cota intermedia +23,50 se llega a un estado límite, con algunos sobrepasos intermitentes desde el vertedero y este efecto se magnifica al

rebajarse la altura del muro a +20,00 siendo francamente superada por el flujo, que adquiere características especiales. En efecto, al encontrarse el nivel aguas abajo de las centrales a mayor cota que la de descarga del vertedero el escurrimiento lateral sobre los muros es hacia el eje del río, con importantes circulaciones superficiales que aunque no se manifiestan en oleaje provocan pulsos de velocidad en el flujo y afectan el funcionamiento del lecho amortiguador.

A la luz de los ensayos realizados, y dándose un interés especial a los períodos de las oscilaciones de nivel, los proyectistas decidieron adoptar la cota intermedia, +23,50 como definitiva para el coronamiento de los muros laterales.

Definida la geometría final de las estructuras ensayadas se completó el estudio con el relevamiento de alturas de ondulaciones a la salida de las centrales para apertura de los diecinueve vanos de vertedero al 30%, y para una situación similar con diecisiete vanos abiertos 10%. Los resultados obtenidos, con los datos de caudales erogados y alturas y períodos de olas medidos se incluyen también en la Tabla N° 13.

Además, a vertedero totalmente abierto, evacuando 43.780 m³/s, y con seis unidades de central en operación, que agregan 27.50 m³/s, se determinaron los desniveles máximos de superficie libre a ambos lados de los muros laterales centrales-vertedero. Ello fue realizado para dos puntos diferentes, uno ubicado a 67 m aguas abajo del eje de las unidades donde el plano de agua en la zona de vertedero osciló entre cotas +24.30 y +22.50 y en las centrales entre cotas +23.30 y +22.50 y el otro ubicado a 54 m del eje de unidades donde el plano de agua en la zona del vertedero osciló entre +24.30 y +21.00 y del lado de las centrales entre +23.00 y +22.20 m.

En ambos casos el nivel mayor computado resultó en el lado del vertedero, aunque ello es intermitente y aleatorio pues se registra en la zona donde actúa el resalto hidráulico.

Según se ha manifestado previamente, la agitación intensa del nivel de aguas abajo de la presa provocada por la operación del aliviadero genera oleaje de cierta importancia hasta una gran distancia de la

obra, lo que hace indispensable analizar sus efectos contra los taludes del canal de navegación.

Las ondulaciones fueron registradas con el medidor de altura de ola desarrollado en este Instituto, con registro térmico sobre banda de papel, en la progresiva del canal donde se producía la mayor amplitud, previo tanteo rápido en un indicador. Ese punto resultó estar ubicado setecientos metros aguas abajo del eje de la presa, lo que es apreciablemente congruente con el determinado para una disposición de obras distinta en el ensayo sobre modelo realizado por SOGREAH (11).

Estas mediciones se realizaron para los estados N° 7 y N° 8 detallados en el párrafo 5.3, con caudales de 30.979 m³/s y 43.780 m³/s respectivamente, señalándose que para el mencionado en segundo término el nivel de agua superaba el coronamiento del canal de navegación, lo que hará necesario prever otro tipo de protecciones.

A los efectos de que los proyectistas puedan estimar los posibles acondicionamientos de enrocado que se requieren en el talud del canal, se presentan los registros obtenidos en la zona más solicitada (Figura N° 34), para los dos estados de crecida ensayados, pudiendo observarse que amplitudes de dos metros son posibles de alcanzar en el caso desfavorable de la disposición de aperturas realizadas en 30.979 m³/s y amplitudes del orden del metro aparecen en condiciones del caudal de 43.780 m³/s evacuados por vertedero.

Se ha determinado también la altura de la ola que accionaría en ambos estados en la zona próxima al talud de aguas abajo de la obra sobre margen argentina, entre la obra de hormigón y la esclusa, observándose amplitudes de 0,60 m para la crecida de 43.780 m³/s y de 1,20 m para 30.979 m³/s.

De lo expuesto se deduce que el caudal crítico a los efectos de oleaje no es el máximo erogado, sino otro de menor recurrencia.

TABLA N° 13

OLEAJE A LA SALIDA DE CENTRALES

Descripción de los estados propuestos para cada prueba	Condiciones de Ensayo				Unidad N°	Amplitud máxima prototipo III	Período mínimo protot. seg.	
	Qvertedero m ³ /s	Qcentrales m ³ /s	Qtotal m ³ /s	Cota pilar separador III				
Apertura de vertedero 100% - 19 vanos. Seis unidades margen uruguayo.	43.780		46.530	25	11	0,50	3,7	
		2.750		23,50	8	0,40	4,5	
					11	1,00	4,5	
					8	0,56	3,2	
					7	0,75	3,7	
					4	0,87	3,7	
				20	8	0,75	3,7	
					11	1,12	3,7	
	Apertura de vertedero 30% - 19 vanos. Seis unidades margen uruguayo.	13.630		17.350	23,50	8	0,15	3,7
			3.720			7	0,25	5,6
						4	0,25	3,7
					11	0,15	4,5	
Apertura de vertedero 10% - 17 vanos. Seis unidades margen uruguayo.	5.046		8.766	23,50	8	0,30	3,7	
		3.720			11	0,30	3,7	

6 - ESCLUSA DE NAVEGACION

6.1.- OBRAS REPRESENTADAS

Tal como se acordara contractualmente, el modelo general de las obras de Salto Grande reproduce a escala las estructuras de ingreso a la esclusa de navegación prevista sobre margen argentina.

Se trata de dos espigones impermeables de 14 m de ancho, no sumergidos, que abrigan la entrada de las embarcaciones, y se extienden hasta 218 m aguas arriba del eje del proyecto el ubicado hacia la margen y 197 m a partir de idéntica referencia el más cercano a las obras de hormigón. Este último es complementado por tres muros de guarda flotantes de 40 m de largo cada uno, en un ancho de 9,50 m y un calado de 3 m.

Estos elementos van articulados entre sí y al espigón fijo, pudiendo variar su cota entre +30,00 m y +36,00 m.

La cota de coronamiento de los espigones fijos ha sido proyectada en +39.00 m, estimada como no superable para cualquier estado del río.

El espigón ubicado más próximo a la margen argentina presenta un redondeo en su cabecera, con radio de 4 m en su extremo.

El esquema general de estas estructuras se detalla en la Figura N° 35.

6.2.- EXPERIENCIAS REALIZADAS

Se han desarrollado ensayos tendientes a conocer los órdenes de magnitud de las corrientes transversales que para distintos estados de operación del embalse pudieran producirse en las cercanías del ingreso a la zona de espera de las embarcaciones.

Para ello se ha utilizado el micromolinete Delft en algunos puntos del escurrimiento determinándose así algunas velocidades que fundamentalmente tienen la función de contrastar las mediciones cronofotogramétricas.

Estas últimas se realizaron mediante una cámara Hasselblad con objetivo Distagon 40, operada mediante control remoto, y montada a 4 m por sobre el modelo.

Para las fotografías de este estudio se adoptó en todos los casos un tiempo de exposición de 8 segundos, con lo que resulta para las ampliaciones que se presentan en este informe una escala de velocidades de 0,175 m/s de prototipo por cada centímetro de línea de corriente observada en las fotografías.

Las determinaciones de velocidades fueron concretadas utilizando bloques de material sintético cuyo calado es en escala equivalente a 1,8 m.

Simultáneamente, se relevaron espectros de flujo mediante la fotografía del desplazamiento de tragadores superficiales de muy pequeña dimensión, que permiten obtener registros de las circulaciones del flujo en las vecindades del ingreso.

Los ensayos fueron realizados para distintos estados de operación de embalse, a saber:

- (a) con seis unidades en operación en cada central, embalse a cota +35 m, vertedero y descargadores de fondo cerrados.
- (b) centrales y descargadores de fondo cerrados, y vertedero totalmente abierto con embalse a +35 m.

- (c) centrales y descargadores de fondo cerrados y vertedero parcialmente abierto, evacuando 24.000 m³/s.
- (d) centrales y descargadores de fondo cerrados y vertedero parcialmente abierto, evacuando 18.528 m³/s (estado N° 6 de operación de embalse, detallado en el párrafo 5.3.6).
- (e) centrales y descargadores de fondo cerrados y vertedero parcialmente abierto, evacuando 15.321 m³/s (estado N° 5 de operación de embalse, detallado en el párrafo 5.3.5).
- (f) centrales y descargadores de fondo cerrados y vertedero parcialmente abierto, evacuando 10.707 m³/s (estado N° 4 de operación de embalse, detallado en el párrafo 5.3.4).

Los dos primeros estados fueron rápidamente eliminados de las discusiones de resultados, el caso (a) por ser imposible el registro de velocidades cuyas magnitudes son prácticamente despreciables y el segundo por resultar un flujo muy importante transversalmente a las obras de ingreso, que llegan a alcanzar el metro por segundo e invalidan cualquier especulación de posibles soluciones sencillas. Además, de acuerdo con referencias bibliográficas (11) la máxima descarga aceptable aguas abajo del embalse que permita navegar en el río era de 25.000 m³/s, por lo que se inició la tarea sistemática de medición a partir de este nuevo valor de contorno.

Así es que el estado (c) interpreta esta condición citada, con un gasto por vertedero de 24.000 m³/s y cuya documentación gráfica consta en las Fotografías N° 20 y N° 21 sin muros de guarda flotantes, en las Fotografías N° 22 y N° 23 con dos muros articulados y en las Fotografías N° 24 y N° 25 para el estado de proyecto. Las velocidades en la zona de ingreso superan los 0,60 m/s e invalidan de acuerdo a los especificado por otros autores (5) (11) el adecuado funcionamiento de estas obras.

Al colocarse los muros flotantes de guarda se traslada hacia aguas arriba el problema, sin que, según se estima, quede resuelta la

dificultad de maniobra de trenes de barcazas en su ingreso a la esclusa.

El estado (d), para un gasto suficientemente menor, ha sido relevado en las Fotografías N° 26 y N° 27 respectivamente sin y con muros flotantes de guarda. Si bien es posible observar valores mucho más reducidos de velocidad, que llegan sólo a 0,30 m/s en las zonas de real interés, este estado aún no es considerado razonable (5) (11) de acuerdo a las necesidades de maniobra de los trenes de barcazas.

Lo mismo es válido para el estado (e), donde para 15.321 m³/s, se detectan velocidades del mismo orden, como puede observarse en las Fotografías N° 28, N° 29 y N° 30 para carencia de muros flotantes, dos muros y los tres de proyecto respectivamente.

De los ensayos realizados, recién para el estado (f), en que no existen vanos de vertedero totalmente abiertos, se produce un esquema de líneas de corriente prácticamente de velocidades nulas, que asegura un adecuado ingreso de embarcaciones a la esclusa.

Las investigaciones realizadas no han demostrado un efecto muy apreciable de los muros flotantes de guarda respecto del problema en estudio.

Es de destacar que un muro contínuo, o tal vez sumergido pueda presentar mejores posibilidades, al menos de acuerdo con las referencias de ensayos similares (11).

CONCLUSIONES

Este estudio sobre modelo físico ha tenido por objeto la verificación y optimización hidráulica del proyecto general de las obras de Salto Grande. Las características fundamentales del mismo han sido definidas por la firma consultora MAIN y Asociados y las tentativas de adaptaciones y modificaciones se han encontrado limitadas en estas investigaciones, al no poderse variar la disposición básica ni las dimensiones generales de las obras.

La realización del estudio simultáneamente con la construcción de ataguías en prototipo para la primer etapa de desvío del río Uruguay ha impuesto también restricciones al no poderse incluir estructuras que excedieran las dimensiones del recinto estanco. Otro tanto ha sucedido con la presencia del puente internacional y la escala de peces, determinadas por los proyectistas.

Con respecto a los ensayos referidos a las unidades generadoras de centrales, se ha determinado el adecuado talud de lecho rocoso de ingreso a las mismas (Figura N° 7), y se ha establecido la remoción de pilares intermedios, reemplazándolos por ménsulas (Figura N° 11) para evitar la presencia de pulsos de velocidad que pudieran afectar los sistemas de regulación de las máquinas.

Se han obtenido los datos indispensables acerca de la erogación de caudales por descargadores de fondo de margen uruguayana durante la segunda etapa de desvío, y cuando funcionan como definitivos. En esta última circunstancia, se verificó el comportamiento de los muros laterales de guía y del cuenco de disipación, apreciándose que éste actuará en estado más desfavorable durante la etapa constructiva de la obra.

Tras una larga serie de ensayos, tendiente a buscar un coeficiente de gasto aceptable para el aliviadero de superficie y fundamentalmente asegurar un adecuado ingreso de flujo a las unidades de centrales vecinas, se optimizó la forma y dimensión de los pilares separadores centrales-vertedero, determinándose experimentalmente la

influencia de la distancia de avance de esa estructura y el efecto de ingreso oblicuo a los vanos laterales del vertedero.

El gasto que puede erogar el vertedero para una cota de embalse +35,00 m ha resultado de $43.780 \text{ m}^3/\text{s} \pm 111 \text{ m}^3/\text{s}$, valor apreciablemente menor que el obtenido de los estudios bidimensionales en canal vidriado.

Esta merma de capacidad de alivio se debe por una parte al efecto de ingreso oblicuo en los vanos extremos y fundamentalmente a la influencia del espectro tridimensional de aproximación del escurremiento hacia el vertedero, con aceleraciones normales de gran magnitud ante el elevado gasto específico y la concentración de descargas del esquema de alivio.

Esta última causa, que es considerada responsable de la mayor parte de la deficiencia de alivio, es irreductible en la etapa de programación de la obra en que se realizó el estudio sobre modelo, por cuanto es consecuencia de la concepción general del proyecto.

Se calibraron las obras de evacuación de crecidas para el vertedero trabajando como único alivio para el conjunto vertedero-descargadores de fondo (Figura N° 29). Ello ha permitido apreciar que a cota de embalse +38,00 m sólo podrá ser evacuado un caudal de máxima crecida del orden de $58.200 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con referencia a los caudales erogados por el vertedero en cada estado de apertura parcial combinada, se deja establecido que en el modelo general se obtuvieron valores similares a los relevados en el estudio bidimensional de las obras de alivio (4).

Se realizaron los estudios de operación de embalse para ocho estados críticos planteados por la firma consultora, en los que existen diferentes esquemas de aperturas parciales y totales de compuertas de sector.

Se ha considerado como apertura parcial máxima admisible para las compuertas de un 30%, a la luz de los ensayos bidimensionales

de referencia, ya que resultaban un límite a partir del cual aparecían vórtices de gran intensidad aguas arriba de la estructura. Esta característica fue confirmada en los ensayos realizados para los estados en que no había vanos totalmente abiertos.

Cuando aparecen simultáneamente aperturas totales y parciales en el esquema de alivio las componentes transversales del flujo de aproximación a los vanos libres incrementa los problemas de circulación en los contactos con bordes fijos de pilas, dando origen a fenómenos vorticosos con incorporación de aire frente a compuertas cuyas aperturas aún no superan el 30%.

Es de destacar que los fenómenos de producción de vórtices no se encuentran simulados adecuadamente en un modelo de Froude, y que escalas de longitudes del orden de la de este modelo dificultan aún más sus posibilidades de semejanza. Por ello, se deja constancia que los resultados están afectados por efectos de escala, que ponen al prototipo en peores condiciones que al modelo (12) (13).

Los ensayos de operación de embalse permitieron analizar los eventuales efectos erosivos del flujo aguas abajo del dissipador de energía para distintos esquemas de funcionamiento del vertedero. Si bien el material granular utilizado como lecho móvil en el modelo no representa exactamente las características del fondo basáltico del prototipo, los ensayos permiten obtener el perfil final de equilibrio en caso de existencia de erosiones en la naturaleza, pues se considera (14) que la forma del lecho definitiva y su profundidad máxima de erosión son en general independientes del tamaño del grano que conforman el fondo del cauce.

Las experiencias han demostrado que las condiciones más rigurosas respecto a este tema se presentan cuando existen vanos totalmente abiertos y otros con aperturas del 30%, en mayor medida cuando los primeros se encuentran próximos y generan un flujo concentrado de alta energía cinética en el dissipador, para relativamente bajos niveles de aguas abajo. Así aparece que el Estado 7 resulta crítico y las erosiones allí registradas son más desfavorables que las correspondien-

tes al Estado 8, en que todo el vertedero eroga con compuertas totalmente abiertas.

Como ejemplo significativo, se ha detectado que separando los vanos totalmente abiertos (como se indica en el Estado 6 detallado en el párrafo 5.3) se obtienen mejores condiciones de funcionamiento del disipador de energía para un mismo gasto erogado e idéntico nivel aguas abajo.

Mediante una serie de investigaciones acerca de las oscilaciones de nivel de agua a la salida de las unidades de centrales generadas por las descargas del vertedero, se obtuvieron los datos en amplitudes y períodos que permitieron a los proyectistas dimensionar de acuerdo a sus requerimientos los muros laterales separadores entre vertedero y centrales.

Además, del registro de oleajes provenientes del alivio de superficie en la zona del canal de navegación previsto sobre margen argentina ha surgido la necesidad de estudiar posibles protecciones de taludes ya que las olas pueden alcanzar amplitudes de hasta dos metros. Aquí nuevamente se presenta como estado crítico un caudal inferior al máximo, pero con mayor concentración de flujo respecto del nivel de restitución.

Los resultados de la investigación acerca de las condiciones de ingreso a la esclusa permiten apreciar que para escurrimientos con gastos del orden de 15.000 m³/s o mayores erogados por vertedero las estructuras proyectadas no parecen funcionar satisfactoriamente. Ello involucrará un posterior análisis a cargo de dos proyectistas, a efectos de considerar la necesidad de modificar esas obras para obtener rangos y direcciones del flujo aceptables para las embarcaciones previstas, si se desea mantener la navegación en estados de operación del embalse que presenten la operación a apertura total de algún vano de vertedero ($Q \cong 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$).

A la luz de las medidas realizadas en el modelo, es razonable suponer que deberán preverse estructuras adicionales en el acceso a la esclusa, para reducir las velocidades transversales al orden de 0,15 m/s (5) (11). Para valores mayores el ingreso a la esclusa de trenes de barcazas como los previstos a navegar por el río Uruguay resultará una maniobra dificultosa y peligrosa, pues las condiciones de gobierno se ven limitadas por los lentos desplazamientos de estas embarcaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- (1) INCYTH - Laboratorio de Hidráulica Aplicada: Estudio sobre modelo de la primera etapa de desvío del río Uruguay para las obras de Salto Grande, Informe Final, Ezeiza, junio 1974.
- (2) INCYTH - Laboratorio de Hidráulica Aplicada: Estudio sobre modelo de la segunda etapa de desvío del río Uruguay para las obras de Salto Grande, Informe Final, Ezeiza, julio 1974.
- (3) INCYTH - Laboratorio de Hidráulica Aplicada: Estudio sobre modelo de la navegación provisoria durante la construcción de las obras de Salto Grande, Informe Final, Ezeiza, noviembre 1974.
- (4) INCYTH - Laboratorio de Hidráulica Aplicada: Modelo bidimensional de las obras de alivio para las obras de Salto Grande, Informe Final, Ezeiza, diciembre 1974.
- (5) MAGGIOLO, O.J.: Central hidroeléctrica Palmar, Informe N° 4, Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Montevideo, agosto 1963.
- (6) INCYTH - Laboratorio de Hidráulica Aplicada: Estudio sobre modelo de las obras de Salto Grande, Informe Parcial Capítulo V, Ezeiza, enero 1974.
- (7) QUICK, M.C.: Efficiency of air-entraining vortex formation at water intake, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, N° HY7, july, 1970, pág. 1403-1414.
- (8) ABOV-SEIDA, M.M.: Wave action below spillways, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 89, N° HY3, may 1963, pág. 133-152.
- (9) BHOWMIK, N.G.: Stilling basin design for low Froude number, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, N° HY7, july 1975, pág. 901-915.

- (10) PETERKA, A.J.: Hydraulic design of stilling basin and energy dissipators, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph N° 25, Washington, 1964.
- (11) SOGREAH: Presa de Ayui - Estudio en modelo a escala 1:125, Estudio N° 12, Paris, marzo 1962.
- (12) DAGGETT, L.L. y KEULEGAN, G.H.: Similitude in free-surface vortex formation, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 100, N° HY11, november 1974, pág. 1565-1581.
- (13) ANWAR, H.O.: Flow in a free vortex, Water Power, april 1973, pág. 153-161.
- (14) WEN-HSIUNG LI: Criteria for similitude of scour below hydraulic structures, VI Congress IAHR, C4/1-6, The Hague, 1955.

RECONOCIMIENTOS

El desarrollo de las investigaciones, en especial las referidas a pilares separadores central-vertedero y ménsulas de centrales contó con la colaboración del Ing. Julio C. DE LIO.

Participaron también como investigadores los Ingenieros Jorge A. ORELLANO y Gustavo F. VERNET, colaborando en distintas etapas de este estudio.

La discusión técnica con el Ing. Pedro PICANDET excedió su función de inspector del modelo por parte de MAIN y Asociados, contribuyendo con elementos de significativo valor al desarrollo de estas investigaciones.

La presencia del experto de la firma consultora Profesor Lawrence NEALE en este Laboratorio durante una etapa de definiciones de estructuras hidráulicas resultó un muy estimable aporte intelectual.

El Señor Angel R. RISOLI se desempeñó a lo largo de todo el estudio como técnico principal del modelo, estando a su cargo importantes tareas auxiliares.

La tarea fotográfica fue programada y realizada en su totalidad por el Señor Norberto MULLE.

Colaboraron en sus actividades específicas:

Sr. Héctor A. PEREZ	: Oficial maquetista
Sr. José MORENO	: Ayudante
Sr. Juan HERLEIN	: Oficial albañil
Srta. Mercedes J. CEPEDA	: Secretaria
Sr. Daniel MONTENEGRO	: Dibujante