

SIMULACIÓN HIDRODINÁMICA DE UN TRAMO MEDIO DEL RÍO PARANÁ PARA LA INTERCONEXIÓN VIAL GOYA RECONQUISTA

**Andrés Rodríguez¹, Gerardo Hillman¹, Daniel Farías³, Daniel Brea², Héctor R. Bravo⁴
Mariana Pagot¹ y Pedro Huerta⁵**

¹Laboratorio de Hidráulica. FCEfyN. UNC.
Av. Vélez Sarsfield 1609, Ciudad Universitaria, Pabellón Ingeniería. SIP.
Córdoba, Argentina.

Teléfono: 433-4446 E-mail: arodrig@com.uncor.edu

²Universidad Nacional de la Plata / Lab.Hca. Apl., I.N.A.

³I.R.H., Universidad Nacional de Santiago del Estero

⁴University of Wisconsin-Milwaukee, EEUU

⁵Setec S.A. / UNC.

Palabras Clave: Simulación bidimensional, cruce hidráulico óptimo, Río Paraná, Puente.

***RESUMEN.** Este trabajo presenta los últimos avances realizados sobre el estudio de anteproyecto y factibilidad del nuevo puente sobre el Río Paraná. Además de los estudios hidráulicos que aquí se resumen, se realizaron otros estudios incluyendo análisis geológicos, de navegación, transporte fluvial e impacto ambiental entre otros. Los principales componentes fueron análisis geomorfológicos del tramo central del Río Paraná y estudios hidráulicos cuantitativos. Los diversos análisis han provisto una descripción del sistema hidráulico y han servido como base para la comparación de alternativas del emplazamiento de la obra conjuntamente con el análisis de la vulnerabilidad de la misma. Durante el proceso de selección y propuesta de alternativas, los estudios hidráulicos han incluido la construcción, calibración y operación de modelos hidrodinámicos unidimensionales y bidimensionales. Los resultados de los modelos unidimensionales cumplieron un papel muy importante en la selección de la mejor ubicación de la traza brindando a su vez, las condiciones de contorno necesarias para la modelación bidimensional. En este trabajo se presentan los últimos resultados de la modelación bidimensional utilizados en el proceso de selección de la mejor alternativa de configuración de puente.*

1 INTRODUCCIÓN

La determinación de un cruce hidráulica y ambientalmente óptimo de un gran río de llanura con una amplia planicie de inundación, como es el caso del Río Paraná en su tramo medio entre Bella Vista-Va. Unión y Alejandra-Esquina (ver Figura 1.), no es una tarea sencilla. Para la búsqueda de la mejor opción, se propusieron diversos criterios a satisfacer, entre los cuales se destacan la mayor macroestabilidad geomorfodinámica del tramo (cauce principal y valle aluvial), además de un adecuado diseño hidráulico de los puentes principal y en planicie. También fue considerada la menor inundabilidad por sobrelevación inducida por las obras (puentes y terraplenes), la mayor estabilidad fluvial en márgenes, talweg e islas, la menor perturbación a la hidrovía, y la menor alteración por erosiones (general y local) del cauce y márgenes (Rodríguez et al. 2002)

En este trabajo se presenta, la aplicación de una herramienta de simulación bidimensional en el proceso de diseño de la obra, partiendo de una condición sin puente hasta el ajuste final en las dimensiones de los distintos componentes y viaductos sobre la planicie de inundación.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

La simulación hidráulica del río se realizó con distintas herramientas computacionales, 1D y 2D, las cuales se complementaron de distintas maneras. Los modelos utilizados fueron:

-Unidimensionales: MIKE-11 y HEC-RAS (en su versión impermanente 3.0, ver USACE, 2001) para validar recíprocamente los resultados y aprovechar las potencialidades de cada herramienta. Los mismos resuelven numéricamente las ecuaciones clásicas de Saint Venant (Saint Venant, 1871) vía Diferencias Finitas (e.g. Barkau, 1992).

-Bidimensionales: CYTHERE-ES1 (Benque et al. 1982) en diferencias finitas, RMA2 en elementos finitos del Cuerpo de Ingenieros de los EEUU (USACE, 1996), herramientas utilizadas en grandes ríos con escurrimientos bidimensionales significativos y en estudios previos del río Paraná, (e.g. Cardini, 2000 y Tassi et al., 2000).

Los modelos 1D, permitieron asignar las condiciones de contorno al modelo 2D y fueron utilizados para contrastar la distribución del caudal entre planicie y cauce, a lo largo de la traza del puente, como también verificar las magnitudes en las velocidades máximas de las contracciones y la elevación del pelo libre a lo largo del perfil longitudinal del río.

La definición de las distintas componentes hidráulicas de la obra sobre la planicie de inundación y sobre el cauce principal, se realizó a partir de la variación, en forma iterativa y

convergente, de las características principales del puente como tamaño y número de vanos disponibles en la zona de llanura, así como también distintas topologías de viaducto sobre el cauce principal.

Los criterios utilizados para la comparación de las distintas topologías y para la selección de la mejor alternativa, se pueden resumir como:

- a- Sobrelevación debido a la presencia de la obra.
- b- Velocidades máximas en las contracciones provocadas por la obra.
- c- Alteración de las trayectorias principales de flujo ante la presencia de la obra.

La metodología adoptada contempló la verificación del funcionamiento de cada alternativa propuesta, considerando cada diseño, en forma conjunto e individualmente, mediante el modelado hidrodinámico bidimensional, calibrado en un dominio computacional adecuado. Este dominio se seleccionó en un tramo medio del Río Paraná con una longitud de 70 Km entre los perfiles transversales de Pastoril aguas arriba de la traza y Los Vascos aguas debajo de la misma; con un ancho cercano a los de 42 Km. De esta manera la traza del cruce queda aproximadamente en el centro del dominio computacional (ver Figura 2).

Este dominio tiene la desventaja de ser bastante extenso, con lo cual aumenta el tamaño de la malla de cálculo (Elementos Finitos en RMA2 y Diferencias Finitas en el modelo CYTHERE), requiriendo gran memoria y costo elevado en tiempo de cálculo. Sin embargo este costo ha sido asumido para asegurar un mayor control numérico y físico de los resultados en el sector de la traza, al alejarse de las condiciones de contorno la transmisión numérica de sus incertidumbres (ya que provienen de un modelo de menor resolución y con escasos datos de campo disponibles).

3 MODELACIÓN SIN OBRAS

Fue necesario como primer paso, estudiar el patrón de distribución de flujo en el tramo de río seleccionado y sin obra. Los escenarios hidrológicos seleccionados para esta etapa incluyeron caudales de 50.000 m³/s y 82.700 m³/s.

La simulación de 50.000 m³/s permitió calibrar los coeficientes de rugosidad (n de Manning) para lo cual se subdividió el dominio en aproximadamente 20 zonas (polígonos) con seis categorías de valores del coeficiente de rugosidad (n de Manning entre 0,023 y 0,120).

Los valores fueron ajustados en un proceso iterativo detallado mediante la combinación de imágenes satelitales en aguas bajas (13.000 m³/s) y altas (50.000 m³/s) para determinar zonas homogéneas, niveles de inundación y trayectorias del flujo. La calibración se realizó mediante la comparación de niveles medidos y simulados en cuatro puntos interiores del dominio: los

Hidrómetros de Goya y Reconquista, más dos puntos, resultantes de la intersección de la traza con el Paraná Mini y Los Amores, medidos especialmente para las marcas dejadas por la última gran creciente (Mayo de 1998 con Q cercano a $50.000 \text{ m}^3/\text{s}$ medidos en Corrientes) (Figura 1).

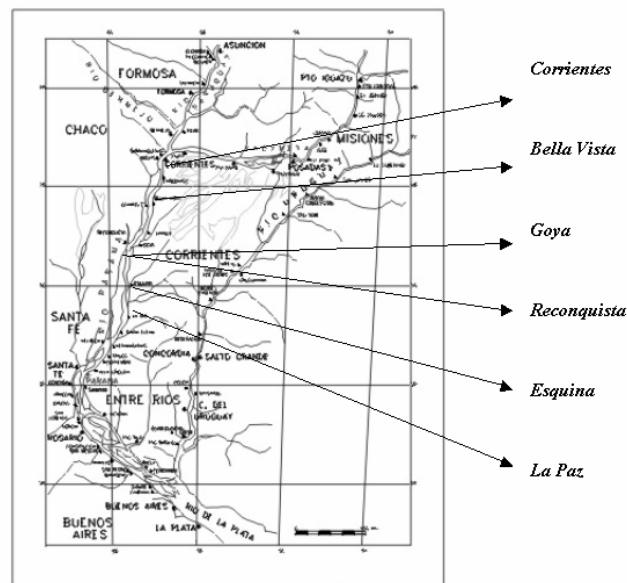


Figura 1. Localización de la zona de estudio

Se destaca que estas observaciones corresponden a un escenario de corta duración (rugosidades altas y velocidades bajas), adecuado para el cálculo de revanchas y sobre-elevaciones, pero no para el cálculo de velocidades y erosiones, las cuales deben ser estimadas en el escenario de larga duración (al cual corresponden crecidas mayores a $60.000 \text{ m}^3/\text{s}$ o a más de 100 años de recurrencia).

La simulación resultante se comparó con la imagen satelital Landsat-7 de principios de mayo de 1998 mostrando la excelente correspondencia entre niveles y las trayectorias observadas en la planicie y las líneas de corriente simuladas para $Q=50.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figuras 2a-2b).

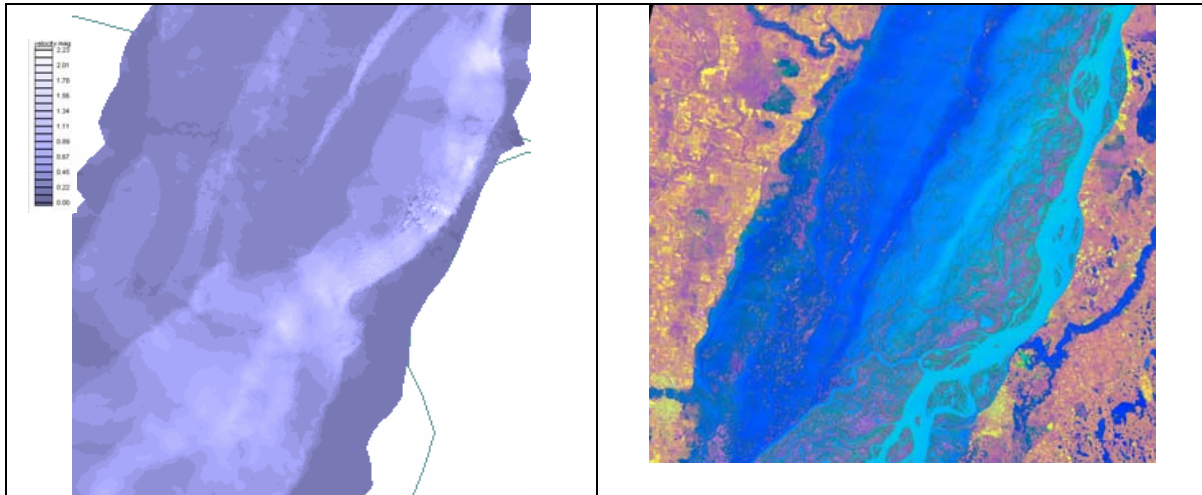


Figura 2a. Simulación sin puente. $Q=50.000 \text{ m}^3/\text{s}$.
Figura 2b. Imágen satelital (4-5-1998), $Q=50.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

4 MODELACIÓN CON OBRAS

Una vez seleccionada la traza de cruce, en la primer alternativa planteada se prediseñaron puentes en la planicie y dos en el cauce principal del Paraná separados por un terraplén sobre la “Isla de Los Chivos” en la margen derecha del cauce principal frente a la margen correntina (Goya).

El criterio para este prediseño fue el de colocar puentes en los cauces de mayor jerarquía, comenzando en la sección del cauce principal y su brazo en margen derecha (Isla de Los Chivos), siguiendo con los de segunda importancia como es el caso del Paraná Mini y Los Amores en la planicie de inundación, continuar con puentes en los brazos y riachos menores que en el análisis morfodinámico demostraran mayor estabilidad, y finalmente colocar puentes sobre la planicie donde existe evidencia de circulación importante durante crecidas, a partir del proceso digital de imágenes satelitales de alta resolución. También se intercalaron tentativamente y con cierta equidistancia puentes intermedios para aliviar el flujo en la planicie. Siguiendo estos criterios, se llegó a una primera alternativa que denominada “PP12”, la cual constaba de 12 puentes en la planicie y el Puente Principal (Tabla 1).

Esta configuración inicial de puentes arrojó una transparencia geométrica (longitud total de luces dividida la longitud de la traza) cercana al 10 %, si se considera la traza oblicua ($L_{obl} = 40,4 \text{ Km}$) y cercana al 13% si considera la longitud transversal al cauce mayor. Si bien esta transparencia es baja, respecto de obras similares (e.g. la Interconexión Rosario Victoria ronda el 18 %), se la adoptó como configuración inicial al satisfacer las condiciones impuestas en el modelado unidimensional de no generar sobre elevaciones mayores a 30 cm y de forma de reducir los impactos ambientales por el remanso aguas arriba y velocidades excesivas en las contracciones de los puentes.

Tabla 1. Características de la variante PP12

Puente	Progresiva Inicio	Progresiva Fin	Progresiva Centro	long	
A	9569.60	9659.60	9614.60	90	
B	14981.86	15191.86	15086.86	210	A° Los Amores
C1	16121.95	16211.95	16166.95	90	
C2	17622.90	17742.90	17682.90	120	
D	19341.48	19851.48	19596.48	510	Río Paraná Miní
E	20773.67	20893.67	20833.67	120	
F	21702.12	21822.12	21762.12	120	
G	23381.11	23501.11	23441.11	120	
H	26713.78	26833.78	26773.78	120	
I	27311.47	27401.47	27356.47	90	
J	31986.85	32076.85	32031.85	90	
K	33849.81	33939.81	33894.81	90	
Puente en Planicie				1770	
L	36127.62	36759.62	36443.62	632	Brazo Paraná
PP				2784	Río Paraná
Puente en cauce Principal				3416	
	Transp Planicie 5%	Transp Cauce 88%	Transp. General 13%		

Para el caso de la simulación con obras (terraplenes y puentes) se consideraron las rugosidades resultantes de la calibración “sin obras”, conjuntamente con la incorporación de nuevos datos topográficos que mejoraron la resolución en la batimetría de la zona cercana a la traza.

Las simulaciones “con obra”, en el modelo bidimensional, contemplaron la incorporación de los terraplenes y las aberturas para el drenaje de la llanura de inundación y del cauce principal por el viaducto asociado. Durante el proceso de selección de alternativas, se consideraron escenarios con 50.000 m³/s y 82.700 m³/s, utilizándose caudales de 57.600 m³/s y 63.400 m³/s para evaluar la influencia de la obra en las respectivas márgenes y disponer de elementos en la definición de líneas de rivera.

4.1 Rediseño del dominio de cálculo

A los efectos de obtener una mejor resolución en la zona del puente, fue necesario redimensionar el programa para incluir mayor cantidad de elementos en el dominio computacional. Esto permitió arribar a un ancho mínimo de elementos de 25 m en la zona de los vanos y evitar realizar anidaciones sucesivas de malla para lograr la misma definición.

De esta manera, el dominio de cálculo continuó siendo el mismo que en las modelaciones “sin obras”, lo que permitió analizar la influencia global y local de la misma. En la Tabla 2 se puede comparar el tamaño resultante de las mallas para condiciones con y sin puente. Si bien los beneficios en resolución fueron importantes, el costo de tiempo computacional también creció ampliamente (12 hs de simulación con un procesador Pentium IV de 2.4 GHz y 512

Mb de memoria Ram).

Tabla 2. Dimensiones de mallas para distintas alternativas

Simulación	Nodos	Elementos	
pp50000	9178	4531	Simulación sin puente. $Q= 50.000 \text{ m}^3/\text{s}$
pp1250	14421	6885	Simulación c/ pte. alt. 12. $Q= 50.000 \text{ m}^3/\text{s}$
pp1350	16546	7861	Simulación c/ pte. alt. 13. $Q= 50.000 \text{ m}^3/\text{s}$
pp1450	17000	8071	Simulación c/ pte. alt. 14. $Q= 50.000 \text{ m}^3/\text{s}$
pp1650	15259	7260	Simulación c/ pte. alt. 16. $Q= 50.000 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 3 se expone la malla resultante para la alternativa PP16 y un detalle a la altura del puente en la Figura 4.

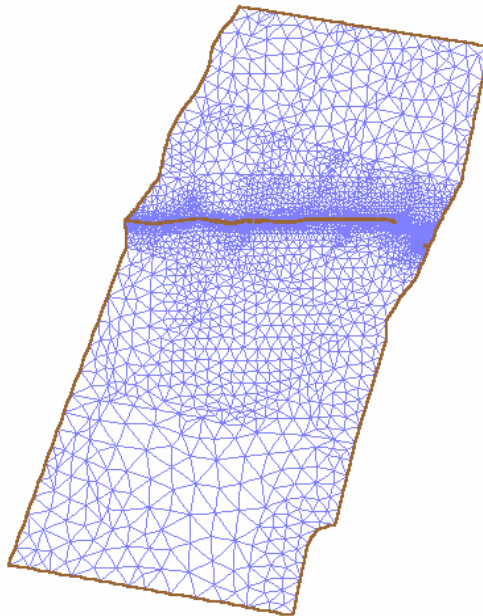


Figura 3. Malla de elementos finitos. Alternativas PP16

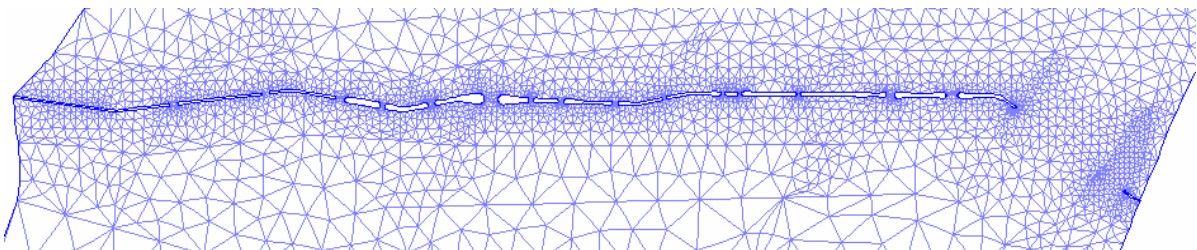


Figura 4. Detalle de malla de elementos finitos a la altura del puente. Alternativas PP16

4.2 Propuesta y selección de alternativas

Como ya se mencionó previamente, los criterios adoptados para el análisis de resultados combinan tres condiciones, una cualitativa y dos cuantitativas:

- **DISTORSION MODERADA DEL FLUJO:** Para minimizar el impacto ambiental de la obra las líneas de flujo con puentes no deben apartarse demasiado de las correspondientes a la simulación sin puentes, especialmente en la zona de la planicie sobre margen derecha. Esta condición se cumplió para la variante PP16, como se ilustra en la Figura 13, donde se muestra una comparación entre las líneas de corriente de las variantes sin y con obras.
- **REMANSO E INUNDACION AGUAS ARRIBA:** el desnivel en la posición de cada puente entre la simulación sin puente y con puente debe ser menor a 1 m.
- **INCREMENTO DE LA VELOCIDAD MODERADO:** la velocidad máxima transversal calculada con el modelo 2D en la abertura de cada puente debe ser menor o igual a 4 m/s, o la velocidad media en la transversal de cada puente debe ser alrededor de 3 m/s (para la simulación 2D y para el caudal máximo 82.700 m³/s), o la velocidad máxima debajo el puente debe ser menor o igual al doble del valor en la simulación sin puente.

Es pertinente destacar que estos criterios se satisfacen adecuadamente para el caudal de diseño de 82.700 m³/s, habiéndose también comparado estos resultados con los de la aproximación 1,5D (Mike 11 en ramas de flujo 1D).

Para respetar el primer criterio se generaron las dos alternativas adicionales a la original (PP12) denominadas PP13 y PP14. Con el segundo criterio se aumentaron los puentes en la planicie a PP15, y posteriormente se evaluó una situación intermedia entre las dos últimas denominada PP16.

Combinando los tres criterios mencionados, esta última (PP16) fue seleccionada como la mejor, simulándose sobre la base de ella, otros casos en busca de optimizar el cálculo (reduciendo la viscosidad numérica) a través del refinado de la malla, principalmente en las cercanías de los puentes.

Para complementar el análisis se compara, en la Figura 5, mediante una valoración sintética, el funcionamiento hidráulico de las variantes de configuraciones del cruce (PP14, PP15 y PP16) y el puente similar de Rosario Victoria, para distintos caudales a través de la transparencia hidráulica (T.H.). El caudal de la planicie resulta de sustraer al caudal total el correspondiente al cauce principal.

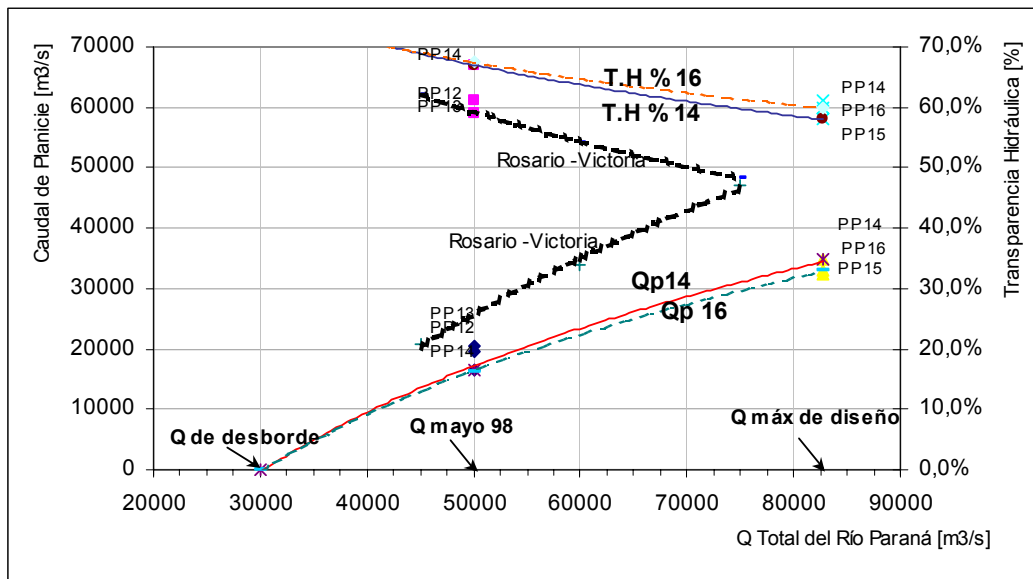


Figura 5: Transparencia Hidráulica para Interconexión Goya - Reconquista (Alternativas P14 y P16) comparadas con Interconexión Rosario - Victoria (Alternativa Básica)

Se observa que a medida que el caudal se reduce y el nivel disminuye, la transparencia hidráulica aumenta hasta llegar al 100% para un valor denominado Q_{desborde} donde el escurrimiento sobre la planicie se torna despreciable (o la totalidad del flujo escurre por el cauce principal). El valor de Q_{desborde} en este tramo se obtuvo combinando mediciones topográficas, con la identificación en la imagen de mayo de 1998 y la simulación numérica de la curva H-Q correspondiente, resultando un caudal levemente inferior a los 30.000 m³/s. El punto de desborde está localizado sobre margen derecha aproximadamente 20 Km aguas arriba de la traza. Las distintas opciones se diferenciaron básicamente en la cantidad de puentes y el tamaño de los mismos. En la Tabla 3 se presentan las principales características de cada opción y en el Tabla 4, se comparan las velocidades máximas y medias obtenidas en todos los puentes para las alternativas PP14, PP15 y PP16.

Tabla 3. Comparación de alternativas

	PP12	PP13	PP14	PP15	PP16
N° de puentes en planicie	13	16	16	16	16
Longitud total en planicie	2470	3640	3440	3180	3200
Longitud en cauce	3420	3090	4440	4200	4210
Longitud total	5890	6730	7880	7380	7410

Tabla 4. Comparación de velocidades obtenidas en las distintas alternativas. $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$

	PP16			PP15			PP14		
	Ancho [m]	Vel. Max. [m/s]	Vel. med. [m/s]	Ancho [m]	vel max [m/s]	Vel. med. [m/s]	Ancho [m]	Vel. Max. [m/s]	Vel. Med. [m/s]
Puente A	75	1,86	1,35	105	2,19	1,98	140	1,80	1,66
Puente B	250	3,50	2,95	210	4,55	3,35	180	4,38	3,51
Puente C	225	4,22	3,00	180	4,30	3,35	150	4,92	3,72
Puente D	285	3,54	2,27	285	3,53	2,29	285	3,34	2,31
Puente E	145	3,15	2,59	145	3,12	2,57	145	3,07	2,62
Puente F	215	3,64	3,15	215	3,60	3,00	215	3,54	2,98
Puente G	425	2,08	1,81	460	1,94	1,69	570	1,64	1,50
Puente H	145	2,49	2,31	180	2,57	2,19	220	2,30	1,96
Puente I	180	2,82	2,40	180	2,77	2,33	210	2,59	2,10
Puente J	180	3,03	2,39	180	2,99	2,39	210	2,74	2,19
Puente K	145	2,99	2,59	145	3,35	2,82	145	3,32	2,69
Puente L	110	2,91	2,65	110	3,00	2,63	145	2,60	2,26
Puente M	110	3,50	3,01	110	3,48	2,99	145	2,86	2,37
Puente N	105	3,25	2,59	105	3,23	2,57	145	2,83	2,46
Puente Ñ	250	3,89	3,05	250	4,38	3,28	215	4,21	3,01
Puente O	355	3,37	2,49	320	3,80	2,45	320	2,89	2,46
Puente Principal	4210	2,59	1,29	4200	2,46	1,28	4440	2,52	1,37
Total	7410			7380			7880		

Cómo se puede observar en la Tabla 4 las velocidades medias son próximas a los 3 m/s, siendo este un valor admisible con las erosiones en pilas y estribos de los puentes.

Se realizó también la comparación de distribución de caudales a lo largo de la traza, permitiendo individualizar y analizar la capacidad de descarga de cada uno de los aliviaderos. Esta información es de vital importancia para realizar en etapas sucesivas, modelaciones localizadas y de detalle de cada puente de la planicie, a los efectos de extrapolar los resultados al diseño de protecciones de pilas y estribos. Los resultados para las distintas alternativas se presentan en las Tablas 5 a y b.

Tabla 5a. Distribución de caudales entre planicie y cauce para distintas alternativas.

	Alternativa	% Q	% Q	N°
		planicie	cauce	elementos
Q=50000	PP12	39	61	7867
	PP13	41	59	7884
	PP14	33	67	8071
Q=82700	PP14	42	58	8071
	PP15	39	61	7674
	PP16	40	60	7701

Tabla 5b. Dist. de caudales para c/u de los puentes para las alternativas PP16 y PP14. Ancho en m, Q en m/s.

PP16				PP14			
	ancho	Q*	%		ancho	Q*	%
Puente A	73	328	0,4	Puente A	147	773	0,9
Puente B	249	2103	2,5	Puente B	182	1811	2,2
Puente C	224	1984	2,4	Puente C	149	1541	1,9
Puente D	282	4643	5,6	Puente D	283	4705	5,7
Puente E	144	1642	2,0	Puente E	144	1676	2,0
Puente F	214	2394	2,9	Puente F	214	2418	2,9
Puente G	424	5895	7,1	Puente G	568	6515	7,9
Puente H	144	1311	1,6	Puente H	217	1692	2,0
Puente I	180	1526	1,8	Puente I	212	1640	2,0
Puente J	180	1464	1,8	Puente J	214	1552	1,9
Puente K	145	1240	1,5	Puente K	142	1287	1,6
Puente L	110	1002	1,2	Puente L	145	1184	1,4
Puente M	108	1196	1,4	Puente M	143	1416	1,7
Puente N	105	1037	1,3	Puente N	144	1318	1,6
Puente Ñ	252	2566	3,1	Puente Ñ	217	2314	2,8
Puente O	355	3112	3,8	Puente O	321	3038	3,7
Puente Principal	4216	49257	59,6	Puente Principal	4440	47819	57,8
Total	7406,30	82700	100	Total	7881,00		

Luego de las comparaciones realizadas, se seleccionó como mejor alternativa de puente la PP16.

Como se puede observar en la Figura 6, los patrones de flujo de las simulaciones con obras y sin obras se corresponden, si bien se observa una clara disminución de velocidad hacia aguas arriba del puente. La correcta ubicación de los aliviaderos o puentes sobre la planicie aseguran el normal funcionamiento de “calles” predominantes de escurrimiento.

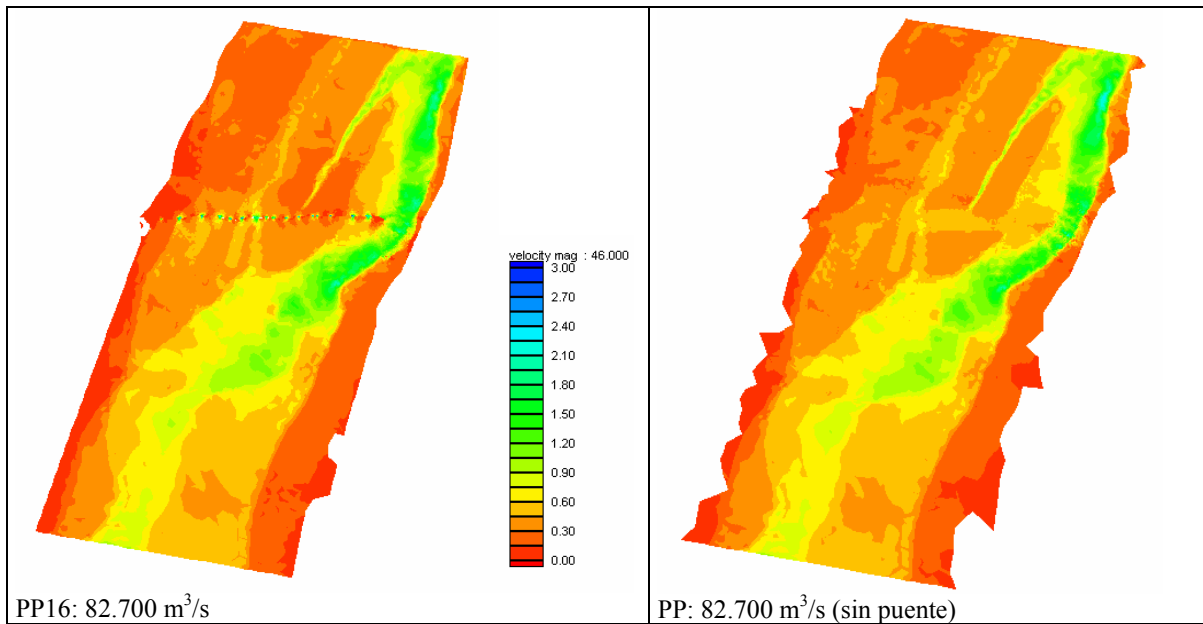


Figura 6. Comparación de patrones de flujo entre alternativa PP16 (con puente) y PP82700 (sin puente) para $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$.

La distorsión provocada por la presencia del puente se traduce en la concentración de flujo a la altura de la obra, con el consecuente incremento de velocidad (Figura 7 y 8) y la generación de un remanso que se extiende hacia varias decenas de kilómetros hacia aguas arriba (Figura 9).

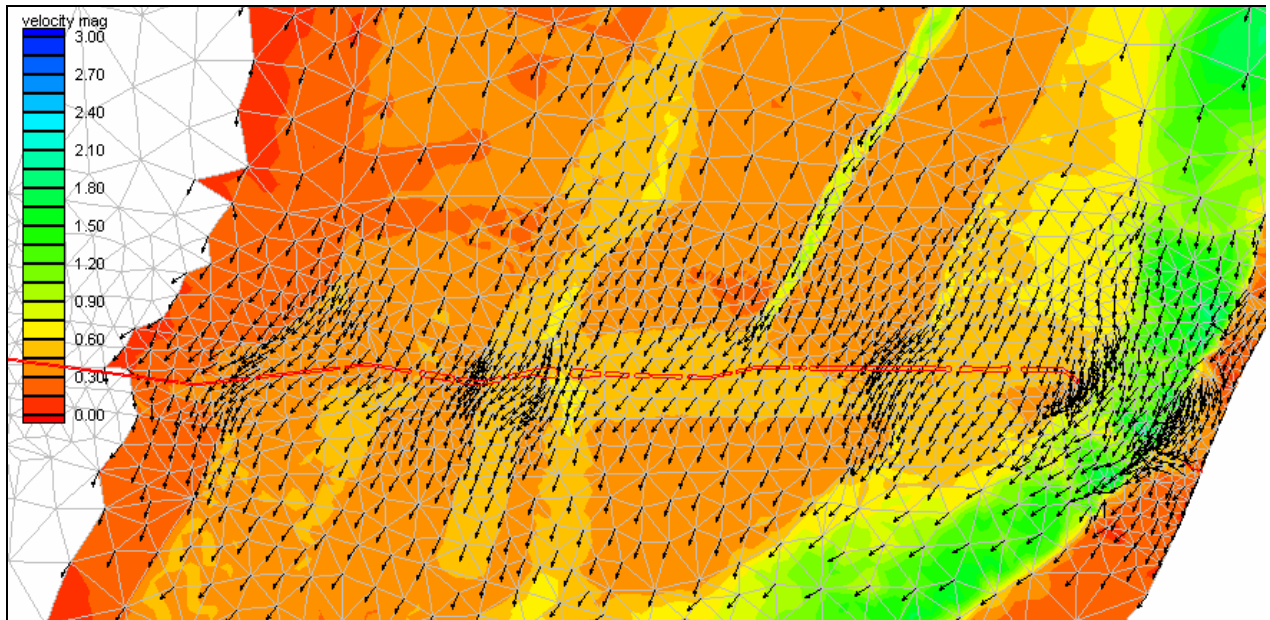


Figura 7a. Patrones de flujo a la altura del puente. Simulación sin puente. $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$

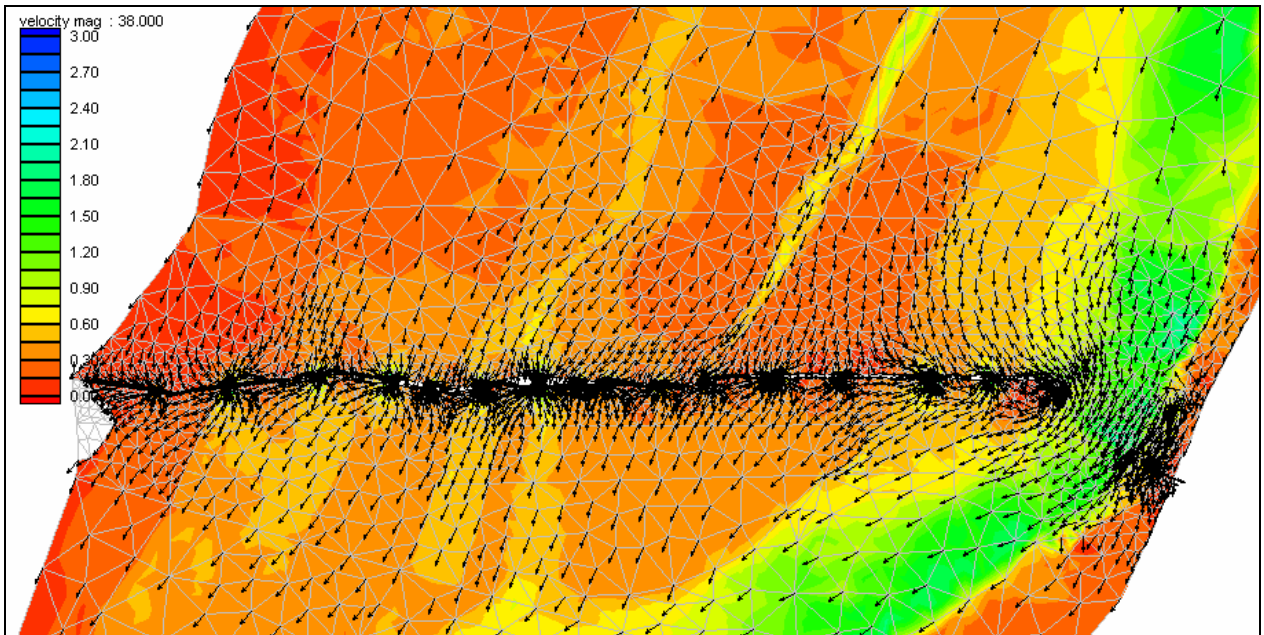
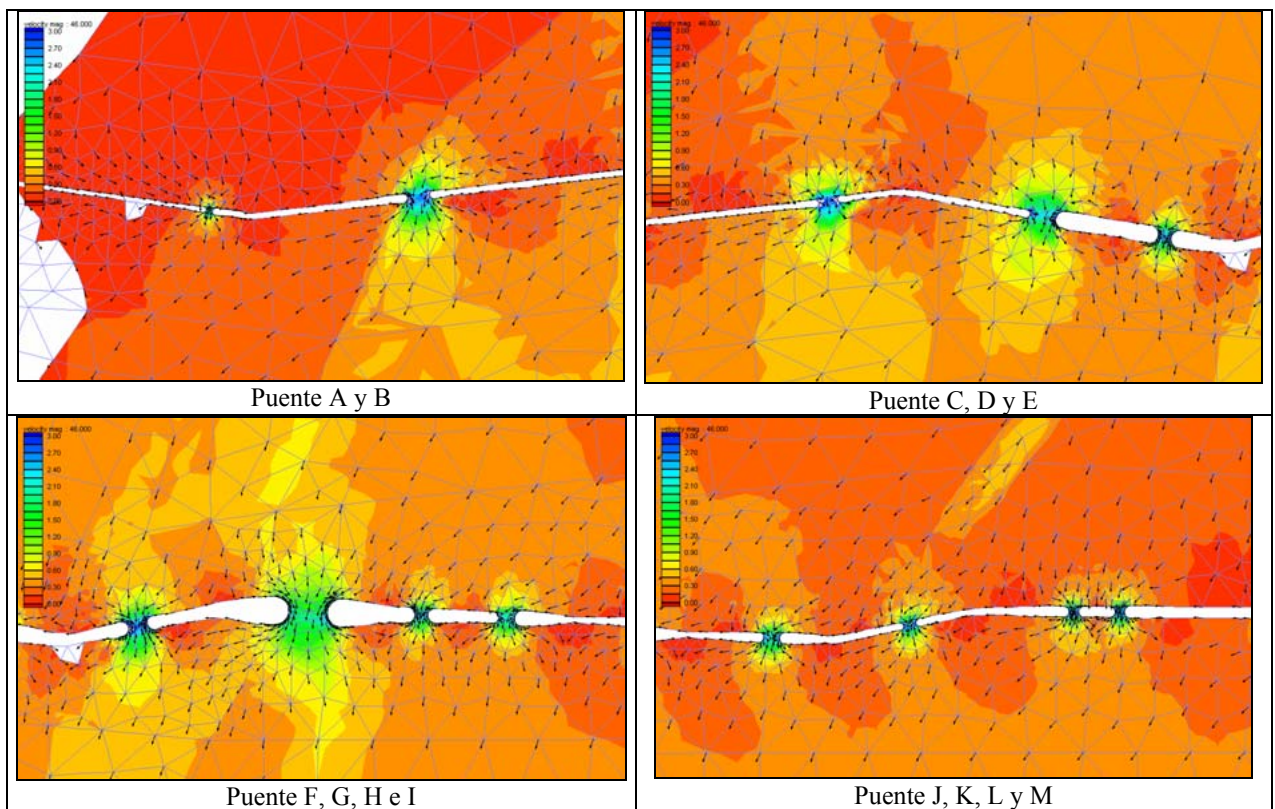


Figura 7b. Patrones de flujo a la altura del puente. Simulación con puente. Alternativa PP16 - $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$



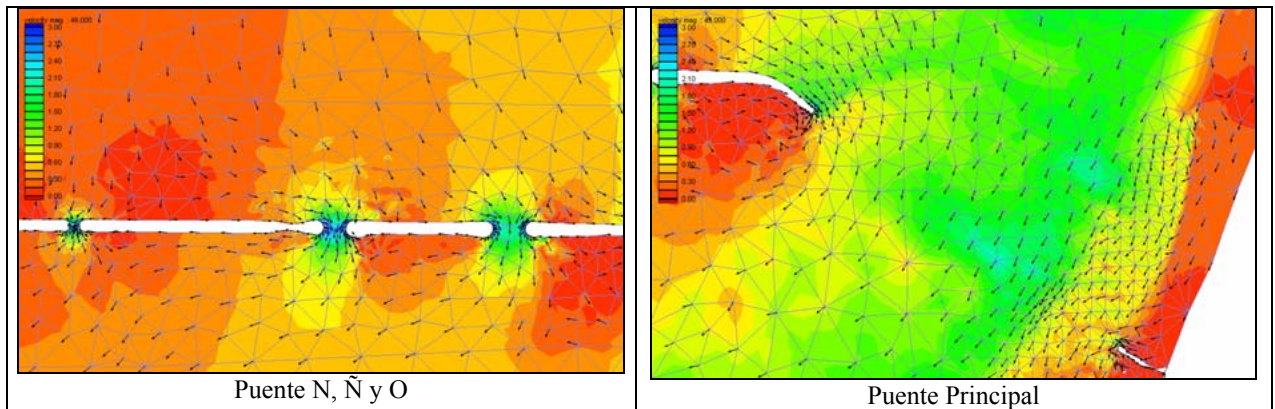


Figura 8. Patrones de flujo en detalle para cada uno de los puentes sobre la planicie y puente principal.

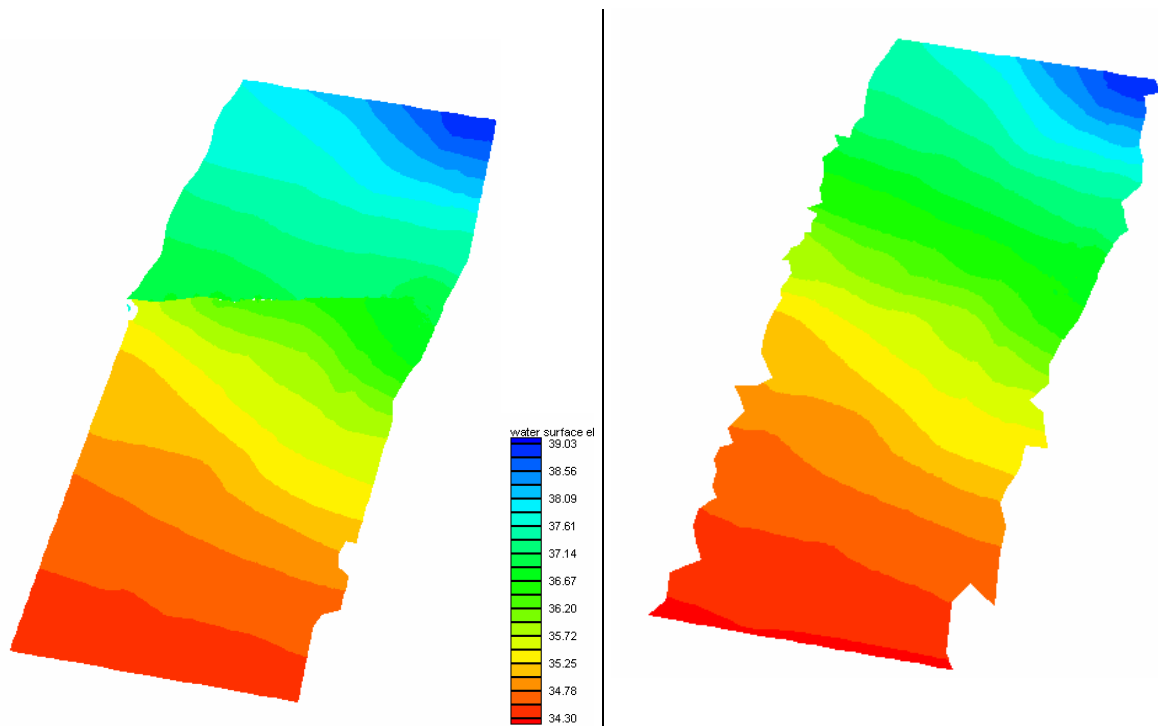


Figura 9. Elev. de superficie de agua para alternativa PP16 (c/puente) y PP82700 (s/puente). $=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para evaluar la influencia del puente en la zona de llanura, se consideró también la sobrelevación producida por el mismo conjuntamente con la extensión del remanso hacia aguas arriba (Figura 13). Para la alternativa PP16 la máxima sobrelevación es de aproximadamente 100 cm, en la inmediaciones del puente hacia aguas arriba (Figura 12), mientras que este valor disminuye a 75 cm al alejarnos unos 5 km de la traza del mismo (Figura 11).

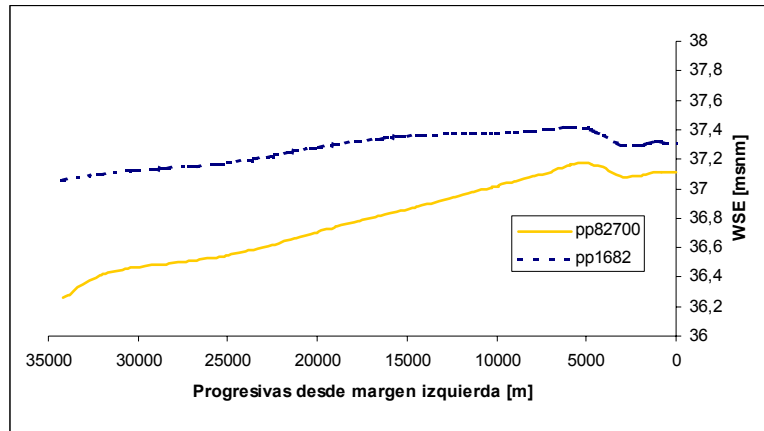


Figura 10. WSE, sección transv. 5 km aguas arriba del puente. $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$. Simulación c/puente y s/puente.

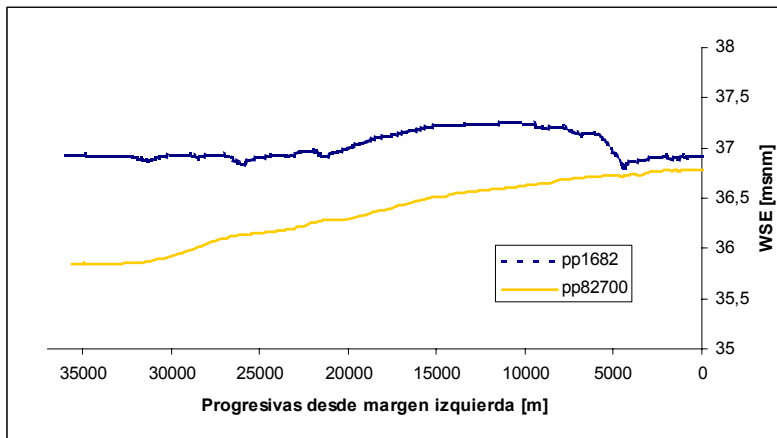


Figura 11. WSE, sección transv. aguas arriba del puente. $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$. Simulación c/puente y s/puente

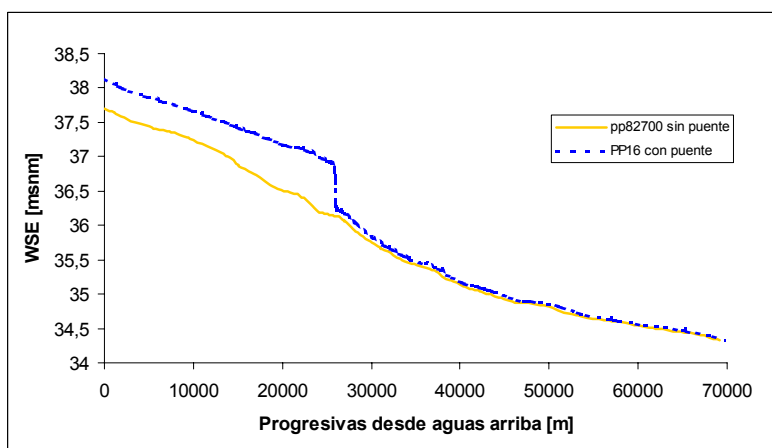


Figura 12. WSE a lo largo del dominio (perfil longitudinal), a la altura del puente E. $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$.

Otro de los elementos considerados en la evaluación de la alternativa seleccionada, fue la observación de las líneas de corriente y la alteración que las mismas sufren como consecuencia de la presencia de la obra. Estos resultados constituyen elementos de vital importancia al momento de realizar evaluaciones de impacto ambiental en la determinación de la alteración del normal escurrimiento. En la Figura 13 se puede distinguir la alteración y concentración de líneas de escurrimiento en la sección del puente.

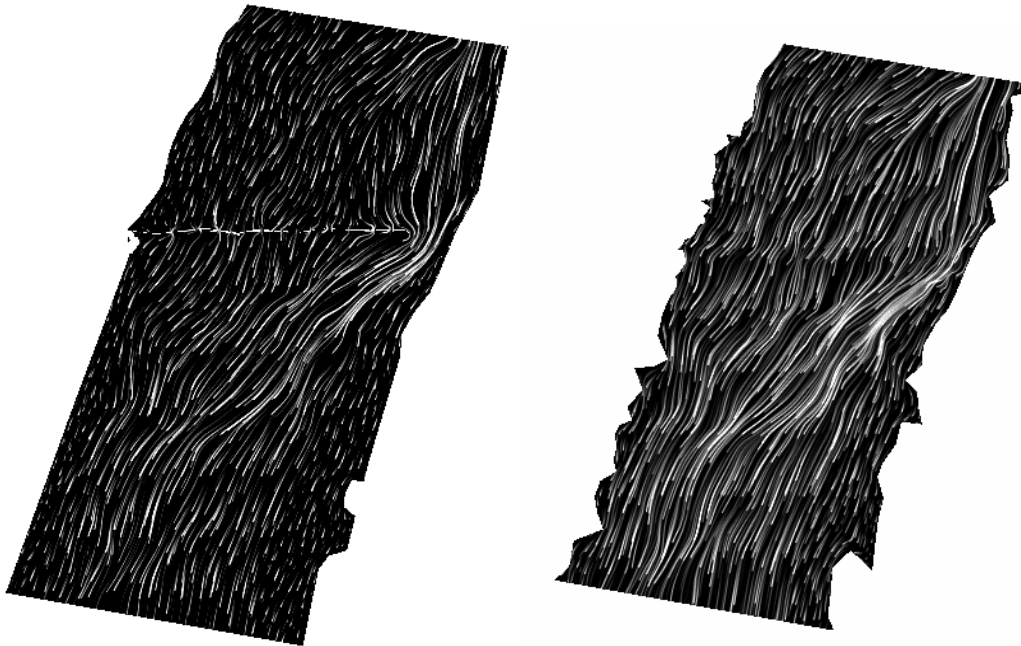


Figura 13. Líneas de corriente para las alternativas PP16 (con puente) y PP82700 (sin puente)

De la comparación de las líneas de corriente, podemos interpretar que para la configuración PP16, las perturbaciones, tanto en la condición de contorno aguas arriba como aguas abajo, e incluso sobre la misma planicie son mínimas. La mayor perturbación se observa en las líneas de corrientes provenientes del desborde de la margen derecha del cauce principal, 20 km aguas arriba de la traza, las cuales no pueden continuar sobre la planicie ya que deben retornar al cauce principal por efectos de la contracción.

5 CONCLUSIONES

La posibilidad de modelar detalladamente la construcción de una obra de interconexión vial (terraplén, viaductos y puente principal), en un río de gran llanura de inundación, como es el Paraná, ha permitido optimizar el diseño de esta obra de gran envergadura. Para el diseño se consideraron como indicadores de comparación, parámetros hidráulicos como sobrelevaciones y velocidades máximas admisibles con erosiones.

La implementación de herramientas computacionales como las descriptas, combinadas con

el análisis de imágenes satelitales, ha permitido arribar a una simulación aproximada del comportamiento hidrodinámico del tramo del río en estudio.

Con el modelo calibrado con los pocos datos disponibles y con una resolución espacial refinada se simularon numerosas alternativas de puentes y terraplenes sobre la planicie, variando tanto su localización como sus secciones de paso hasta lograr una condición óptima en base a los parámetros de diseño planteados.

Concretamente la variante PP16 alcanzó:

- Una aceptable distribución transversal de caudales que minimice la perturbación hidro-ambiental de la planicie.
- Velocidades medias máximas menores a 3,15 m/seg que para un caudal máximo de diseño de 82.700 m³/seg resultan admisibles para el cálculo de las erosiones correspondientes.
- Sobreelevaciones compatibles con los límites aceptables para cada caudal de diseño, tanto en las márgenes santafesina y correntina, como en el propio valle y frente a los terraplenes de la interconexión.
- con lo cual se logró validar el diseño hidráulico de la variante PP16 mediante la modelación hidráulica bidimensional para esta etapa de Anteproyecto Definitivo.

Adicionalmente la modelación permitió la definición de estrategias constructivas, incorporando el concepto de vados o puentes inundables, justificadas y evaluadas numéricamente, generando nuevos elementos de análisis necesarios en el proceso de optimización y reducción de costos (no presentado aquí por razones de espacio disponible).

6 REFERENCIAS

- [1] Barkau, R. (1992): UNET, One –dimensional unsteady flow through a full network of open channels. Computer Program, St. Louis, MO, USA.
- [2] Benque, J. P. Cunge, J. A., Feuillet, J., Hauguel, A., Holly, F. M., Jr., (1982): New method for tidal current computation, Journal of the Waterway, Port, Coastal and Oceanic Division, ASCE, vol. 108, No. WW3, pp.396-417.
- [3] Bombardelli, F., Menéndez, A. y Brea, J.D. (1997): A mathematical model for the lower Paraná river delta. 3rd International Conference on River Flood Hydraulics, Stellenbosch, South Africa.
- [4] Cardini, J. (2000): Proyecto hidráulico de la Conexión Física Rosario Victoria sobre el río Paraná. Anales del Curso Internacional Ingeniería de Ríos. Pre-Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2000. INA - Universidad Nacional de La Plata, La Plata,

Argentina.

- [5] Prendes, H. (1983): A mathematical model with movable beds. Its application to the Paraná river. Gerencia paraná Medio, AYEE, Sta. Fe, Argentina.
- [6] Rodriguez A., Brea D., Farías D., Bravo H., Castelló E., Hillman G., Weber J, Pagot Mariana y Spalletti P. (2002): Análisis hidromorfodinámico del tramo medio del Río Paraná para la interconexión vial Santa Fe - Corrientes. XIX Congreso Nacional del Agua, Carlos Paz, Argentina.
- [7] Saint Venant, A. J. C. Barre de (1871): Théorie de mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivieres et a l'introduction des maré es dans leur lits. Comptes rendus des Séances de L'Académie des Sciences, Vol 73.
- [8] Tassi P., Vionet, C. y Gaudin, H. (2000): Modelación numérica 2DH de un tramo del río Paraná. XVIII Congreso Nacional del Agua, Las Termas de Río Hondo, Argentina.
- [9] USACE (1997) User's guide to RMA2-WES, Version 4.3, U.S. Army Corps of Engineers – Water Ways Experimental Station Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Miss., EEUU.
- [10] USACE (2001): HEC-RAS River Analysis System. Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, Hydrologic Engineering Center, Manual de Usuario CPD-68, Manual de Referencia Hidráulica CPD-69, Versión 3.1, Enero. Vicksburg, Miss. USA.