

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

Andrés Rodríguez<sup>1</sup>, Gerardo Hillman<sup>1</sup>, Daniel Brea<sup>2</sup>, Hector Daniel Farias<sup>3</sup>, Héctor R. Bravo<sup>4</sup>, Edgar Castelló<sup>1</sup>, Mariana Pagot<sup>1</sup> y Pablo Spalletti<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Lab.Hca., Universidad Nacional de Córdoba

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

<sup>3</sup>I.R.H., Universidad Nacional de Santiago del Estero

<sup>4</sup>University of Wisconsin-Milwaukee, EEUU

Dirección: Av. Vélez Sarsfield 1601, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina

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

## **RESUMEN**

Este trabajo resume parte de los estudios llevados a cabo como parte del estudio de 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. 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 algunos resultados de la modelación bidimensional utilizados en el proceso de selección de la mejor alternativa de configuración de puente.

## **ABSTRACT**

This paper summarizes hydraulic studies carried out as part of the feasibility study for a new bridge over the Parana River in Argentina. In addition of the hydraulic studies summarized here, the feasibility study includes analyses of the geology and geomorphology of the sites, land surveying, geophysical and hydrologic studies, studies of the navigation channel and fluvial transportation studies, and environmental impact. The main components of the present study were a geomorphologic analysis of the middle reach of the Parana River, and the hydraulic quantitative study. Qualitative and quantitative analyses provided a description of the hydraulic system, and served as a basis for a comparison of alternative bridge locations and the analysis of their vulnerability. The quantitative hydraulic study included the construction, calibration, and operation of one-dimensional (1D) and two-dimensional (2D), depth averaged flow models. The results of the 1D models played a major role in the selection of the bridge location, and were subsequently used as boundary conditions for 2D modeling. The 2D models were constructed for a 70 km x 30 km modeling domain. This paper presents results of 2D modeling in the process of selecting the best alternative of bridge configuration.

## 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 (Rodriguez 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.

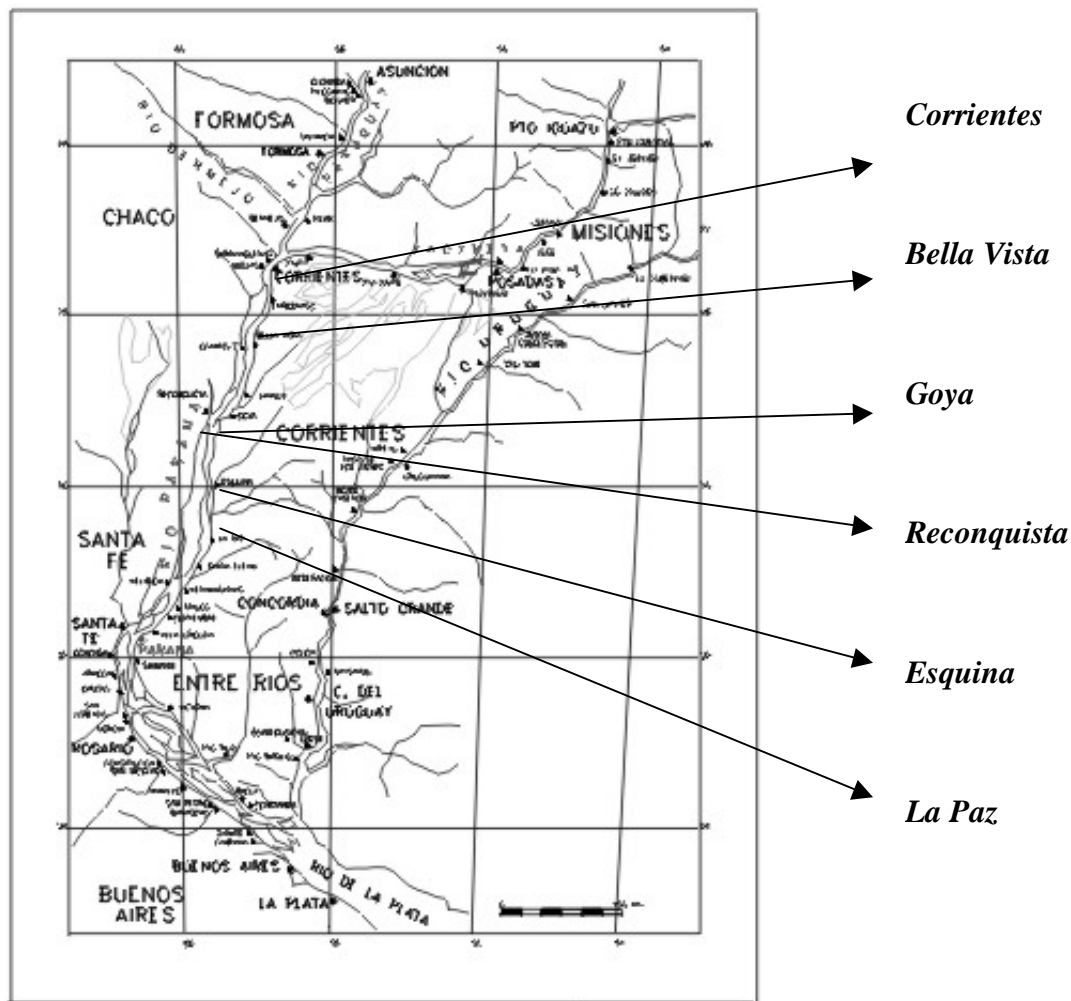


Figura 1: Localización de la zona de estudio

## 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).
- Bidimensional: RMA2 en Elementos Finitos del Cuerpo de Ingenieros de los EEUU (USACE, 1997), herramienta utilizada 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:

- Sobrelevación debido a la presencia de la obra.
- Velocidades máximas en las contracciones provocadas por la obra.
- 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.

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 CYSTERE), 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 no hay suficientes datos de campo disponibles).

## 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 m<sup>3</sup>/s y 82.700 m<sup>3</sup>/s.

La simulación de 50.000 m<sup>3</sup>/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 “cuasi artesanal” mediante la combinación de imágenes satelitales en aguas bajas (13.000 m<sup>3</sup>/s) y altas (50.000 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s medidos en Corrientes).

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 m<sup>3</sup>/s o a más de 100 años de recurrencia).

Con posterioridad se realizaron verificaciones in situ de las cotas de los hidrómetros mencionados, lo que permitió verificar la diferencia, entre el desnivel “medido” y el simulado de Goya y Reconquista, de 58 cm. Este desnivel si bien no es muy grande (considerando las distancias involucradas) debería ser analizado en mayor detalle durante etapas de Proyecto, ya que no se puede decir con certeza si la diferencia se debe a un error de medición o numérico (basado, por ejemplo, en alguna deficiencia en la batimetría).

Tabla 1. Comparación de niveles de agua medidos para la creciente de 1998 de 50000 m<sup>3</sup>/s in situ versus resultados numéricos

Punto de Control Interno	coordenadas UTM (m)		Nivel [m snm]	
			Medido (corregido)	Simulación Numérica
<b>Puerto Reconquista</b>	6766730,0	5540891,0	34,48	34,2
<b>Puerto Goya</b>	6776702,0	5570714,0	36,26	35,4
<b>Arroyo Los Amores</b>	6789160,1	5553267,3	36,25	35,7
<b>Río Paraná Mini (Timbó)</b>	6788837,2	5558263,5	36,20	35,6
<b>Desnivel Goya - Rec. (m)</b>	<i>(diferencia medido - simulado: 0,58 m)</i>		1,78	1,20

En la Figura 2, se puede observar la configuración final de polígonos de rugosidades incorporados al modelo.

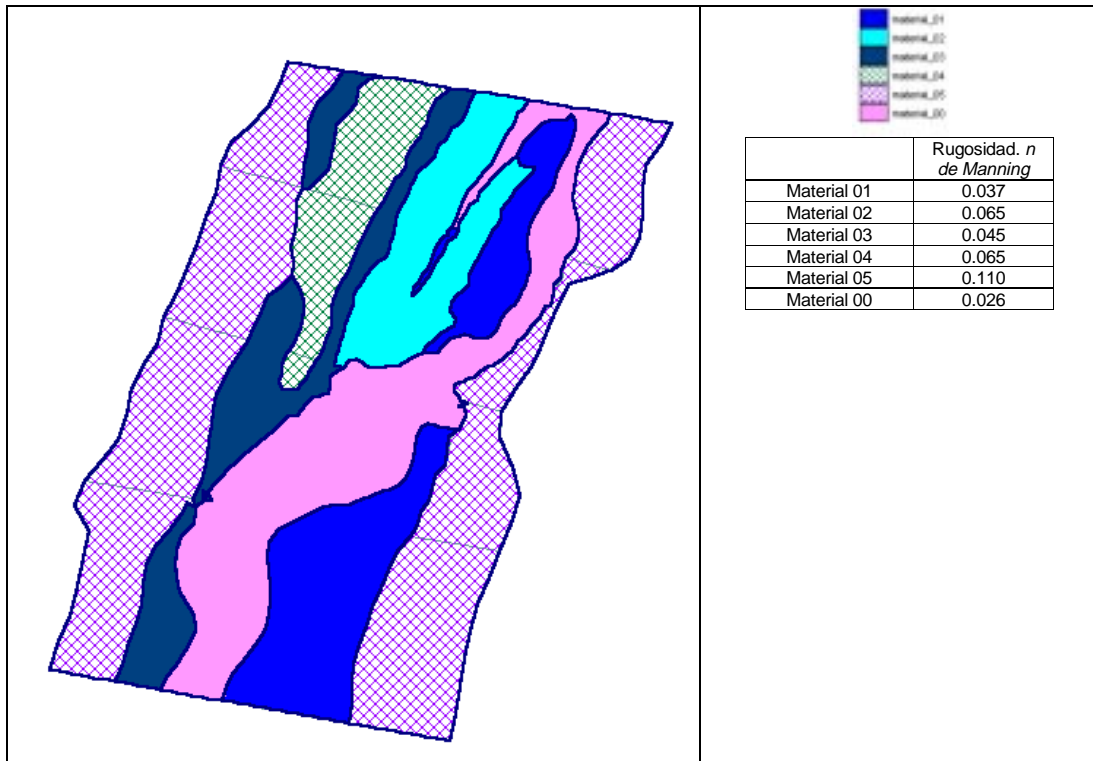


Figura 2. Polígonos de rugosidades

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

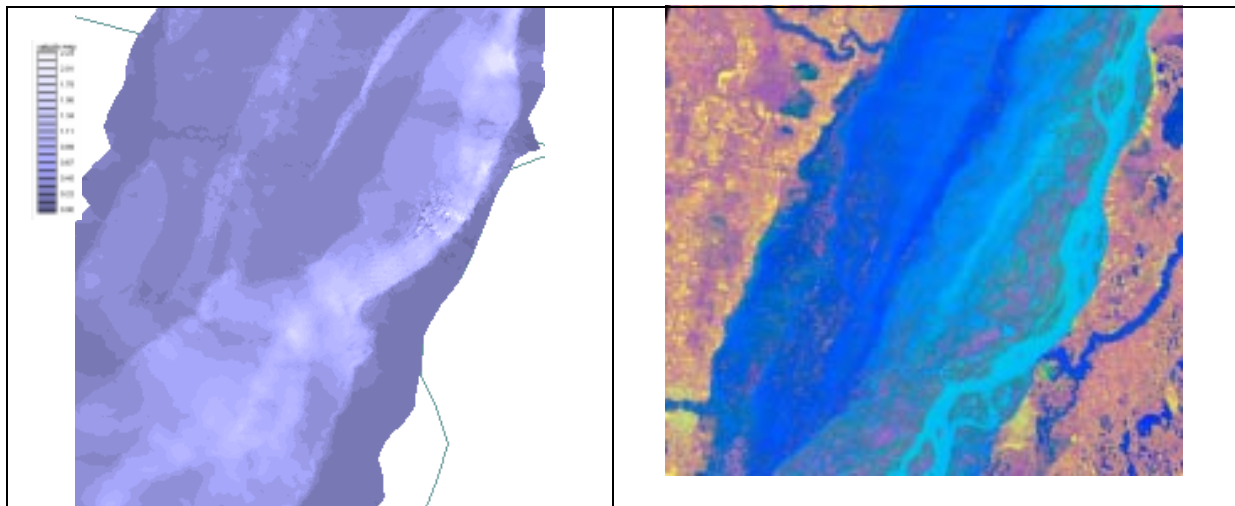


Figura 3a. Simulación sin puente.  $Q=50.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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

## 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 primer alternativa que denominada “PP12”, la cual constaba de 12 puentes en la planicie y el Puente Principal (Tabla 2).

Esta configuración inicial de puentes arrojó en 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 2. Características de la variante PP12

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

Para el caso de la simulación con las obras asociadas a la interconexión vial (terraplenes y puentes) se consideraron las rugosidades resultantes del 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.

Debido a la presencia del puente, fue necesario recalcular las condiciones de contorno en el modelo 1D, siendo los valores resultantes los que se ilustran en la Tabla 3:

Tabla 3: Condiciones de contorno obtenidos con el modelo 1D con puentes: cota de pelo libre y velocidad media para distintos caudales en el dominio de 70 Km entre los PT de Pastoril y Los Vascos.

	Q	WSE	Vel Chnl
	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m/s]
<b>PASTORIL</b>	15000	35,28	0,65
	20000	36,01	0,71
	25000	36,6	0,76
	30600	37,19	0,8
	38000	37,83	0,85
	44100	38,31	0,89
	48000	38,59	0,91
	57600	39,24	0,97
	63400	39,6	1
	70000	40	1,04
	75000	40,29	1,06
	82700	40,72	1,1
	<b>LOS VASCOS</b>	15000	30,03
20000		30,54	0,54
25000		30,97	0,59
30600		31,4	0,63
38000		31,93	0,67
44100		32,32	0,71
48000		32,55	0,73
57600		33,08	0,78
63400		33,39	0,8
70000		33,72	0,83
75000		33,96	0,85
82700		34,32	0,89

Se observó que para el dominio de 70 Km la condición de aguas abajo es insensible a la presencia de los puentes, no resultando de igual manera para la de aguas arriba razón por la cual fue recalculada.

Las simulaciones “con obra”, en el modelo bidimensional, contemplaron la incorporación de los terraplenes y las aberturas para la evacuación del agua 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 m<sup>3</sup>/s y 82.700 m<sup>3</sup>/s, utilizándose caudales de 57.600 m<sup>3</sup>/s y 63.400 m<sup>3</sup>/s para evaluar la influencia de la obra en las respectivas márgenes y disponer de elementos en la definición de líneas de rivera.

### **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 4 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 Mhz de memoria Ram).

Tabla 4. Dimensiones de mallas para distintas alternativas

Simulación	Nodos	Elementos	
pp50000	9178	4531	Simulación sin puente. Q= 50.000 m3/s
pp1250	14421	6885	Simulación c/ pte. alt. 12. Q= 50.000 m3/s
pp1350	16546	7861	Simulación c/ pte. alt. 13. Q= 50.000 m3/s
pp1450	17000	8071	Simulación c/ pte. alt. 14. Q= 50.000 m3/s
pp1650	15259	7260	Simulación c/ pte. alt. 16. Q= 50.000 m3/s

En la Figura 4 se expone la malla resultante para la alternativa PP16 y un detalle a la altura del puente en la Figura 5.

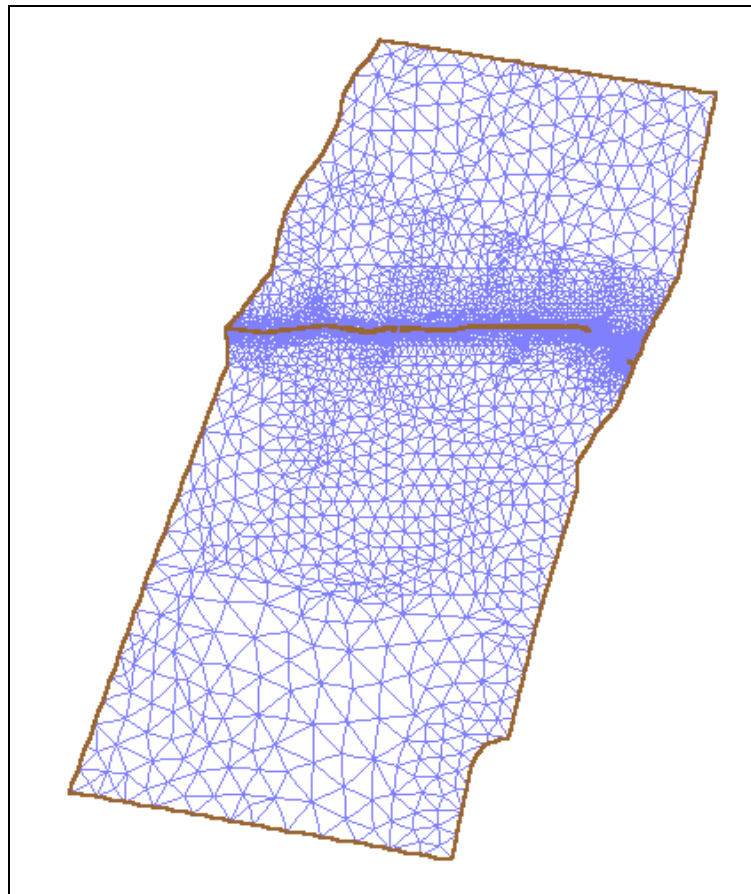


Figura 4. Malla de elementos finitos. Alternativas PP16

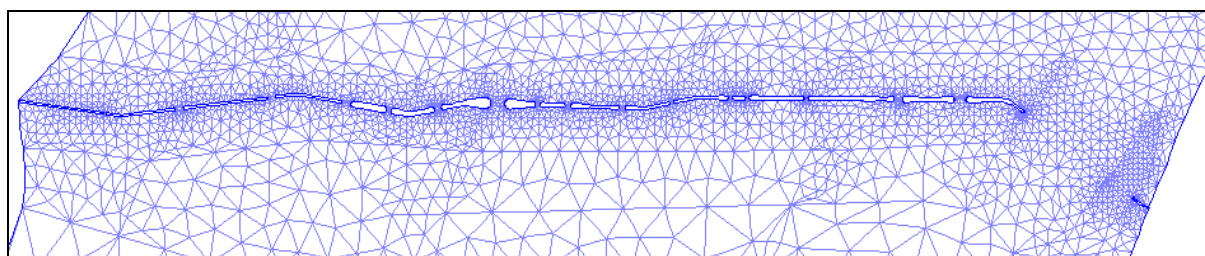


Figura 5. Detalle de malla de elementos finitos a la altura del puente. Alternativas PP16



## 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:

- a- **DISTORSION MODERADA DEL FLUJO:** 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 14, donde se muestra una comparación entre las líneas de corriente de las variante sin y con obras.
- b- **REMANSO E INUNDACION AGUAS ARRIBA:** el desnivel en la posición de cada puente entre la simulación sin puente y con puente debe ser menor o igual a 1 m.
- c- **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 2D y para 82.700 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s, habiéndose también comparado estos resultados con los de la aproximación 1,5D.

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 6, mediante una valoración sintética, el funcionamiento hidráulico de las variantes de configuraciones del cruce (PP14, PP15 y PP16) y el de Rosario Victoria, para distintos caudales a través de la Transparencia Hidráulica. El caudal de la planicie resulta de sustraer al caudal total el correspondiente al cauce principal.

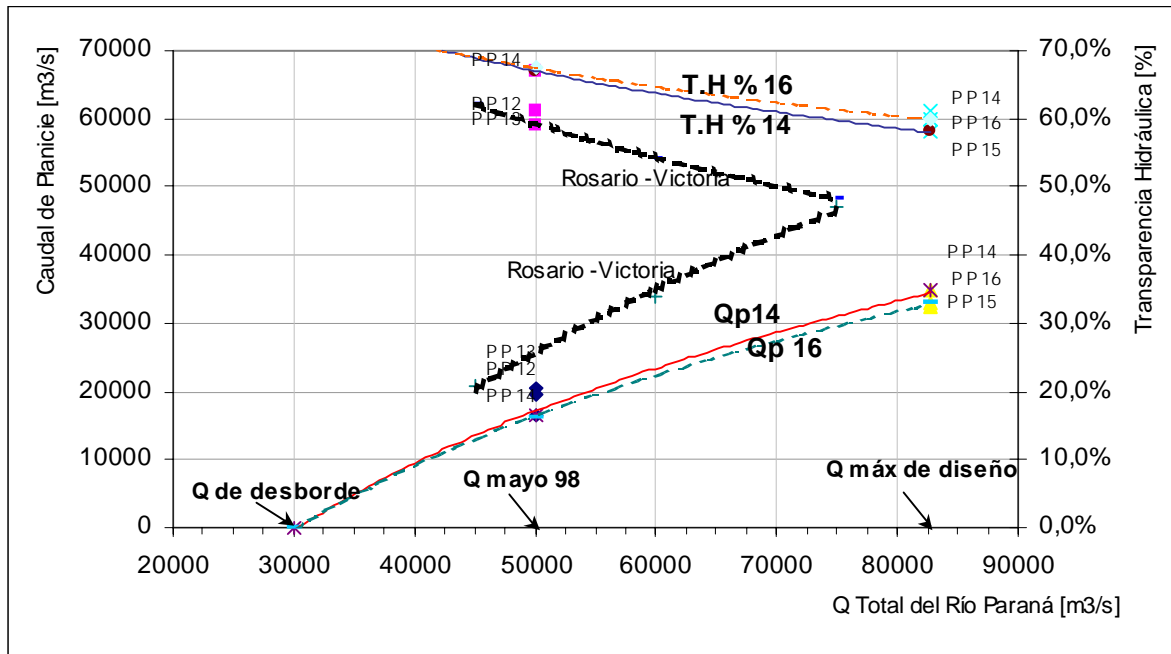


Figura 6: Transparencia Hidráulica para Interconexión Goya - Reconquista (Alternativas P14 y P16) comparadas con Interconexión Rosario - Victoria (Alternativa Básica)

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  $Q_{\text{desborde}}$  donde el escurrimiento sobre la planicie se torna despreciable (o la totalidad del flujo escurre por el cauce principal). El valor de  $Q_{\text{desborde}}$  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  $\text{m}^3/\text{s}$ . El punto de desborde está localizado sobre margen derecha aproximadamente 20 Km aguas arriba de la traza.

Se observa también que la transparencia hidráulica es siempre superior al 60 %, con valores mayores al caso de la interconexión *Rosario-Victoria*. Esta diferencia, puede explicarse, no solo por una transparencia geométrica distinta de esta interconexión y su puente principal, sino también por las distintas características del tramo del río Paraná seleccionado para el cruce entre Santa Fe y Corrientes, donde el cauce principal presenta una mayor capacidad de conducción hidráulica que el correspondiente a Rosario Victoria.

Las distintas opciones se diferenciaron básicamente en la cantidad de puentes y el tamaño de los mismos. En la Tabla 6 se presentan las principales características de cada opción y en el Tabla 7, se comparan las velocidades máximas y medias obtenidas en todos los puentes para las alternativas PP14, PP15 y PP16.

Tabla 6. Comparación de alternativas

	PP12	PP13	PP14	PP15	PP16
Nº 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 7. Comparación de velocidades obtenidas en las distintas alternativas.  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$

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

Cómo se puede observar en la Tabla 7 las velocidades medias son próximas a los 3 m/s, siendo este un valor admisible con las erosiones en pilas y estribos.

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 8 a y b.

Tabla 8a. Distribución de caudales entre planicie y cauce para distintas alternativas.

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

Tabla 8b. Distribución de caudales para cada uno de los puentes para las alternativas PP16 y PP14.

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		

### Alternativa PP16

A continuación se expondrán las principales características de la alternativa seleccionada y la comparación con los resultados obtenidos para el mismo escenario “sin obras”.

Como se puede observar en la Figura 7, los patrones de flujo en ambas simulaciones 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.

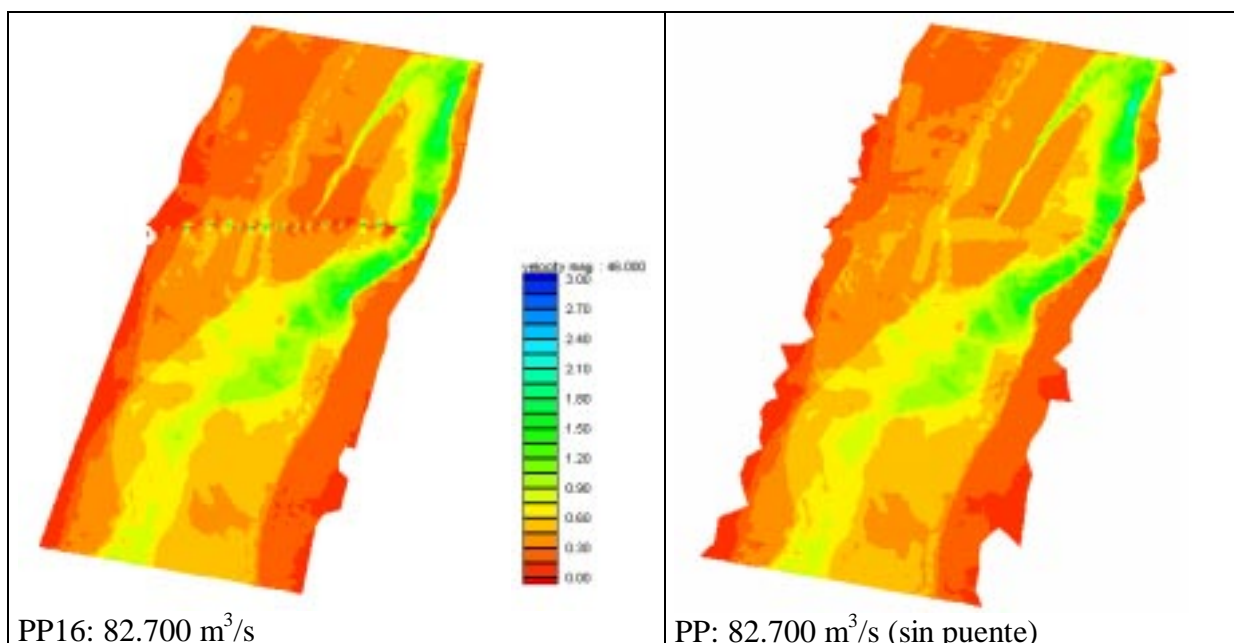


Figura 7. Comparación de patrones de flujo entre alternativa PP16 (con puente) y PP82700 (sin puente) para  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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 8 y 9) y la generación de un remanso que se extiende hacia varias decenas de kilómetros hacia aguas arriba (Figura 10).

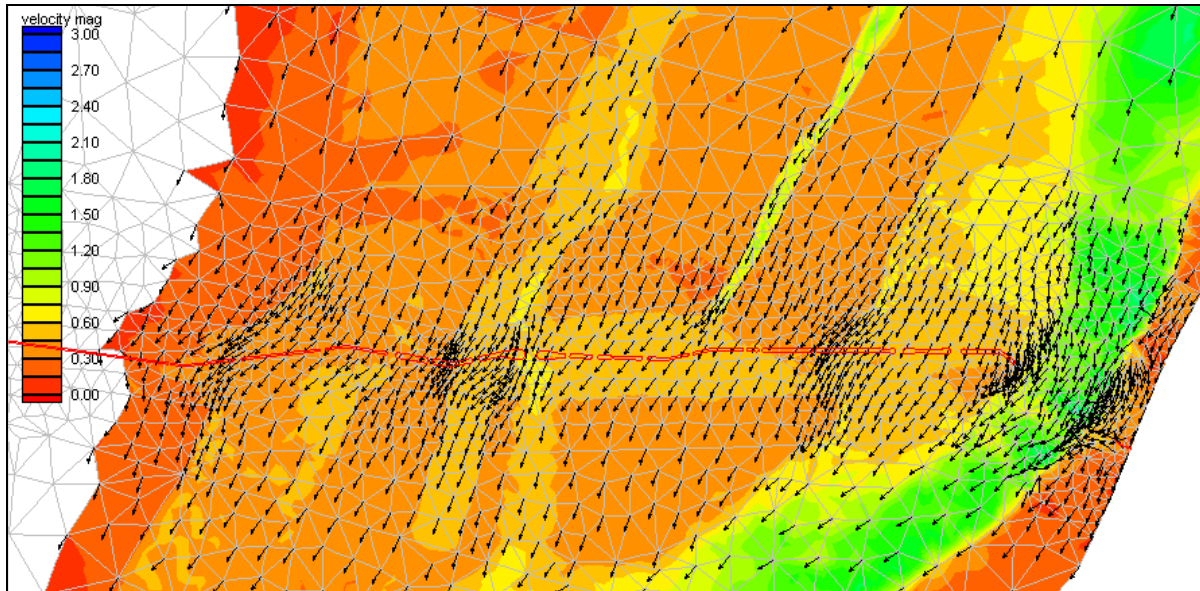


Figura 8a. Patrones de flujo a la altura del puente. Simulación sin puente.  
 $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$

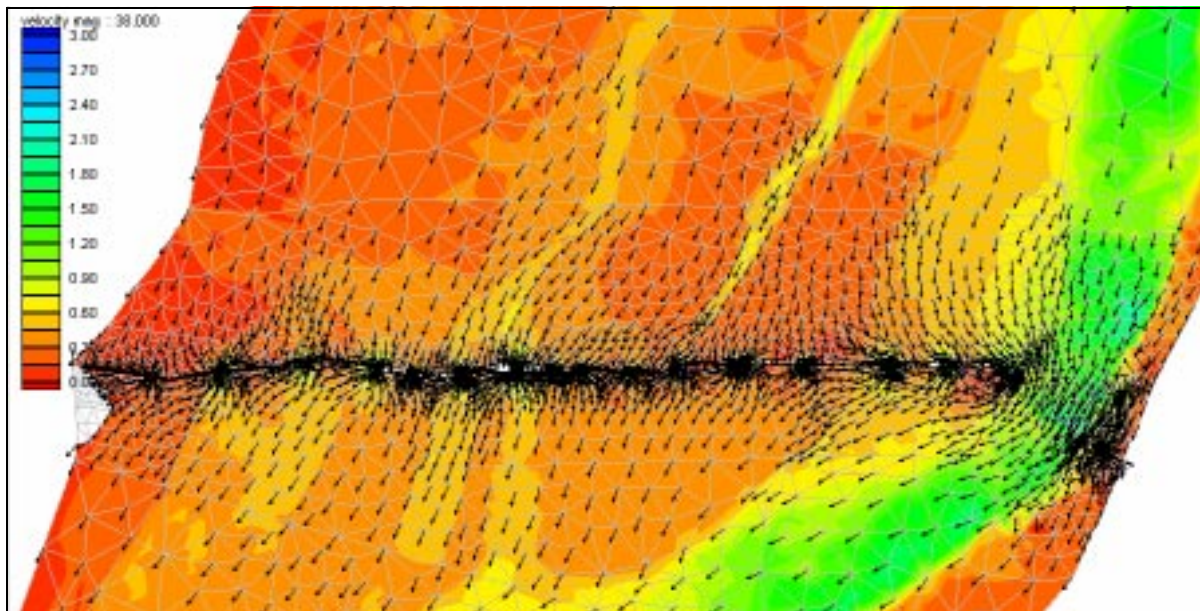


Figura 8b. Patrones de flujo a la altura del puente. Simulación con puente.  
Alternativa PP16 -  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$



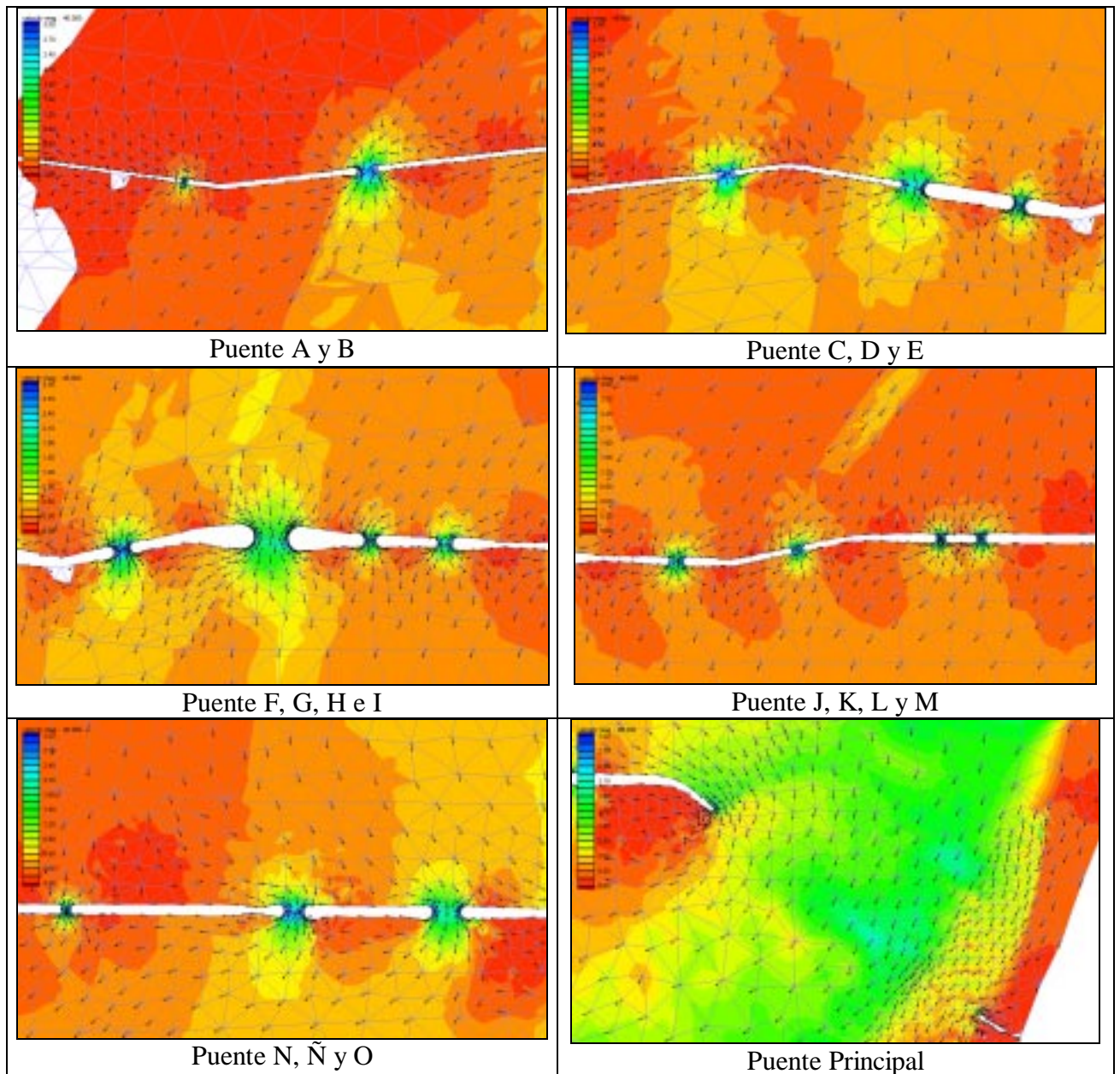


Figura 9. Patrones de flujo en detalle para cada uno de los puentes.

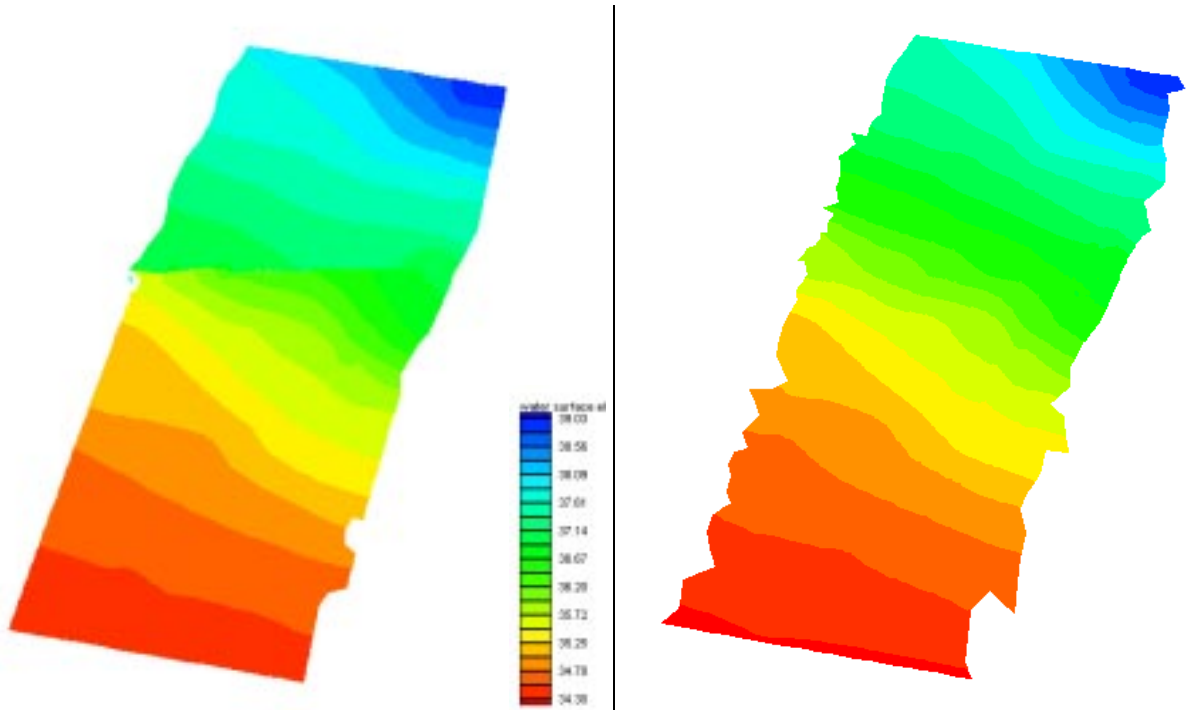


Figura 10. Elevación de la superficie de agua para alternativa PP16 (con puente) y PP82700 (sin puente).  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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).

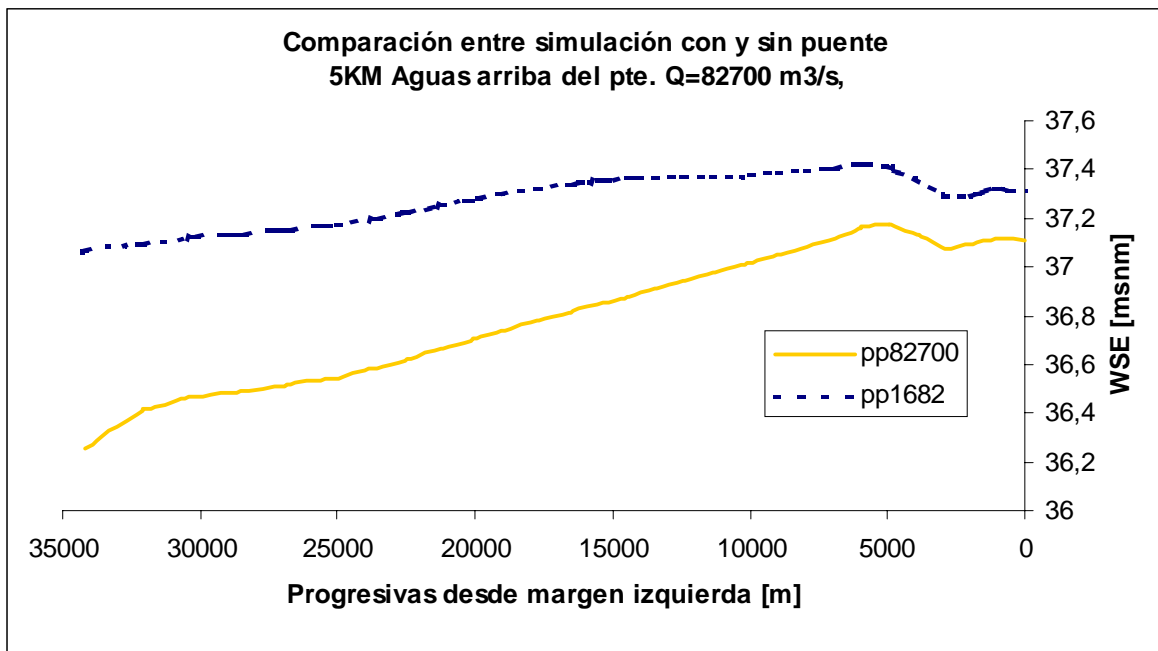


Figura 11. Elevación de Superficie de Agua, sección transversal 5 km aguas arriba del puente.

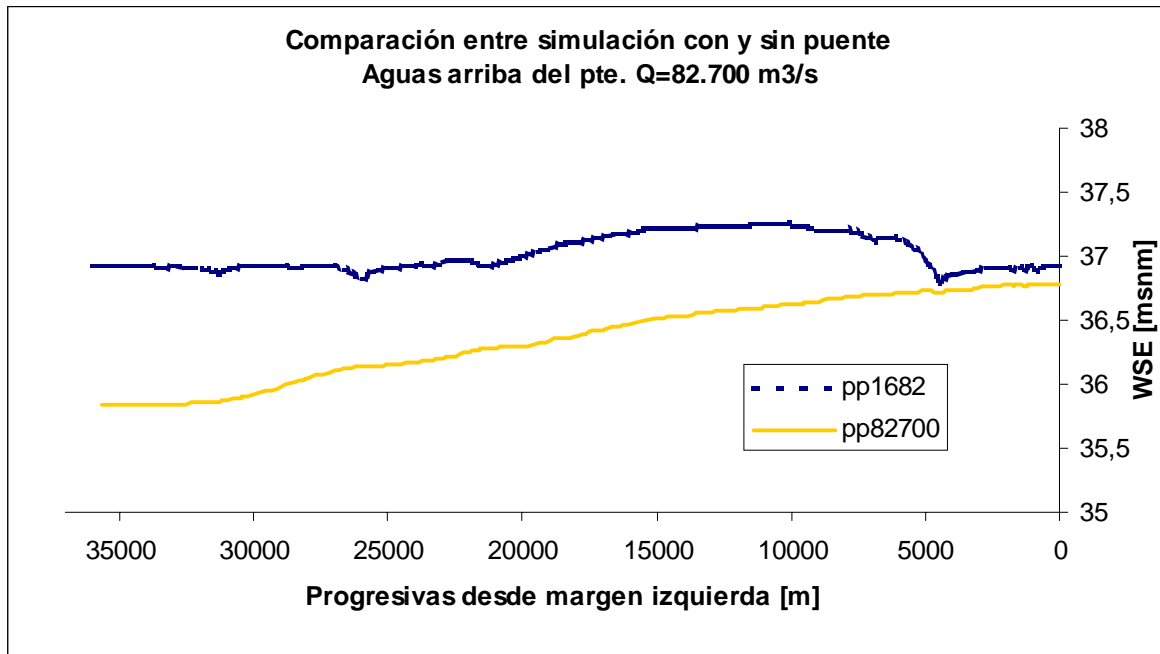


Figura 12. Elevación de Superficie de Agua, sección transversal aguas arriba del puente.  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

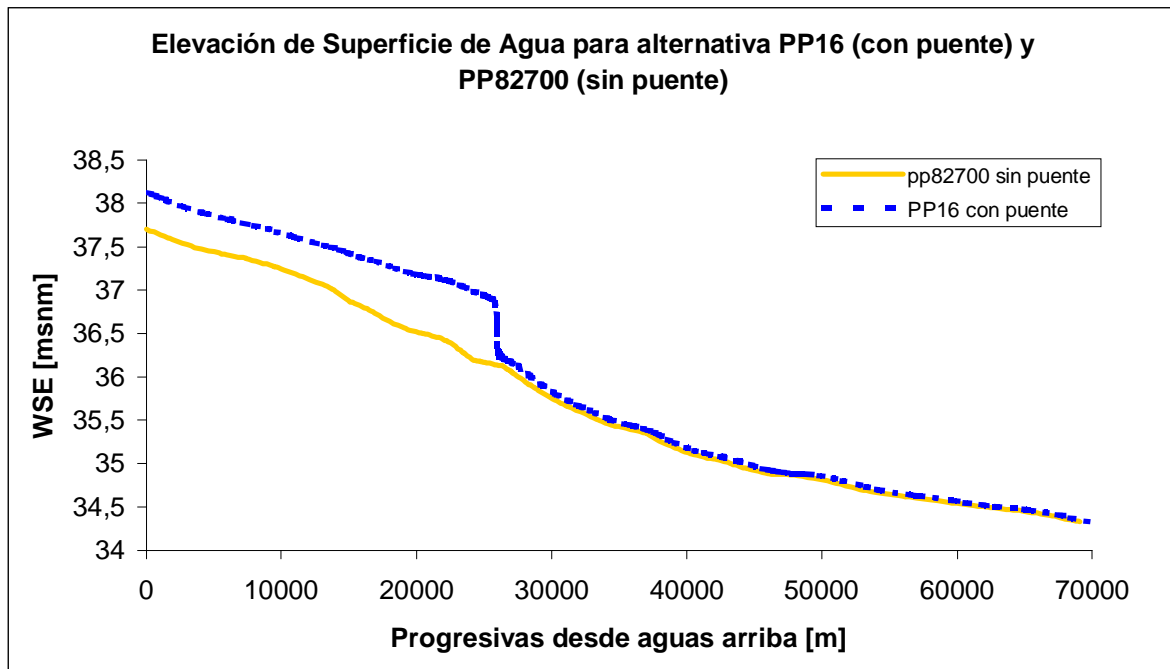


Figura 13. Elevación de la superficie de agua a lo largo de todo el dominio (perfil longitudinal), a la altura del puente E.  $Q=82.700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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 Figuras 14 se puede distinguir la alteración y concentración de líneas de escurrimiento en la sección del puente.





Figura 14. 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.

## CONCLUSIONES

La implementación de herramientas computacionales como las descritas, combinadas con el análisis de imágenes satelitales, han permitido arribar a una simulación aproximada del comportamiento hidrodinámico del tramo del río en estudio.

La posibilidad de modelar la inclusión de un “puente”, en un río de gran llanura de inundación, como es el Paraná, ha brindado los elementos necesarios para proponer, estudiar, analizar y optimizar el diseño de una obra de gran envergadura, como es esta conexión vial, considerando como variables indicativas y de comparación, distintos parámetros hidráulicos como sobrelevaciones y velocidades máximas admisibles con erosiones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barkau, R. (1992): *UNET, One –dimensional unsteady flow through a full network of open channels*. Computer Program, St. Louis, MO, USA.

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.

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.

Prendes, H. (1983): *A mathematical model with movable beds. Its application to the Paraná river*. Gerencia paraná Medio, AYEE, Sta. Fe, Argentina.

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.

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.

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.

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.

USACE (2002): *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.