



DISEÑO DE PRESAS DE NAVEGACIÓN EN EL ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL APROVECHAMIENTO DEL RÍO CARCARAÑÁ COMO VÍA FLUVIAL NAVEGABLE

Gerardo Riccardi^{(1),(3)}, Pedro Basile⁽¹⁾, Erik Zimmermann^{(1),(2)}, Hernán Stenta⁽¹⁾, Pablo Bussi⁽¹⁾, Pablo Mangiameli⁽¹⁾ y María Pesci⁽¹⁾

⁽¹⁾Departamento de Hidráulica – EIC y CURIHAM (FCEIA – UNR), ⁽²⁾Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), ⁽³⁾Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario
Riobamba 245 bis. (2000) Rosario. Sta Fe. Argentina. Te: 54 341 4808541
E-mail: riccardi@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

Una presa de navegación está compuesta por un grupo de estructuras que operan conjuntamente y tiene como objetivos garantizar requerimientos de niveles en los tramos entre presas a los efectos de la navegación y permitir el escurrimiento controlado del flujo. Asimismo pueden ser considerados otros propósitos como riego, suministro de agua, control de inundaciones y generación de energía hidroeléctrica. Este trabajo se focaliza en el prediseño hidráulico y geométrico de los componentes más relevantes de las presas de navegación que han sido propuestas en el estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como vía fluvial navegable. Se presenta la configuración hidráulica considerada para la navegación, la distribución de las presas de navegación, el prediseño del vertedero, las compuertas y el dissipador de energía. El avance y profundidad en el prediseño de las estructuras es acorde al contexto global del estudio que aborda la prefactibilidad. Los resultados aquí alcanzados permitieron cuantificar el orden de magnitud del volumen mínimo de infraestructura necesaria para este tipo de emprendimiento, estableciendo un marco de referencia rigurosamente necesario para continuar con un posterior abordaje a nivel de anteproyecto.

ABSTRACT

A navigation dam consists of a group of structures that work together and its scope is ensure water level requirements between dams for the navigation purposes and allow controlled flow discharge. It can likewise be considered for other purposes such as irrigation, water supply and hydroelectric power generation This paper focuses on the hydraulic and geometric preliminary design of the main components of the navigation dams that have been proposed in the prefeasibility study for the use of the Carcarañá River as a navigable waterway. The hydraulic configuration considered for the navigation, the distribution of navigation dams and the preliminary design of the spillway, the gates and the energy-dissipating devices is presented. Advances in the preliminary design of structures were kept accordingly to the overall context of the prefeasibility study of the project. The results achieved made possible the quantification of the order of magnitude the minimum volume needed by the infrastructure for this type of work, setting a framework rigorously necessary to proceed with a subsequent draft level approach.

INTRODUCCIÓN

Una presa de navegación es una estructura hidráulica semejante a cualquier otro tipo de presa que tenga como fin la elevación del nivel de agua mediante la interposición de un obstáculo físico, obligando al flujo a almacenar energía en forma de altura de agua para poder escurrir

por sobre el obstáculo. La característica propia de este tipo de obras es que debe ser diseñada de modo que la elevación de la superficie de agua hacia aguas arriba en un tramo relativamente largo entre presas, sea la necesaria para permitir el mantenimiento de niveles compatibles con los requeridos para la navegación de un determinado medio de transporte. Una vía fluvial con múltiples presas de navegación puede llegar a conformarse de una sucesión de embalses en serie que mayormente ocupan como área de almacenamiento solamente el cauce del curso de agua.

Existen un número de factores básicamente relacionados con costos e impactos sobre los desarrollos existentes y sobre el medio ambiente, que establecen límites sobre la elevación de los niveles que serán mantenidos mediante las presas. Excepto los casos en que la obra tenga como multipropósitos el almacenamiento para consumo humano o riego, la generación eléctrica o el control de crecidas, las presas de navegación son diseñadas para permitir el escurrimiento del mismo caudal que circulaba antes de la construcción de la presa. Uno de los principales parámetros de diseño que define cada presa de navegación y el distanciamiento entre las demás presas, es la altura de diseño, que se define como la diferencia entre el nivel aguas arriba y el nivel aguas abajo en el canal o curso de agua natural inmediatamente después de las obras.

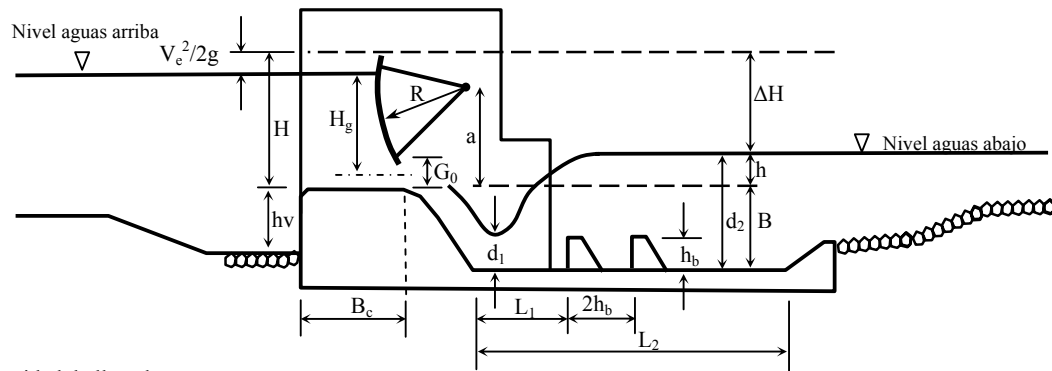
Precisamente, una clasificación posible de las presas es en función de la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo. Presas con desniveles inferiores o iguales a 15.0 m son tipificadas como de baja o media altura, en tanto que para desniveles superiores se tipifican como presas altas. Las presas de baja y media altura pueden ser proyectadas solamente para cumplir propósitos de navegación o para cumplir múltiples propósitos (USACE, 1995b). De acuerdo con el Manual de Diseño de Presas de Navegación (USACE, 1987a), los componentes básicos y suplementarios del proyecto de una presa de navegación son:

- Vertedero (con compuertas o sin control)
- Terraplén con o sin sobrepaso permitido
- Esclusa
- Paso para navegación
- Escala de peces
- Obras de toma para abastecimiento de la población y/o riego
- Casa de máquinas (turbinado hidroeléctrico)
- Obras de control de calidad de agua
- Obras de acceso y salida al sitio de la presa (contracciones/expansiones)
- Cuenco dissipador de energía

Este trabajo se circunscribe al prediseño del conjunto vertedero-compuerta y la estructura de disipación de energía. Asimismo a los efectos de contextualizar estas estructuras hidráulicas, son presentados aspectos centrales del estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como vía fluvial navegable.

PAUTAS DE DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA DE NAVEGACIÓN

Un esquema típico de una presa de navegación con la correspondiente definición de las variables y parámetros se presenta en la Figura 1.



- V_e : velocidad de llegada;
 H : altura de energía aguas arriba (referida a la cresta del vertedero);
 H_g : distancia desde nivel de aguas arriba al eje de abertura de compuerta;
 h_v : altura del vertedero;
 R : radio de la compuerta;
 G_0 : altura de la abertura de la compuerta;
 a : distancia desde el eje de giro compuerta a la cresta del vertedero;
 B_c : amplitud de la cresta ancha del vertedero;
 d_1 : tirante supercrítico de resalto;
 d_2 : tirante subcrítico de resalto;
 B : distancia entre la cota de la cresta del vertedero y el fondo platea de dissipación de energía;
 h : altura de aguas abajo (referida a la cresta del vertedero);
 ΔH : diferencia entre nivel de energía aguas arriba y nivel de aguas abajo;
 h_b : altura de bloques intermedios de dissipador de energía;
 L_1 : distancia desde paramento aguas abajo del vertedero a la cara aguas arriba de la primer fila de bloques;
 L_2 : longitud del dissipador de energía.

Figura 1.- Esquema de una presa de navegación típica (adaptado de USACE, 1987a).

TIPO DE RÉGIMEN DE FLUJO

De acuerdo a USACE (1987a), el vertedero con compuerta radial puede operar con 4 regímenes de flujo característicos (Figura 2):

- Flujo sin control con condición aguas abajo libre (Figura 2.a)
- Flujo sin control con condición aguas abajo sumergida (Figura 2.b)
- Flujo controlado con condición aguas abajo libre (Figura 2.c)
- Flujo controlado con condición aguas abajo sumergida (Figura 2.d)

La ecuación de descarga de la estructura dependerá del flujo que se verifique, pudiendo la misma estructura operar en uno o varios tipos de regímenes. La determinación del caudal en los casos de flujo sin control (a y b) se establece a partir de formulaciones de vertedero de cresta ancha, en tanto que en los casos de flujo controlado por compuerta (c y d), el caudal se determina con ecuaciones de vertedero de cresta ancha y de orificios dependiendo de la relación entre la apertura de la compuerta y el tirante de agua sobre la cresta.

En la Figura 3 se representan las cuatro posibles regiones de trabajo del vertedero en función de la energía aguas arriba (H), de la altura aguas abajo por sobre el vertedero (h) y de la

apertura de la compuerta (G_o).

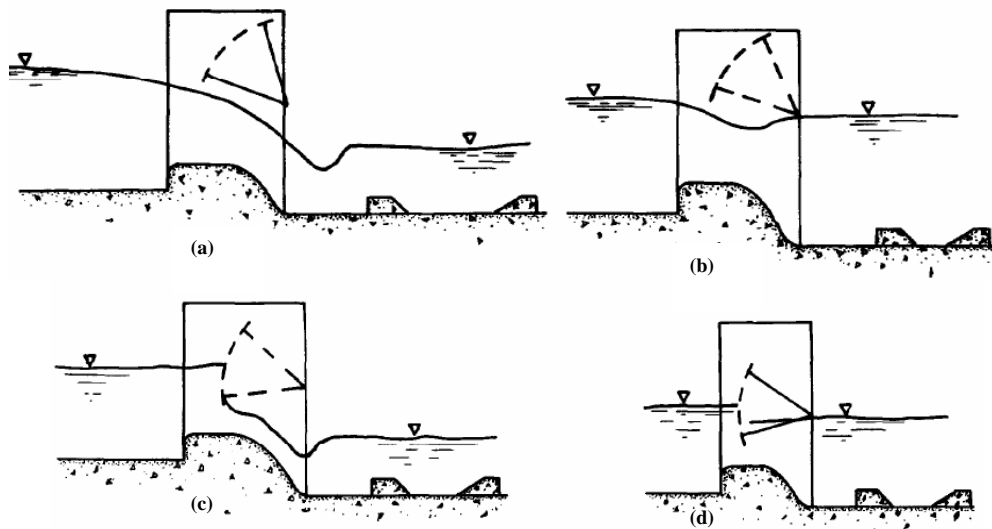


Figura 2.- Tipos de flujo sobre vertedero-compuerta. (a) Aguas arriba sin control y aguas abajo descarga libre; (b) aguas arriba sin control y aguas abajo descarga sumergida; (c) aguas arriba con control y aguas abajo descarga libre; (d) aguas arriba con control y aguas abajo descarga sumergida (adaptado de USACE, 1987a).

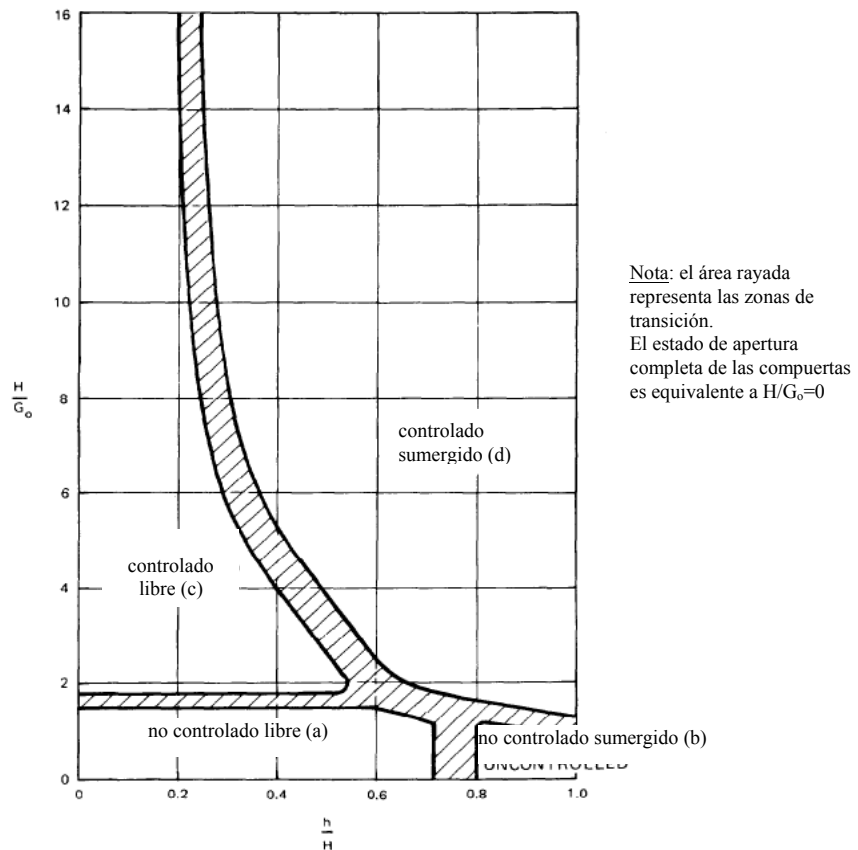


Figura 3.- Posibles regímenes de flujo sobre vertederos de presas de navegación (adaptado de USACE, 1987a)

ECUACIONES DE DESCARGA

La ecuación de gasto asociada al flujo no controlado con descarga libre aguas abajo (Figura 2.a) se puede calcular a partir de la relación:

$$Q = 0.552 C_F L H^{3/2} \quad (1)$$

donde Q (m^3/s) es el caudal erogado; C_F es un coeficiente de descarga libre que varía entre 3.0 y 4.0 (adim) dependiendo de la amplitud de la cresta ancha B_c ; L (m) es la longitud efectiva de la cresta y H (m) es la carga de energía sobre la cresta del vertedero.

La ecuación de gasto para flujo no controlado con descarga sumergida aguas abajo (Figura 2.b) puede ser del tipo:

$$Q = 0.552 C_S L H^{3/2} \quad (2)$$

donde C_S es el coeficiente de gasto para descarga sumergida, pudiéndose determinar la relación C_S/C_F a partir de h/H , siendo h la diferencia altimétrica entre el pelo de agua aguas abajo y la cresta del vertedero. Para relaciones h/H entre 0.80 y 1.00, la relación C_S/C_F varía entre 1.0 y 0.

En presas de baja altura sugiere el empleo de una formulación del tipo:

$$Q = K L h \sqrt{(2g(H-h))} \quad (3)$$

donde K es un coeficiente de contracción variando entre 0.80 y 0.95.

Cuando el flujo es controlado por una compuerta y no es afectado por el tirante aguas abajo (descarga libre) (Figura 2.c) puede emplearse la ecuación:

$$Q = C_g L G_0 \sqrt{(2gH)} \quad (4)$$

donde el coeficiente de descarga C_g es función de la relación entre la apertura de la compuerta G_0 (m) y la carga sobre la cresta H (m) y de la relación entre la distancia del eje de la compuerta a (m) y el radio de la compuerta R (m). Para un rango $0.03 \leq G_0/H \leq 0.70$ y $0.30 \leq a/R \leq 1.00$ el coeficiente C_g asume valores entre 0.45 a 1.00. USACE (1987a) recomienda el uso de ec. (4) para $H \leq 9.0$ m y apertura de la compuerta $G_0 \leq 4.20$ m. Para casos fuera del rango de utilización de la ec. (4) es necesario un tratamiento más exhaustivo, siendo recomendable considerar los criterios fijados en HDC 320-4 a 320-7, USACE, (1987b).

Por último, en los casos en que el flujo es controlado por la apertura de la compuerta y además por el tirante aguas abajo (Figura 2.d), estableciendo la sumergencia de la descarga, el caudal puede estimarse a partir de:

$$Q = C_{gs} L G_0 \sqrt{(2g\Delta H)} \quad (5)$$

donde ΔH (m) es la diferencia entre la energía del flujo aguas arriba y aguas abajo del vertedero y C_{gs} es un coeficiente de descarga que depende de la relación entre la carga aguas abajo h (m) y la apertura de la compuerta G_0 (m) y la diferencia de niveles entre la cresta del

vertedero y el fondo de la platea de disipación de energía B. Los valores de C_{gs} citados por USACE (1987b) corresponden al rango entre 0.04 a 1.00.

VERTEDERO Y DISIPADOR DE ENERGÍA

Para el diseño del perfil curvo del vertedero de cresta ancha USACE (1987a) sugiere la relación:

$$X^2 = \frac{2V_0^2 Y}{g} \quad (6a)$$

donde X (m), Y (m) son las coordenadas horizontal y vertical del perfil curvo del vertedero; V_0 (m/s) es la velocidad para descarga libre del chorro definida como:

$$V_0 = \sqrt{(2gH)} \quad (6b)$$

La determinación del tirante al pie del vertedero d_1 y la velocidad asociada V_1 puede basarse en la consideración de pérdida de energía despreciable entre el nivel de energía aguas arriba y el nivel del pie del vertedero. Para caracterizar el tipo de flujo al pie del vertedero se emplea el conocido número de Froude. Si $F_1 > 1$ y el nivel del canal aguas abajo es superior al tirante crítico, se formará un resalto hidráulico. Este resalto se ubicará al pie del vertedero siempre que el nivel aguas abajo sea igual o superior al nivel asociado al tirante conjugado del resalto d_2 . Una vez determinado todo el rango de caudales con que operará la presa de navegación, el diseño geométrico y altimétrico del disipador de energía deberá llevarse a cabo de modo tal de garantizar para todo caudal que el nivel de agua asociado al canal aguas abajo sea igual o superior al nivel asociado al tirante conjugado del resalto, para ello se ubicará el fondo de la platea de modo de asegurar tal condición. USACE (1987a) sugiere como límite menos conservador, que al menos un nivel asociado a $0.85 d_2$ sea garantizado a partir de la fijación de la cota de fondo de la platea y las condiciones aguas abajo.

USACE (1987a) especifica algunas recomendaciones respecto a los cuencos disipadores de energía de las presas de navegación. En estos casos particulares de estructuras hidráulicas, de baja altura y no excesivas velocidades, los números de Froude en general son inferiores a 4.0, dando lugar a la formación de resaltos hidráulicos inestables, con fuertes oscilaciones y resultando también en formación de trenes de onda que se propagarán hacia aguas abajo. Siempre que las velocidades de entrada al cuenco no superen los 15 m/s es posible la adición de 1 o 2 filas de bloques intermedios y umbrales de salida a los efectos de mejorar la eficiencia de disipación y acortar la estructura. En lo que respecta la longitud de la platea de disipación de energía se sugiere una relación del tipo:

$$L_2 = 2d_1 F_1^{1.50} \quad (7)$$

donde L_2 (m) se define desde el pie del vertedero hasta el comienzo del umbral de salida (Figura 1). La ec. (7) establece valores de longitud de la platea de disipación algo mayores a los que resultan de aplicar la metodología presentada por Peterka (1984) en lo que se tipifica el disipador tipo III, en la cual se vincula a la relación entre la longitud del resalto (y consiguientemente de la platea) y el tirante conjugado (d_2) con el número de Froude del flujo

entrante.

En lo que respecta a la altura de los bloques intermedios h_b y la distancia a la primer fila L_1 , se sugiere para una abertura completa de la compuerta relaciones del tipo $h_b = 0.25d_2$ y $L_1 = 1.3d_2$. Para el umbral aguas abajo se ha verificado que una pendiente de 1V:5H ha resultado efectiva para la transición del flujo desde la platea hacia el curso. Dependiendo de las velocidades y del número de Froude del escurrimiento puede ser recomendable el uso de protección del lecho del curso desde la platea hasta el cauce del curso.

APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO

Como se mencionara, este trabajo forma parte de la evaluación de prefactibilidad técnica de un sistema de transporte fluvial integral para el sistema de los ríos Carcarañá-Tercero. Por lo tanto, el área de estudio comprende la zona de influencia del sistema formado por el río Coronda y el sistema hidrográfico de los ríos Carcarañá-Tercero. Son de destacar los antecedentes de García (1836) y Huergo (1890), que fueron pioneros en promover el aprovechamiento de dichos ríos con el objetivo de establecer una ruta fluvial comercialmente navegable.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de aportes de la cuenca del río Carcarañá se desarrolla a lo largo de las provincias de Santa Fe y Córdoba (Figura 4). En ésta toma el nombre de “río Carcarañá” después de colectar el agua proveniente de las cuencas de los ríos Tercero y Saladillo, a la altura de las localidades de Monte Buey y Bell Ville. A la altura de Cruz Alta, entra en la Provincia de Santa Fe y recibe por su margen izquierda el aporte del A° de Las Tortugas que oficia de límite interprovincial en sentido norte-sur y a los afluentes del A° Mojarras y Leones por su margen derecha. Posteriormente fluye por su cauce bien definido recorriendo la Provincia de Santa Fe de suroeste a noreste. Mientras que, en la porción final de la cuenca, donde el río presenta un cauce muy desarrollado, se observa otro cambio morfológico de magnitud, que es la inflexión de su sentido de escurrimiento hasta desembocar en el río Coronda, brazo del Paraná a la altura de Pto Gaboto. Considerando dicha sección de cierre el área total de la cuenca es de aprox. 48000 km²(Basile et al., 2013).

Todo el río Carcarañá se desarrolla sobre márgenes que oscilan entre 3 y 4 m de altura con un ancho medio del orden de los 40 m, el cauce presenta un patrón morfológico sinuoso. En partes del lecho se observan afloramientos de tosca. En el sector este de la cuenca se ubican áreas más planas, donde se emplazan los sistemas de canalizaciones de Salto Grande y Serodino.

El cauce actual del río considerando como origen la desembocadura en el río Coronda a la altura de Puerto Gaboto y como extremo aguas arriba el Embalse Piedras Moras, tiene una longitud de 598 km, contados sobre el eje del río. A los efectos de una mejor presentación de las características del curso, se lo subdividió en 4 tramos a saber: Tramo 1: desde Puerto Gaboto a Cruz Alta (PG-CA), Tramo 2: desde Cruz Alta a Bell Ville (CA-BV), Tramo 3: desde Bell Ville a Villa María (BV-VM) y Tramo 4: desde Villa María a Río Tercero (VM-RT). En la Tabla 1 se resumen las características morfológicas principales.

La Figura 5 muestra el perfil longitudinal del terreno natural del tramo completo, desde Puerto Gaboto hasta la ciudad de Río Tercero, expresado en cotas IGN.

Los índices de sinuosidad por tramos son: $S=1.2$ (PG-CA), $S=1.27$ (CA-BV), $S=1.93$ (BV-VM) y $S=1.31$ (VM-RT). Todos los tramos presentan sinuosidad elevada, en particular, un tramo de río meándrico se caracteriza por $S>1.5$, por lo tanto, el tramo BV-VM es típicamente meándrico. Este patrón morfológico se observa justamente en el tramo BV-VM, de transición entre pendientes elevadas aguas arriba de Villa María y pendientes más moderadas aguas abajo de Bell Ville, es decir, en la parte del perfil longitudinal que presenta la mayor curvatura.

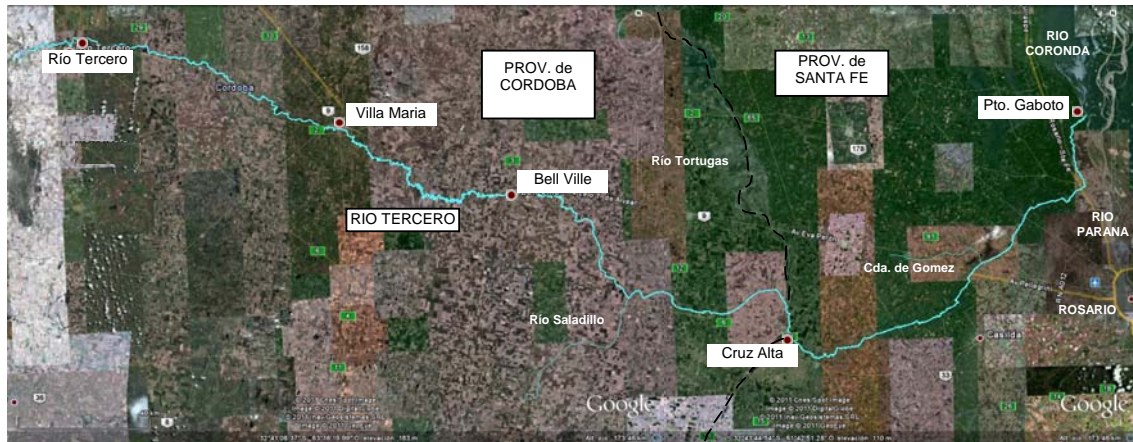


Figura 4.- Sistema hidrográfico Carcarañá- Tercero, principales ciudades y rutas (Google™ Earth).

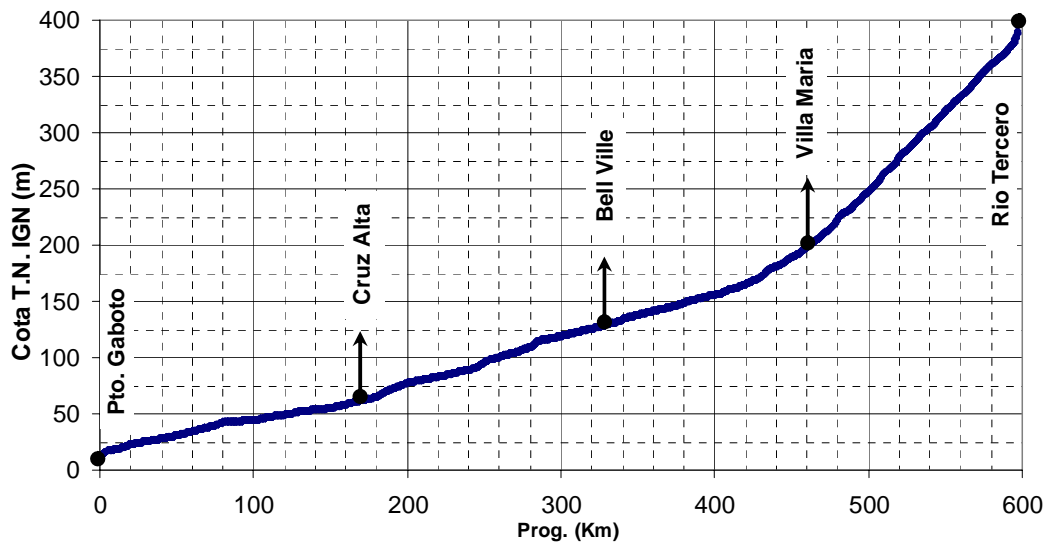


Figura 5.- Perfil longitudinal del terreno natural río Carcarañá-Tercero (Pto Gaboto-Río Tercero)(Basile et.al, 2013).

Tabla 1.- Características principales del cauce actual del río por tramos.

TRAMO PUERTO GABOTO-RÍO TERCERO TRAZA ACTUAL								
Tramo	Prog. Abajo (km)	Prog. Arriba (km)	Longitud (km)	Cota T.N. Abajo IGN (m)	Cota T.N. Arriba IGN (m)	Desnivel (m)	S ₀ media (‰)	Ancho medio (m)
PG-CA	0	173.5	173.5	10.0	63.0	53.0	0.306	46.4
CA-BV	173.5	327.2	153.7	63.0	125.4	62.4	0.406	29.5
BV-VM	327.2	460.3	133.1	125.4	200.1	74.7	0.562	33.8
VM-RT	460.3	597.7	137.4	200.1	410.0	209.9	1.528	42.1

DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE, LA VÍA FLUVIAL Y DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS DE PROYECTO

CARGA A TRANSPORTAR

Para la cuantificación del volumen de carga a transportar anualmente, orientada sustancialmente a cereales y oleaginosas, se realizó la proyección de la producción de granos de la República Argentina y de las provincias de Córdoba y Santa Fe con un horizonte de 15 y 30 años, desagregadas para los departamentos de dichas provincias ubicados en la zona de influencia del proyecto. La demanda potencial total del proyecto se definió como la suma del 20% de la producción de los departamentos Calamuchita, General San Martín, Juárez Celman, Marcos Juárez, Río Cuarto, Tercero Arriba y Unión; el 15% de la producción del resto de los departamentos de la Provincia de Córdoba y el 10% de los departamentos Belgrano, Caseros e Iriondo, de la Provincia de Santa Fe. Por otra parte, se especificó una capacidad máxima del proyecto, es decir, una carga máxima anual a transportar de 8 millones de toneladas (Basile et al., 2013).

SISTEMA DE TRANSPORTE

El sistema de transporte considerado es de tipo convoy con barcazas, propulsadas por empuje. Las barcazas tienen mangas B igual a 6 m y 7.5 m, con una eslora L_b de 30 m. Por otra parte, se especificó una relación entre calado estático de diseño T y puntal P igual a 0.75 (T/P=0.75). El calado estático de diseño fue definido en T = 1.20 m, resultando el puntal P = 1.60 m. Se analizaron alternativas de convoy con n x m barcazas (n: número en sentido longitudinal y m: número en sentido transversal) con uno y dos carriles de navegación. Las alternativas consideradas finalmente fueron tipificadas como A), B) y C) (Basile et al., 2013).

VIA FLUVIAL

Ancho Mínimo Requerido, Radios Mínimos de Curva y Longitud de Transiciones

El ancho requerido en tramos rectos del canal navegable es un múltiplo de la manga (USACE, 2001). En las alternativas A) y C) el ancho mínimo requerido de la vía fluvial en tramos rectos resultó de W_d=40 m. Este es un ancho promedio característico del sistema Carcarañá-Tercero e implica un menor volumen de obra en lo que respecta al movimiento de suelos para adecuación de anchos. En la alternativa B) el ancho mínimo requerido es de W_d=50 m. Los anchos de diseño mencionados precedentemente se aplican a tramos rectos. En tramos de curvas, a dichos anchos se le deben adicionar sobreanchos. Esto es debido a la deriva del convoy que tiende a desplazar la popa hacia la margen externa, aumentando

consecuentemente el ancho necesario en tramos rectos sin deriva. Los anchos mínimos requeridos en curvas son función de los radios de curva, del ángulo de deflexión, de la manga y de la eslora total del convoy, de la velocidad de flujo, de la potencia del empujador, etc. El radio de curvatura recomendable en un canal de navegación es de 3 a 4 veces la eslora total del convoy (remolcador+barcazas). La eslora del convoy en todos los casos considerados es de 72 m, por lo tanto, el radio mínimo de curvatura recomendable es de 220 m - 290 m aproximadamente. El prediseño de sobreanchos se realizaron para cuatro radios de curvatura genéricos variando entre 300 m y 900 m, para los cuales los sobreanchos calculados variaron entre 23 m y 9 m (alternativa A), entre 19 m y 2 m (alternativa B) y entre 12 m y 6 m (alternativa C). Las longitudes de transiciones se calcularon mediante la relación 10:1, es decir, 10 m de longitud de transición por metro de sobreancho.

Profundidad náutica mínima requerida

En lo que respecta a la profundidad náutica mínima requerida, se tuvo en cuenta el criterio que establece la relación entre profundidad y calado estático igual a 1.35 (USACE, 1980). Por otra parte, se realizó la estimación de una profundidad a partir de adicionarle al calado estático de diseño la revancha bruta bajo quilla. La profundidad náutica mínima requerida que se adoptó para las alternativas A) y B) fue $h_{nr} = 1.77$ m, en tanto que en la alternativa C) $h_{nr} = 2.18$ m.

DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS DE PROYECTO

A partir de las consideraciones del sistema de transporte y del diseño de la vía fluvial navegable se definieron todas las características de las alternativas de proyecto, las cuales se sintetizan en la Tabla 2.

Tabla 2. Síntesis de alternativas de proyecto (Basile et al., 2013).

VARIABLE	ALTERNATIVA		
	A	B	C
Nº de carriles	2	2	1
Base fondo canal, W_d (m)	40	50	40
Manga barcaza, B (m)	6	7.5	7.5
Eslora barcaza, L_b (m)	30	30	30
Eslora empujador, L_e (m)	12	12	12
Prof. náutica mín. requerida, h_{nr} (m)	1.77	1.77	2.18
Factor de bloqueo, F_b	10	10	10
Configuración convoy	2 x 1	2 x 1	2 x 2
Manga convoy, B_c (m)	6	7.5	15
Eslora convoy, L_c (m)	72	72	72
Capacidad de carga convoy (TPN) (t)	377.8	472.2	944.4

CONDICIONES DE NAVEGABILIDAD PARA RÉGIMEN ACTUAL DE CAUDALES, NIVELES HÍDRICOS Y MORFOLOGÍA DEL RÍO

Se realizaron estudios sobre las condiciones actuales de permanencia de niveles y caudales en el río, tendientes a evaluar la necesidad de implementar presas de navegación. Particularmente, se analizó en detalle el régimen de caudales y la morfología actual a los efectos de evaluar si eran compatibles con los requerimientos mínimos para la navegación que surgen del diseño de la vía fluvial navegable y del sistema de transporte para las alternativas A, B y C seleccionadas. A tales fines, en el tramo PG-CA se comparó el tirante actual asociado al caudal $Q_{md}(95\%)$, con el tirante determinado para una configuración transversal

del río compatible con condiciones mínimas de navegabilidad, fijadas inicialmente con una base de fondo de 40 m y taludes 1:2 (H:V) (alternativas A y C). Para el tramo se consideraron los datos de caudales medios diarios disponibles en la Estación Andino, con los cuales se construyó la correspondiente curva de duración (Figura 6a). A partir de dicha curva resulta un caudal $Q_{md}(95\%)=25 \text{ m}^3/\text{s}$. Para ese valor de caudal y considerando una sección transversal asumida para el proyecto de 40 m de base de fondo, talud 1:2 (H:V), coeficiente de rugosidad de Manning $\eta = 0.030 \text{ s/m}^{1/3}$ y pendiente de fondo longitudinal $So= 0.00036 \text{ m/m}$ (Tramo PG-CA); el tirante asociado es de $H = 1.00 \text{ m}$.

El valor resultante de la profundidad, es mucho menor que las profundidades náuticas mínimas requeridas para las tres alternativas, es decir, menor que 1.80 m (alternativas A y B) y menor que 2.2 m (alternativa C). El cálculo de la profundidad asociada al $Q_{md}(95\%)$ fue realizado considerando solamente el tramo PG-CA, pero en el resto de los tramos se dan situaciones similares, dado que el caudal 95% es menor aún y la pendiente longitudinal es mayor, lo que deriva en una menor profundidad del agua respecto a la calculada anteriormente.

Es importante destacar que, sin recurrir a la implementación de presas de navegación, las características del régimen de caudales del río representan un condicionamiento muy fuerte para su aprovechamiento como ruta fluvial navegable. En efecto, por el río escurren caudales que pueden alcanzar valores máximos superiores a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en crecidas extraordinarias, de hecho en el año 2007 alcanzó caudales en la zona del puente de la Ruta Nacional N° 9 del orden de los $800 \text{ m}^3/\text{s}$. No obstante, la curva de duración de caudales medios diarios en Andino (Figura 6a) se corresponde con un régimen de baja permanencia, con crecidas de corta duración, con caudales superiores a los $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en no más del 5% de los días del año; en dicha curva también se observan caudales superiores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ en no más del 20% de los días del año.

Para la alternativa A es necesario garantizar un tirante de agua del orden de 1.80 m en la sección trapezoidal de 40 m de base de fondo, por lo tanto, el caudal necesario correspondiente es de $66 \text{ m}^3/\text{s}$. Para el actual régimen hidrológico ese valor de caudal solo se puede garantizar en el 50% de los días del año. Esto implica que la vía fluvial, sin recurrir a sistemas de presas de navegación para elevación de niveles hidrométricos, podría estar operativa durante la mitad del año. Dada la magnitud estimada de la carga anual a transportar, del orden de 8000000 t , este período efectivo de medio año de navegabilidad con convoyes de barcas no es compatible con la viabilidad operativa del presente estudio.

Obviamente, mucho más restrictivas son las alternativas B y C por demandar un mayor ancho y una mayor profundidad náutica requerida respectivamente. También resulta fácilmente deducible que las condiciones son aún más restrictivas en los otros 3 tramos aguas arriba debido a la menor permanencia de los caudales (Figuras 6b, 6c y 6d).

PREDISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO DE LA VÍA NAVEGABLE

A partir del diseño preliminar del sistema de transporte y de la vía fluvial se procedió a realizar el prediseño hidráulico y geométrico de la vía de navegación que incluyó la

definición de: i) sección transversal, incluyendo ancho de fondo, profundidad y taludes laterales; ii) traza de proyecto, incluyendo la traza planimétrica y iii) emplazamientos de presas y esclusas.

DEFINICIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES

Las secciones transversales se han definido en función de los requerimientos para el sistema de transporte, resultando de acuerdo a la alternativa, en secciones trapeciales de 40 m de base fondo (alternativa A y C) y de 50 m de base de fondo en el caso de la alternativa B. La altura de márgenes llenas definida para todas alternativas es de 8.0 m. El talud mínimo necesario requerido desde condiciones hidráulicas es de 1:2 (H:V). En la Figura 7 se representa una sección actual tipo del tramo PG-CA conjuntamente con las secciones de proyecto.

TRAZA DE PROYECTO

Para la definición de la planimetría de la traza de proyecto, los criterios predominantes considerados en el prediseño fueron: i) superponer en la mayor medida posible la nueva traza con el cauce existente; ii) utilizar los mínimos radios posibles impuesto desde condiciones de navegabilidad de las convoyes de barcazas emergentes de las alternativas A, B y C; iii) desvío de la vía de navegación cuando el cauce es lindante a ciudades, infraestructura urbana y sitios recreacionales (balnearios, zonas de pesca, camping) existentes, con el objeto de evitar intervenciones en tramos con usos intensivos del río por parte de la población; iv) minimizar el inevitable impacto fluviomorfológico.

La traza definida en este estudio resultó en un aprovechamiento del 44% del cauce existente para el caso de base de fondo de 40 m y del 40% en el caso de base de fondo de 50 m. Características generales como la progresiva de extremo de cada tramo (desde aguas abajo hacia aguas arriba), distancias parciales en los tramos y pendiente longitudinal asumida de la traza de diseño se presentan en la Tabla 3.

CRITERIOS PARA DETERMINACIÓN DE UBICACIONES DE LAS PRESAS

Para la ubicación de los emplazamientos de las presas de navegación se ha considerado el criterio de garantizar un tirante mínimo en la cola del remanso generado que dependerá de la profundidad náutica mínima requerida para cada alternativa y un tirante de 6 m en correspondencia con la presa de navegación, de modo de disponer de una altura de seguridad/revancha de 2 m (la profundidad media de la sección de proyecto es de 8 m). En el caso de las alternativas A y B el tirante mínimo a garantizar es 1.8 m y en la alternativa C fue considerado en 2.2 m. La distancia entre presas sucesivas se determinó a partir del cociente entre la diferencia de niveles y la pendiente longitudinal del tramo. Las pendientes longitudinales consideradas en cada tramo son las que se presentan en la Tabla 3.

Un esquema de las consideraciones tenidas en cuentas para la definición de la distancia entre presas de navegación se ilustra en la Figura 8. En el contorno aguas abajo del río Carcarañá, en su desembocadura en el río Coronda fue considerada una condición de borde en términos de cota de pelo de agua de 6.04 m (IGN). Esta cota está asociada a un porcentaje de tiempo de excedencia del 90% .

Las cantidades tentativas de las presas de navegación se definieron con el siguiente detalle:

- (i) Alternativas A y B, 84 presas discriminadas en 13 (tramo PG-CA), 15 (tramo CA-BV), 20 (tramo BV-VM) y 36 (tramo VM-RT).
(ii) Alternativa C, 93 presas discriminadas en 14 (tramo PG-CA), 17 (tramo CA-BV), 22 (tramo BV-VM) y 40 (tramo VM-RT).

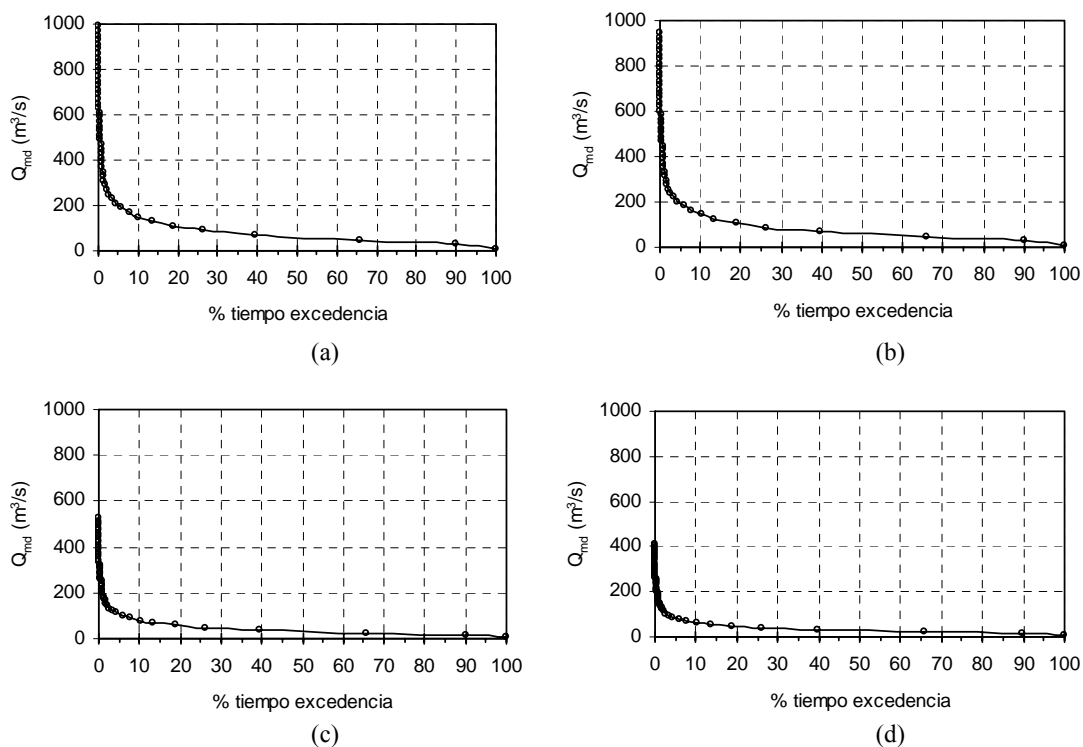


Figura 6. Curvas de duración de caudales medios diarios (a) Río Carcarañá - Andino (1980-2010); (b) Río Carcarañá – Cruz Alta; (c) Río Tercero – Bell Ville y (d) Río Tercero – Villa María (FCEIA, 2012)

Tabla 3.- Características traza de proyecto (Basile et al., 2013)

Traza de Proyecto			
Tramo	Prog. Fin (km)	Longitud (km)	$S_{0\ med}$ (‰)
PG-CA	150.0	150.0	0.35
CA-BV	269.7	119.7	0.52
BV-VM	349.5	79.8	1.07
VM-RT	439.3	89.8	1.65

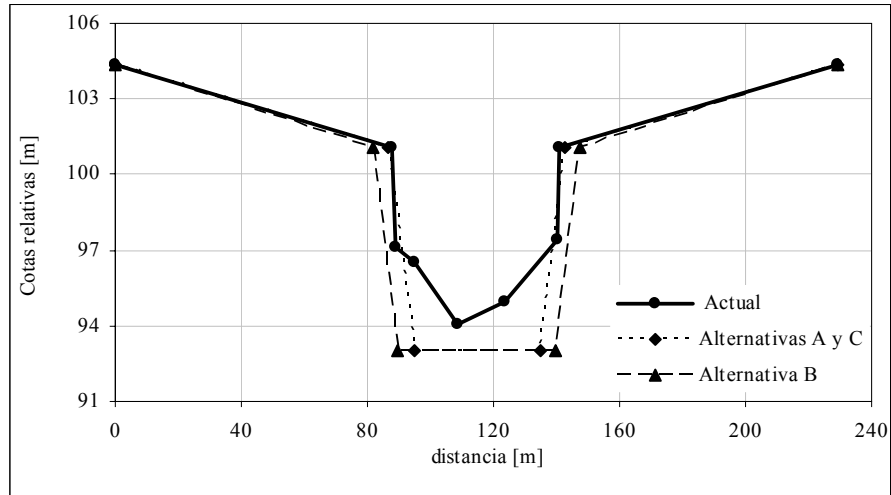


Figura 7.- Secciones actual tipo y de las alternativas de proyecto del río Carcarañá en tramo PG-CA.

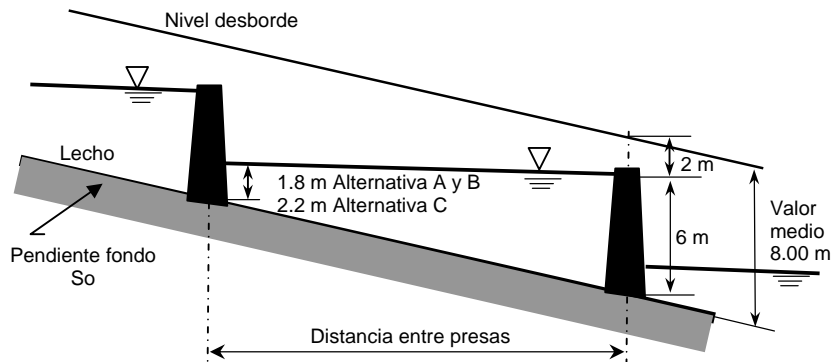


Figura 8.- Esquematación de distancia entre presas de navegación (FCEIA, 2012)

PREDISEÑO HIDRÁULICO DE LAS PRESAS DE NAVEGACIÓN

COTA DE CORONAMIENTO DE LA CRESTA DEL VERTEDERO

En el diseño de la cota del vertedero se tuvieron en cuenta diversos factores a saber:

- de acuerdo a la distancia adoptada entre presas de navegación, el tirante aguas arriba de la presa, necesario para asegurar la navegabilidad en los tramos entre presas de navegación en épocas de caudales críticos es de 6.00 m;
- la altura del vertedero debe ser la máxima posible para minimizar altura de compuerta pero no debe modificar el perfil hidráulico presente actualmente durante crecidas extremas con desborde del curso principal.

En cada tramo a los efectos de evaluar la capacidad actual de conducción del cauce y en particular la capacidad máxima, se procedió a determinar la relación altura-caudal mediante la aplicación de la formulación de Manning considerando secciones transversales disponibles de trabajos antecedentes, con pendiente de fondo variables. En particular en el tramo PG-CA

donde se presentan los mayores caudales, se consideró una pendiente variando entre $0.00033 \leq S_0 \leq 0.00038$, un coeficiente de Manning $0.033 \leq \eta \leq 0.035$ y un ancho de fondo $33\text{m} \leq B_{\text{fondo}} \leq 37\text{m}$. En la Figura 9 se ilustra el rango de relaciones h-Q determinadas y la relación biunívoca adoptada a partir de promediar valores para cada caudal. En el tramo se determinó que, bajo las condiciones actuales del régimen de escurrimiento, el nivel de desborde del cauce del río se verifica para caudales superiores a $600\text{ m}^3/\text{s}$, en sitios cercanos a la ciudad de Carcarañá donde se supone que no influye la condición de contorno existente en la desembocadura del río Carcarañá en el río Coronda.

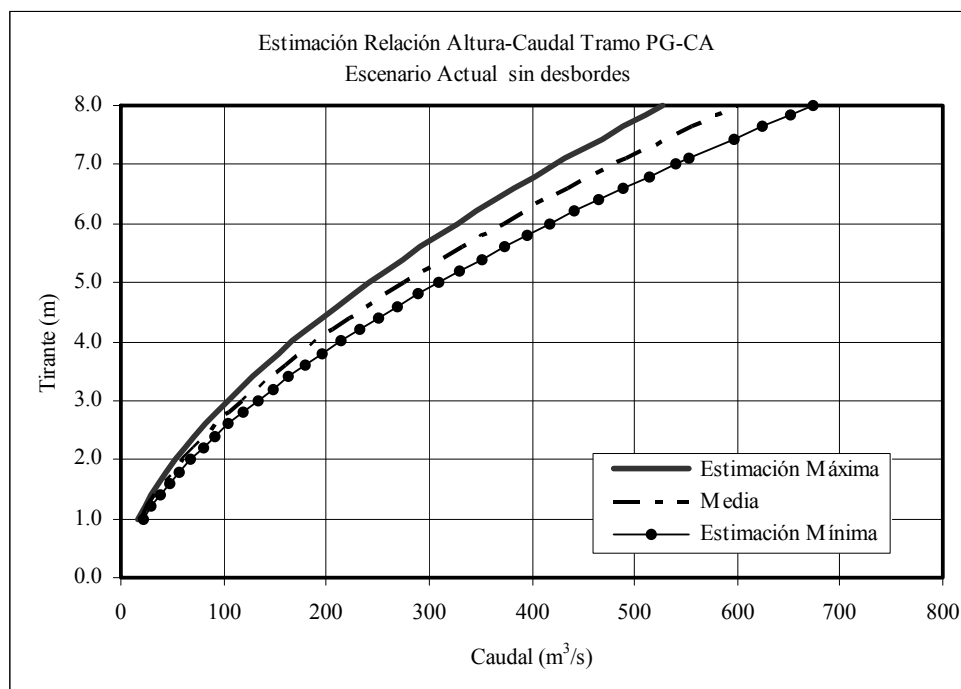


Figura 9. Relación tirante-caudal en el escenario actual del río en tramo PG-CA.

Asumiendo que:

- la longitud mínima de escurrimiento en condición de caudal máximo encausado es de aproximadamente 38.60 m en la zona de los vertederos y las esclusas de navegación;
- el nivel aguas abajo del vertedero asociado a un caudal de $600\text{ m}^3/\text{s}$ es de 7.00 m en la sección rectificada de base de fondo 40 m con talud lateral 1:2 (1H:2V), coeficiente de resistencia de Manning $\eta = 0.030$ y pendiente longitudinal $S_0 = 0.00036$;
- el nivel máximo permitido aguas arriba del vertedero sin desborde del cauce es de 8.00 m
- la altura del vertedero es $h_v = 2.00\text{ m}$
- y considerando la ecuación de descarga de vertedero (ec.3) con un coeficiente $K = 0.85$, se determinó un tirante aguas arriba de 7.70 m $< 8.00\text{ m}$, con lo que se verifica la condición de no desborde. De este modo bajo la proposición de $h_v = 2.00\text{ m}$ se corrobora que se aproxima a la máxima altura posible del vertedero de modo de no producir una amplificación del impacto en crecidas cercanas al desborde.

En la Figura 10 se grafica el tirante aguas arriba del vertedero esperable para el rango de caudales entre 200 y $600\text{ m}^3/\text{s}$ asumiendo un escenario de apertura total de las compuertas y de las esclusas de navegación. En líneas de trazo se esquematiza la situación verificada donde el caudal de aproximadamente $600\text{ m}^3/\text{s}$ que produce el desborde en la situación actual del

curso, producirá un tirante de $7.70\text{m} < 8.00\text{m}$, correspondiente al nuevo nivel de desborde asociado a la sección canalizada de la vía navegable en el marco de las alternativas A y C.

En la Figura 11 se ilustra la configuración hidráulica donde se verifica el no desborde para un caudal de $600\text{ m}^3/\text{s}$ en la vía navegable correspondiente a las alternativas A y C.

En la Figura 12 se grafica el tirante aguas arriba para el caso de esclusas de navegación cerradas y operando y las compuertas totalmente abiertas. Puede observarse que el caudal máximo erogado cuando el tirante aguas arriba alcanza el nivel de desborde es de $517\text{ m}^3/\text{s}$. Se infiere que solo podrá asegurarse la no amplificación del impacto en términos de inundaciones si las esclusas de navegación están completamente abiertas cuando los caudales son superiores a los $500\text{ m}^3/\text{s}$.

Con la esclusa en operación se observa que para caudales de hasta $300\text{ m}^3/\text{s}$ el funcionamiento hidráulico del vertedero es libre, no estando condicionado por el tirante de restitución. Por otro lado cuando los caudales superan los $500\text{ m}^3/\text{s}$ el funcionamiento hidráulico del vertedero es de tipo bajo y con descarga sumergida.

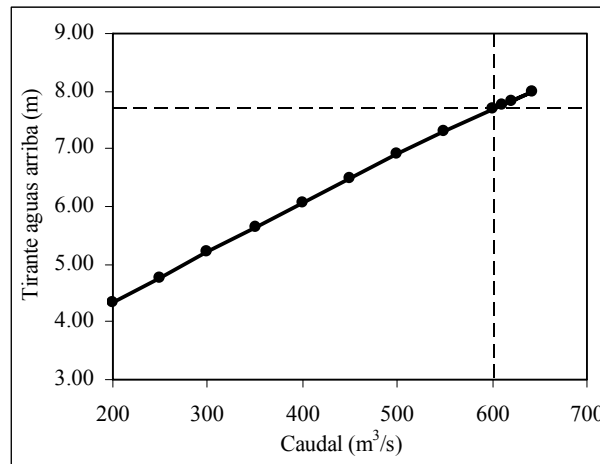


Figura 10. Tirante aguas arriba de la presa de navegación en alternativas A y C estando compuertas y esclusas completamente abiertas. Tramo PG-CA.

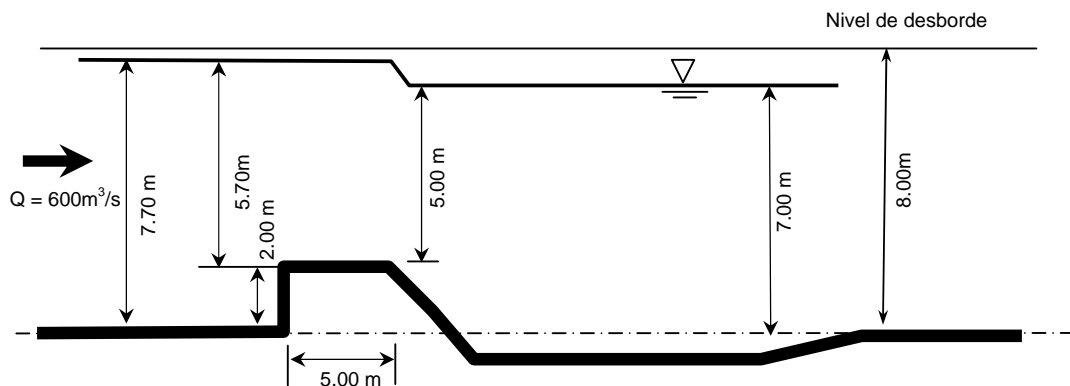


Figura 11. Configuración hidráulica para estado de cauce lleno en las alternativas de proyecto A y C.

Se debe destacar que la situación fue analizada solamente para las alternativas A y C (base de fondo de 40 m), siendo que para la alternativas B al aumentarse la capacidad de conducción de las respectivas secciones de proyecto, las configuraciones hidráulicas serán mas favorables desde el punto de vista de la perturbación introducida por el vertedero.

Se concluye que el adoptar una altura de vertedero $h_v = 2.00$ m y una longitud libre de paso sobre la obra incluyendo la longitud del vertedero y el ancho de las esclusas $L = 38.60$ m, no altera la configuración hidráulica actual del río para un caudal asociado al cauce lleno. Si bien el cálculo fue llevado a cabo en el tramo donde se verifica el régimen de caudales mayores, la conclusión se verifica en todos los tramos aguas arriba, quedando para instancias posteriores un posible ajuste de tal parámetro de diseño del vertedero.

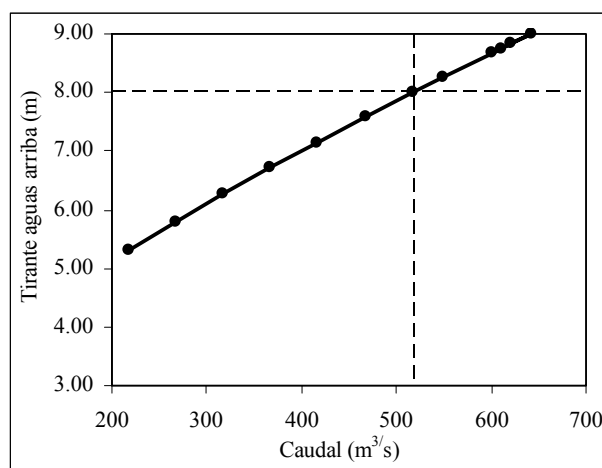


Figura 12. Tirante aguas arriba de la presa de navegación en alternativas A y C estando compuertas completamente abiertas y esclusas cerradas (en operación). Tramo PG-CA.

RANGO DE FUNCIONAMIENTO DEL VERTEDERO Y COMPUERTAS.

Considerando la altura del vertedero de $h_v = 2.0$ m, los requerimientos de tirante de navegación y en función del régimen de caudales medios diarios, de la pendiente de fondo y sección transversal asumida en cada uno de los 4 tramos del proyecto de canalización (ver Tablas 2 y 3), puede establecerse el rango de funcionamiento del vertedero y compuertas.

En la Tabla 4 se presentan los tiempos medios anuales de no excedencia en cada una de las alternativas y en cada uno de los tramos. Estos tiempos representan el número de días al año en que es esperable que deban cerrarse parcialmente las compuertas para mantener los niveles de modo de garantizar las profundidades náuticas requeridas para la navegación. Los valores han sido determinados a partir de las relaciones representadas en Figuras 6a, 6b, 6c y 6d.

Tabla 4. - Tiempos medios necesarios de regulación de niveles por alternativa y por tramo

Alter	W_d (m)	h_{nr} (m)	Caudales Asociados (m^3/s)				No excedencias asociadas en días			
			PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT	PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT
A	40	1.80	66	79	113	140	219	329	357	363
B	50	1.80	82	99	142	176	259	343	360	364
C	40	2.20	91	110	157	195	303	349	361	364

En el tramo PG-CA, que corresponde al tramo con mayor régimen de caudales, para la alternativa A, el caudal límite inferior para comenzar con el cierre parcial de las compuertas es de $66 \text{ m}^3/\text{s}$ (tirante normal 1.80 m) correspondiendo a un porcentaje de tiempo al año de no excedencia del orden del 60%. En el caso de la alternativa C dado que el nivel a garantizar es de 2.20 m, el caudal asociado es de $91 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiendo un tiempo de no excedencia del 83%.

Dado que las excedencias anuales de los caudales van disminuyendo hacia aguas arriba y que las pendientes del terreno natural y de la traza de proyecto aumentan hacia aguas arriba, los tiempos garantizables de tirantes mínimos sin llevar a cabo el cierre parcial de compuertas disminuyen fuertemente hacia aguas arriba.

En el tramo VM-RT, para el caso de la alternativa A, el caudal necesario para garantizar la profundidad náutica de 1.80 m es $140 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal asociado a una no excedencia del 99.4%, en tanto que para la alternativa C, el caudal necesario es de $195 \text{ m}^3/\text{s}$, con un tiempo de no excedencia del 99.8%.

Analizando el tiempo necesario de regulación de niveles en términos de días es posible afirmar que en el caso del tramo PG-CA los valores resultaron según la alternativa, entre 219 días/año y 303 días/año, en tanto que en tramo alto VM-RT el tiempo necesario de regulación es aproximadamente todo el año, independientemente de la alternativa.

Corresponde destacar que estos tiempos son valores medios considerando una agregación de 4 tramos de los 440 km de la vía de navegación. Asimismo en el tramo cercano a la desembocadura en el río Coronda, el régimen de niveles hidrométricos de la vía de navegación sobre el río Carcarañá se verá afectado por el régimen correspondiente al río Coronda, por lo cual para la zona de influencia del posible remanso propagado desde el río Coronda, los días al año con regulación disminuirán de mayor a menor magnitud en la dirección hacia aguas arriba.

DESCARGADORES DE FONDO PARA LIMPIEZA

A los efectos de prever la remoción del sedimento depositado aguas arriba del vertedero, se diseñaron descargadores de fondo de 1.00 m de altura con válvula de cierre. Se estima que en períodos de operación de la presa de navegación, mediante la apertura total de cada descargador de fondo se alcanzarán velocidades medias máximas cercanas a los 9.00 m/s en las inmediaciones de los descargadores, con caudales pasantes por los descargadores del orden de $7.0 \text{ m}^3/\text{s}$, con lo que se logrará remover gran parte de los sedimentos acumulados aguas arriba del cierre. No obstante se prevé la instalación de equipamiento para remoción mecánica si correspondiere.

DISIPADOR DE ENERGÍA

El disipador de energía es de platea horizontal con dados intermedios para acortar longitud y mejorar la eficiencia de la disipación. De acuerdo a Peterka (1984), a los efectos de reducir la longitud de la platea es aconsejable el uso de bloques intermedios cuando las máximas velocidades no exceden los 15.0 m/s.

La cota de fondo de la platea fue prediseñada con un margen de seguridad entre la cota del canal aguas abajo y el conjugado del resalto del orden del 20% cubriendo todo el rango posible de operación de la presa de navegación. Si bien USACE (1987a) especifica que bajo determinadas circunstancias el dissipador puede operar en todo el rango de caudales de funcionamiento, con cotas aguas abajo un 15% por debajo del conjugado, se ha preferido contemplar en este prediseño un margen de seguridad conservador, dejando para la instancia del proyecto definitivo y la correspondiente modelación física, una posible modificación de la cota. En este contexto la platea se prediseñó a 1.30 m por debajo del nivel del fondo del cauce.

Se adoptó una única fila de bloques intermedios ubicadas a una longitud determinada a partir del máximo valor para $L_1 = 1.3d_2$, resultando en $L_1 = 9.80$ m. La altura de los bloques se adoptó de $h_b = 2.00$ m

La longitud de la platea desde el pie del vertedero hasta el inicio del umbral de salida del cuenco fue establecida de acuerdo a ec.(7), resultando $L_2 = 17.20$ m

Para la definición del umbral de salida del cuenco dissipador de energía inicialmente se prediseñó con un talud 1V:1H, y una rampa ascendente a 15° con protección empedrada flexible del lecho, de modo de empalmar el nivel de referencia del piso del dissipador con el cauce. Posteriormente se decidió modificar el prediseño de modo de disminuir la pendiente del umbral a 1V:5H para empalmar el fondo del cuenco con el nivel del fondo del cauce, previendo una protección rocosa en la transición con una longitud que deberá verificarse en el proyecto definitivo.

El espesor del cuenco dissipador fue estimado preliminarmente de modo de satisfacer condiciones de no levantamiento por subpresiones en una alternativa sin drenes, resultando $e = 2.50$ m, considerando un hormigón de alta resistencia en una capa superior de 1.00 m y un hormigón de baja resistencia en una capa de 1.50 m de espesor. Asimismo debe remarcarse que el material constitutivo del lecho es diferente a lo largo de los 440 km de la traza por lo que en futuras instancias de avance del proyecto deberá analizarse cada caso en particular.

Finalmente, el prediseño de la presa de navegación resultante para el tramo PG-CA es el que se presenta en corte en la Figura 13 en tanto que se presenta una planta general en la Figura 14 y una planta de detalle en la Figura 15. Las ilustraciones corresponden a las alternativas A y B puesto que finalmente la alternativa C resultó operacionalmente inviable.

Adicionalmente a los elementos constitutivos de la obra ya señalados, se ha agregado una platea de aproximación al vertedero que cumple varias funciones. Por un lado protege al fondo del lecho cuando se realicen las aperturas de los descargadores de fondo y se produzcan elevadas velocidades en las cercanías del fondo, por otro lado también facilitará la operación de remoción mecánica de los sedimentos que no resulten removidos al ejecutar la maniobra de apertura de descargadores de fondo. Asimismo la platea de aproximación favorece la estabilidad al vuelco de la obra.

ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Para el análisis de estabilidad de la presa de navegación se consideraron todas las cargas actuantes, excepto la acción ejercida por los sedimentos. Se realizan dos tipos de análisis,

diferenciados uno del otro en la proposición de un sistema de drenaje (Bureau of Reclamation, 1987; USACE, 1995b).

La verificación comprendió:

- (i) Análisis de la estabilidad frente al vuelco;
- (ii) Análisis de la estabilidad frente al levantamiento y
- (iii) Análisis de la estabilidad frente al deslizamiento.

Con las dimensiones que se señalan en la Figura 13, los análisis de estabilidad llevados a cabo superan un valor del coeficiente de seguridad de 2.0, por lo cual queda abierta la posibilidad de realizar los ajustes necesarios en el proyecto definitivo de modo de optimizar la estructura.

En la variante que resulta de emplear un sistema de drenes de modo de disminuir en un tercio las supresiones sobre la estructura, se llega a valores del coeficiente de seguridad superiores a 2.0 disminuyendo el espesor de la losa del dissipador de energía a $e = 1.50$ m. Al igual que lo citado anteriormente estas alternativas deberán ser cuidadosamente estudiadas en instancias posteriores de proyecto.

PROTECCIÓN DEL CANAL AGUAS ABAJO DE LAS PRESAS DE NAVEGACIÓN

En esta instancia no se han tenido en cuenta los posibles efectos turbulentos sobre el lecho aguas abajo del dissipador de energía. A partir de recomendaciones como las de Lopardo y Casado (2005) y del Hydraulic Design Criteria (WES, 1970), los efectos de la turbulencia y las protecciones del lecho necesarias, deberán ser analizadas en detalle al menos en distancias del orden de $10 d_2$ desde el dissipador de energía. A partir de las experimentaciones reportadas en la bibliografía es conveniente tener en consideración las fluctuaciones del flujo en la determinación de los diámetros estables de la protección pétreo aguas abajo de los dissipadores a resalto, resultando valores varias veces superiores a los del cálculo tradicional. En el diseño definitivo deberá evaluarse si corresponde una adecuada estimación de parámetros mediante el cálculo de valores instantáneos obtenidos de experiencias en modelos físicos.

ESCLUSAS DE NAVEGACIÓN

Las esclusas de navegación de navegación se diseñaron de doble cámara siguiendo criterios establecidos en USACE (1995 a y c). El dimensionamiento se realizó para que el convoy de diseño (remolcador y barcas) ingrese sin ser dividido (Basile et al., 2013). Dimensiones generales se representan en las Figuras 14 y 15.

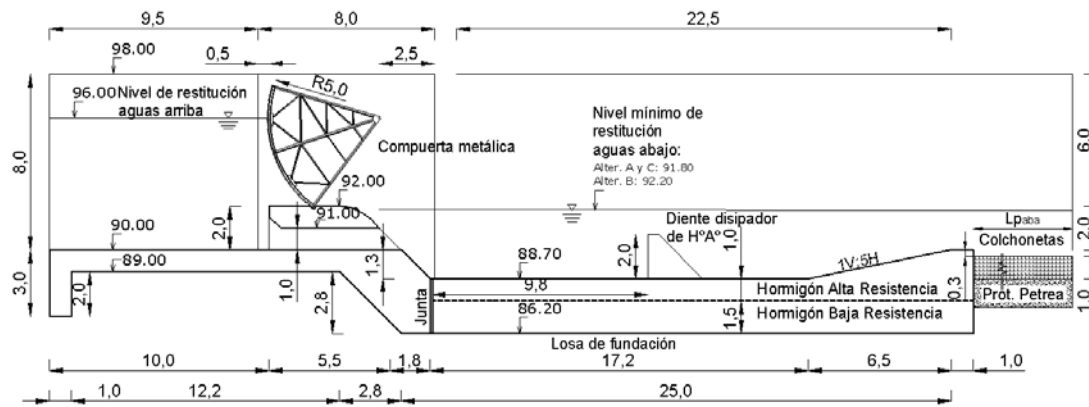


Figura 13.- Prediseño de la presa de navegación tramo PG-CA.

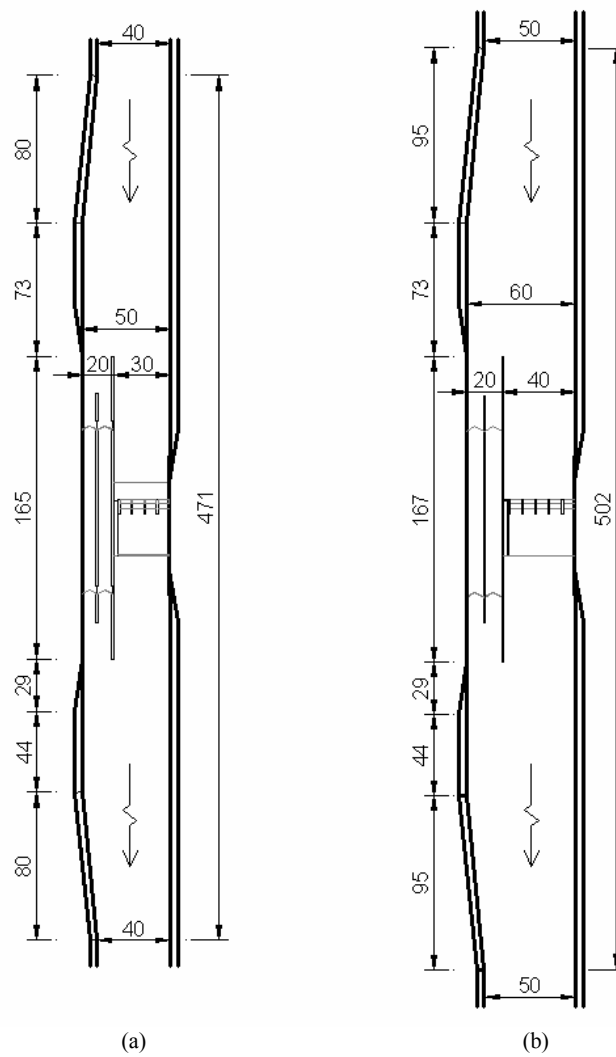


Figura 14. Planta de la presa de navegación tramo PG-CA. (a) Alternativa A y (b) Alternativa B.

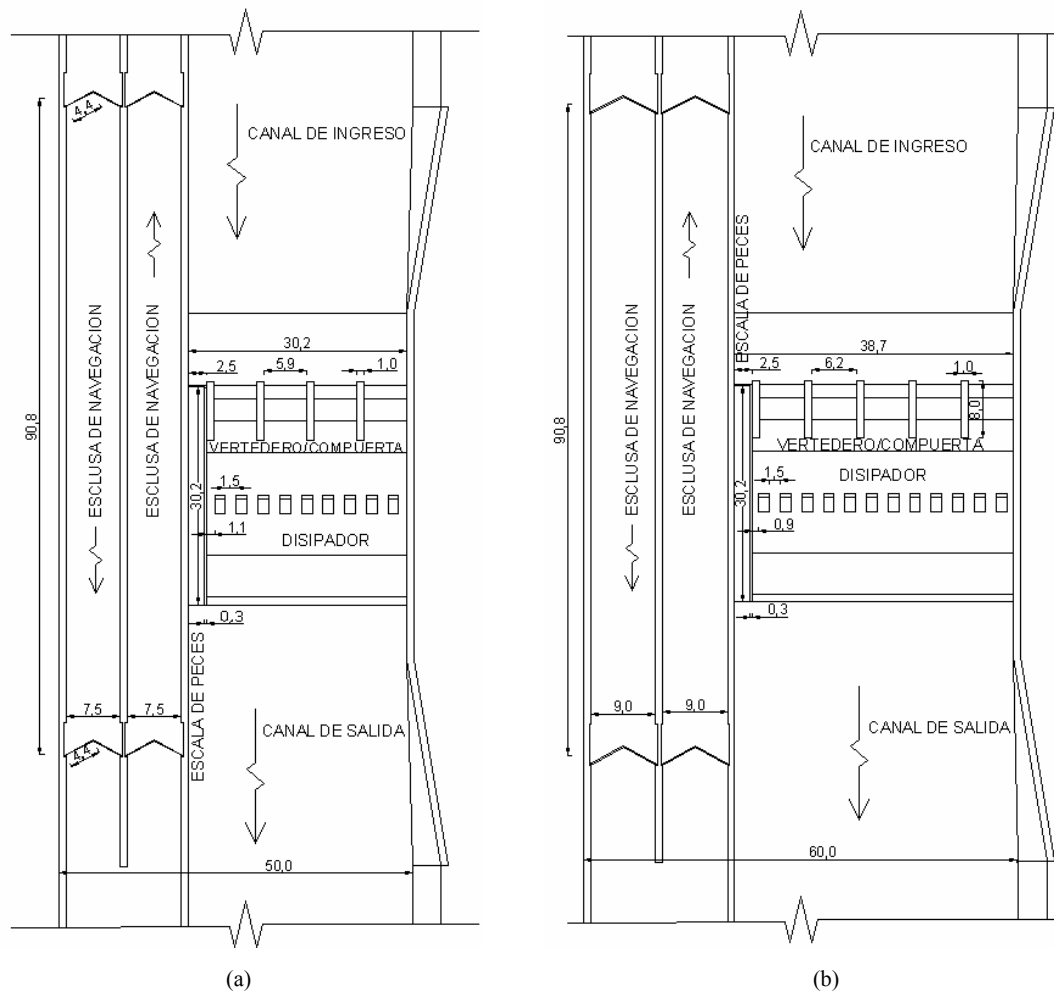


Figura 15.- Detalle Planta de la presa de navegación tramo PG-CA. (a) Alternativas A; (b) Alternativa B.

DISEÑO DE COMPUERTA

En el caso de compuertas de presas de navegación donde los niveles deben ser controlados durante gran parte del tiempo, USACE (2000) afirma que las cargas que actúan sobre la estructura son más significativas y solicitan a la estructura la mayor parte del tiempo, comparadas con el caso de compuertas para control de inundaciones, dónde las solicitaciones son importantes sólo en los casos de inundación. Estas características específicas de las compuertas de presas de navegación, van a influir en la elección del sistema de izado, resistencia en caso de vibraciones y selección de un sistema de protección contra la corrosión.

Las compuertas radiales son consideradas las más económicas y que generalmente mejor se ajustan al control de canales de navegación debido a su simplicidad, poco peso y bajos requerimientos de izado. Estas estructuras se conforman con un segmento de cilindro montado sobre brazos radiales que rotan sobre pivotes anclados en las pilas de hormigón. El flujo del canal es regulado a partir de subir o bajar la compuerta para ajustar la descarga aguas abajo.

La compuerta prediseñada en el presente trabajo es de tipo radial o “tainter”, estableciéndose que en su posición cerrada contendrá un nivel de 4.00 m por sobre el nivel del vertedero,

resultando en este prediseño de 5.00 m de radio. En el caso de las alternativas A y C se prediseñaron 4 compuertas de una longitud interior de 5.90 m en tanto que la luz entre apoyos del eje horizontal de cada compuerta se definió en 6.90 m. En el caso de la alternativa B resultó un grupo de 4 compuertas con una longitud interior de 6.20 m y un longitud entre apoyos del eje de 7.20 m.

Los componentes de las compuertas se establecieron en base a recomendaciones de USACE (2000), incluyendo el prediseño de: (i) placa, (ii) rigidizadores, (iii) vigas horizontales, (iv) soportes radiales y (v) soportes diagonales o reticulado. Se contemplaron inicialmente 8 tipos de cargas a saber: (i) cargas gravitatorias; (ii) cargas hidrostáticas; (iii) cargas de izado; (iv) cargas por fricción entre juntas; (v) cargas de fricción en el apoyo; (vi) cargas sísmicas; (vii) cargas por oleaje y (viii) cargas por viento. El prediseño resultante arrojó las dimensiones que se detallan en la Figura 16.

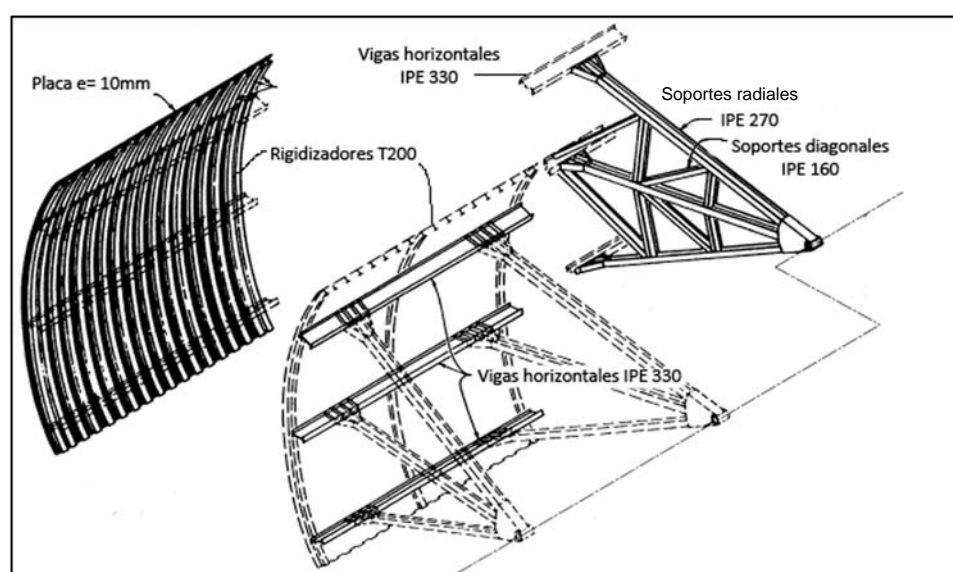


Figura 16.- Prediseño de elementos constitutivos de compuerta radial

CONCLUSIONES

Se han presentado aspectos metodológicos a considerar en el diseño hidráulico de presas de navegación con una aplicación en el prediseño de las presas que forman parte del estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como ruta fluvial navegable.

Se han determinado dimensiones preliminares de diferentes estructuras componentes de las presas como vertedero de cresta ancha de baja altura, compuertas y estructura de disipación de energía.

Se ha establecido una altura del vertedero de cresta ancha de la presa de navegación objetivando el no amplificar el impacto por desborde del cauce principal.

Se ha determinado el posible funcionamiento hidráulico de la estructura vertedero-compuerta de modo de garantizar en todo momento una profundidad náutica ≥ 1.80 m en el caso de las

alternativas A y B y ≥ 2.20 m en el caso de la alternativa C. De acuerdo a la relación altura-caudal en cada tramo de la traza de proyecto la compuerta deberá operar produciendo un cierre parcial de modo de generar el nivel mínimo necesario en todo punto de los tramos entre presas. En aquellos períodos en los cuales los caudales generarán tirantes superiores a los requerimientos de calado, la apertura de la compuerta será total.

Los periodos al año esperables donde se debe regular el flujo mediante cierre parcial de las compuertas van desde 219 días/año en el tramo PG-CA hasta 364 días/año en el tramo VM-RT, según la alternativa considerada.

En lo que respecta a parámetros de diseño del dissipador de energía como la longitud de la estructura, el desnivel del fondo de la platea respecto a nivel de fondo del canal aguas abajo, y el espesor de losa de fondo y posibles protecciones del lecho aguas abajo del dissipador, se han adoptado criterios generales que dieron como resultado dimensiones preliminares en el tramo PG-CA, que deben ser corroboradas en etapas posteriores a partir de modelación física y de información geotécnica de cada uno de los sitios de emplazamiento de la estructuras.

El estudio indica la demanda de entre 84 y 93 presas de navegación (dependiendo de la alternativa) distribuidas en los 440 km de la vía fluvial.

El avance y profundidad en el prediseño de las estructuras es acorde al contexto global del estudio que aborda la prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como ruta fluvial navegable.

Los resultados aquí alcanzados permitieron cuantificar el orden de magnitud del volumen mínimo de infraestructura necesaria para este tipo de emprendimiento, estableciendo en forma preliminar un marco de referencia rigurosamente necesario para continuar con un futuro abordaje de mayor profundidad a nivel de anteproyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Basile P.A., Riccardi, G., Zimmerman E., Stenta E., Mangiamelli P. y Bussi P. (2013), “Aprovechamiento del Río Carcarañá-Tercero como Vía Fluvial Navegable Parte I: Diseño Del Sistema De Transporte y de la Vía Fluvial”, *Cuadernos del CURIHAM*, Vol. 19, UNR Editora (en prensa), 19p.

Bureau of Reclamation of US Department of the Interior (1987). *Design of Small Dams*, Water Resources Technical Publication, Washington DC, 904p.

FCEIA (2012). “Estudio de Prefactibilidad para el Aprovechamiento del Río Carcarañá como Ruta Fluvial Navegable. Informe final”, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura (FCEIA) - UNR.

García, P.A. (1836). *Memoria sobre la Navegación del Tercero y otros Ríos que Confluyen al Paraná*. 1ª Ed., Bs. As., Imprenta del Estado.

Huergo, L.A. (1890). *Canal de Navegación de Córdoba al Río Paraná. Publicación Oficial.* Imprenta Biedma, 201 p.

Lopardo R. y Casado J. (2005), “Estabilidad de Enrocados Aguas Abajo de Disipadores a Resalto”, *Memorias de Rios 2005, Principios y Aplicaciones en Hidráulica de Ríos* (Farias H., Brea J. y Cazeneuve R. eds.). CD ROM, 11p. Neuquén.

Peterka, A. J. (1984), *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, Engineering Monographs, Bureau of Reclamation , Washington DC, 222 p.

USACE (1980). *Layout and Design of Shallow-Draft Waterways.* Engineer Manual 1110-2-1611. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

USACE (1987a), *Hydraulic Design of Navigation Dams.* Engineer Manual 1110-2-1605. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.

USACE (1987b), *Hydraulic Design Criteria*, HDC 320-4 a 320-7, Washington, DC 20314-1000.

USACE (1995a). *Hydraulic Design of Navigation Locks.* Engineer Manual 1110-2-1604. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

USACE (1995b). *Planning and Design of Navigation Dams.* Engineer Manual 1110-2-2607. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.

USACE (1995c). *Planning and Design of Navigation Locks.* Engineer Manual 1110-2-2602. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.

USACE (2000), *Design of Spillway Tainter Gates.* Engineer Manual 1110-2-2702, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.

USACE (2001). *Dimensioning Protected Interior Channels.* Unified Facilities Criteria (UFC), Military Harbors and Coastal Facilities, UFC 4-150-06.

USACE (2003). *Navigation Projects. Chapter 5,* Engineer Manual 1110-2-1100. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.

WES 1970, *Stone Stability, Hydraulic Design Criteria*, U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, sheet 712-1.