

Segunda
edición
actualizada

~

El río Paraná

en su tramo medio

Tomo II

Prácticas ingenieriles
en un gran río de llanura



Carlos Ubaldo PAOLI
Mario Isaac SCHREIDER
Editores

Mario Luis AMSLER
Pablo Alberto CACIK
Eduardo Blas CEIRANO
Jorge Esteban COLLINS
Felipe Roberto FRANCO
Ricardo Hugo GIACOSA

Rosana del Carmen HÄMMERLY
José HUESPE
José Luis MACOR
Silvina Patricia MANGINI
Norberto Pascual MORBIDONI
Carlos Ubaldo PAOLI

Héctor Hugo PRENDES
Marcela Leticia REYNARES
Graciela Beatriz SCACCHI
Mario Isaac SCHREIDER
Mario Luis SILBER
Susana Beatriz VANLESBERG

UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL LITORAL





Embarcadero Santa Fe. Juan Sol.

MAC. Museo de Arte Contemporáneo de la Universidad Nacional del Litoral

*Brazo de la luna que bajo el sol,
el cielo y el agua rejunta.
Hijo de las cumbres y de la selva
que extenso y dulce recibe el mar.*

El Paraná en una zamba (fragmento)
Jaime Dávalos

El río Paraná
en su tramo medio

*Edición especial
50 aniversario
Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas*



**UNIVERSIDAD
NACIONAL
DEL LITORAL**

Rector **Enrique Mammarella**

Secretario de Planeamiento Institucional y Académico **Miguel Irigoyen**

Decano Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas **Raúl Predaza**

.....

El río Paraná en su tramo medio : prácticas ingenieriles en un gran río de llanura / Mario Amsler ... [et al.] ; editado por Carlos Ubaldo Paoli; Mario Schreider ; prefacio de Víctor Pochat ... [et al.] ; prólogo de Carlos Ubaldo Paoli; Mario Schreider –2a ed ampliada– Santa Fe: Ediciones UNL, 2020.
Libro digital, PDF – (Ciencia y tecnología)

Archivo Digital: descarga y online
ISBN 978-987-749-268-2

1. Hidrología. 2. Santa Fe. 3. Cuencas Hidrográficas. I. Amsler, Mario. II. Paoli, Carlos Ubaldo, ed. III. Schreider, Mario, ed. IV. Pochat, Víctor, pref.
CDD 551.4830982

.....

© Amsler, Cacik, Ceirano, Collins, Franco, Giacosa, Hämmerly, Huespe, Macor, Mangini, Morbidoni, Paoli, Prendes, Reynares, Scacchi, Schreider, Silber, Vanlesberg, 2020.



© ediciones **UNL**, 2020

ISBN OC 978-987-749-266-8

ISBN Tomo I 978-987-749-267-5

ISBN Tomo II 978-987-749-268-2

Consejo Asesor
Colección Ciencia y Tecnología

Graciela Barranco

Ana María Canal

Miguel Irigoyen

Luis Quevedo

Gustavo Ribero

Ivana Tosti

Directora Ediciones UNL

Ivana Tosti

Coordinación editorial

María Alejandra Sadrán

Revisión de textos de las actualizaciones

Mariana Romanatti

Diagramación de interior y tapa

Alejandro Gariglio y Nicolás Vasallo

—

editorial@unl.edu.ar

www.unl.edu.ar/editoriall



El río Paraná en su tramo medio

Prácticas ingenieriles
en un gran río de llanura

Carlos Ubaldo Paoli
Mario Isaac Schreider
Editores

Mario Luis Amsler · Pablo Alberto Cacik · Eduardo
Blas Ceirano · Jorge Esteban Collins · Felipe Roberto
Franco · Ricardo Hugo Giacosa · Rosana del Carmen
Hämmerly · José Huespe · José Luis Macor · Silvina Patricia
Mangini · Norberto Pascual Morbidoni · Carlos Ubaldo
Paoli · Héctor Hugo Prendes · Marcela Leticia Reynares ·
Graciela Beatriz Scacchi · Mario Isaac Schreider ·
Mario Luis Silber · Susana Beatriz Vanlesberg



COLECCIÓN
CIENCIA Y TECNOLOGÍA

Índice General

TOMO 1

- 8 **Presentación a la segunda edición**
- 11 **Prólogo a la segunda edición**
- 14 **Presentaciones a la primera edición**
- 22 **Capítulo 1. Características de las cuencas de aporte**
Carlos Paoli, Martín Iriondo, Norberto García
- 64 **Actualización**
José Luis Macor, Ignacio Cristina, Ofelia Tujchneider
- 81 **Capítulo 2. Conocimiento del régimen hidrológico**
Ricardo Giacosa, Carlos Paoli, Pablo Cacik
- 116 **Actualización**
Ricardo Giacosa, Carlos Paoli, Pablo Cacik
- 130 **Capítulo 3. Régimen de crecidas y análisis de caudales máximos**
Carlos Paoli, Pablo Cacik
- 196 **Actualización**
Carlos Paoli, Rosana Hämmerly, Pablo Cacik
- 210 **Capítulo 4. Geomorfología del cauce principal**
Carlos Ramonell, Mario Amsler, Horacio Toniolo
- 270 **Capítulo 5. Transporte de sedimentos y procesos fluviales asociados**
Mario Amsler, Héctor Prendes
- 344 **Actualización**
Mario Amsler, Héctor Prendes, María Daniela Montagnini, Ricardo Szupiany

TOMO 2

- 8 **Presentación a la segunda edición**
- 11 **Prólogo a la segunda edición**
- 14 **Presentaciones a la primera edición**

- 22 **Capítulo 6. Determinación de parámetros hidrológicos de diseño**
Pablo Cacik, Carlos Paoli

- 55 **Actualización**
Pablo Cacik, Carlos Paoli

- 70 **Capítulo 7. Modelos de pronóstico**
Mario Silber, Susana Vanlesberg

- 104 **Actualización**
Jorge Collins, José Luis Macor

- 117 **Capítulo 8. Erosión en obras de Ingeniería Fluvial**
Mario Schreider, Graciela Scacchi, Felipe Franco

- 171 **Actualización**
Graciela Scacchi, Marcela Reynares, Mario Schreider

- 188 **Capítulo 9. Erosión de márgenes**
Norberto Morbidoni, Mario Amsler, Mario Schreider

- 238 **Actualización**
Marcela Reynares, Felipe Franco, Norberto Morbidoni,
Mario Schreider

- 249 **Capítulo 10. Aspectos hidráulicos y sedimentológicos de la hidrovía fluvial**
Héctor Prendes, José Huespe

- 305 **Actualización**
Héctor Prendes, José Huespe, Silvina Mangini

- 320 **Capítulo 11. Las inundaciones en el área de Santa Fe. Interpretación de sus efectos y simulación de los subsistemas Leyes–Setúbal y Ruta Nacional 168–Alto Verde**
Eduardo Ceirano, Carlos Paoli, Mario Schreider

- 379 **Actualización**
Carlos Paoli, Ricardo Giacosa, Mario Schreider

Presentación a la segunda edición

Este año 2020 es muy especial para la comunidad de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas ya que celebramos los primeros 50 años de historia de esta Institución, cuyo origen se remonta al año 1970, cuando se creó el Departamento de Hidrología General y Aplicada de la Universidad Nacional del Litoral.

Cuando los ingenieros Carlos Paoli y Mario Schreider me propusieron realizar la reedición del libro *El río Paraná en su tramo medio* no dudé un instante en apoyar la iniciativa. Lo hice convencido del aporte científico-técnico que representa una actualización de los conocimientos sobre el río Paraná, desarrollados en las últimas 2 décadas, y por el valor simbólico de estas nuevas publicaciones en la agenda de los eventos conmemorativos del 50º aniversario de la FICH.

Desde comienzos del siglo XXI, las actividades de ciencia y técnica en la facultad tuvieron un crecimiento y una diversificación disciplinar significativos, en un contexto nacional en el que se promovió la formación e incorporación de recursos humanos calificados a las universidades nacionales, así como el desarrollo de proyectos de I+D+i. También contribuyó en este sentido el sostenimiento del programa «Curso de Acción para la Investigación y Desarrollo (CAI+D)» de la UNL, a inicios de la década del 90, a partir del cual se comenzaron a financiar proyectos de investigación en esta universidad.

En las últimas dos décadas, el Programa Hidrológico Intergubernamental de UNESCO (PHI) incorporó un enfoque holístico e integrado, poniendo el foco en el análisis de los aspectos sociales de los recursos hídricos y destacando la necesidad de mejorar su evaluación y gestión, en particular a nivel transfronterizo. Esta etapa comprendió tres fases del PHI: la Sexta (2002 a 2007) titulada «El agua, fenómeno de interacción: sistemas en peligro y problemas sociales», la Séptima (2008 a 2013), «Dependencias de los recursos hídricos: Sistemas sometidos a estrés y respuestas sociales»

y la Octava (2014 a 2021), «Seguridad hídrica: Respuestas a los desafíos locales, regionales y mundiales».

Como resultado del crecimiento de las actividades de docencia e I+D en recursos hídricos, se crearon en la FICH el Centro de Informaciones Meteorológicas (1997), el Centro de Estudios de Grandes Ríos (2001), el Centro de Estudios Hidro–Ambientales (2001), el Centro de Estudios de Variabilidad y Cambio Climático (2003) y, más recientemente, el Centro de Hidrología y Gestión del Agua (2019).

También aumentó la participación de docentes investigadores en eventos científicos nacionales e internacionales, la formación de docentes a nivel de posgrado y la obtención de financiamiento externo para proyectos de investigación, a través de la ANPCYT y de otras fuentes. Docentes investigadores de la FICH participaron activamente en importantes estudios de la Cuenca del Plata, con financiamiento internacional, como el «Proyecto de Protección Ambiental y de Desarrollo Sostenible Integrado del Sistema Acuífero Guaraní» (2003–2011) y el «Programa Marco para la Gestión Sostenible de los Recursos Hídricos de la Cuenca del Plata, en relación con los efectos hidrológicos de la variabilidad y el cambio climático» (2003–2005 y 2011–2016).

En esta etapa, el crecimiento de las actividades sustantivas en los campos de recursos hídricos y medioambiente han impulsado una fuerte proyección internacional de la FICH. La facultad es sede de la Cátedra UNESCO «Agua y educación para el desarrollo sostenible» (2013), es componente del Centro Regional de Formación de Argentina de la Organización Meteorológica Mundial para Sudamérica en Hidrología y Recursos Hídricos (2018), cuenta con un convenio de asistencia técnica con la Universidad José Eduardo Dos Santos de Angola (África) para la formación de profesionales en recursos hídricos (2014 y continúa), tiene seis convenios vigentes de doble titulación con universidades de Europa y América Latina para las carreras Ingeniería en Recursos Hídricos e Ingeniería Ambiental; participa en actividades de formación de profesionales, docentes e investigadores de distintos países de América Latina junto con organismos multilaterales de América, como el Banco Interamericano de Desarrollo y el Instituto Interamericano para la Investigación del Cambio Global (2018 y 2019), y participa activamente en distintas redes internacionales y en programas de movilidad de estudiantes y docentes.

Durante este período, también cobraron impulso las actividades de vinculación y transferencia tecnológica de la FICH con el sistema socioprodutivo, en las disciplinas recursos hídricos y medioambiente, a través de asistencias técnicas, estudios y proyectos relacionados con: obras y medidas no estructurales para el uso y control de recursos hídricos, aprovechamientos hidroeléctricos sustentables, las hidrovías Paraná, Paraguay y Uruguay,

puertos fluviales públicos y privados, conexiones viales de importancia estratégica (Santa Fe–Paraná, Santa Fe–Santo Tomé), gestión de riesgo hídrico, revisión del proyecto de Ley de Aguas de la Provincia de Santa Fe, evaluación de impactos ambientales regionales, inventario nacional de humedales, gestión de residuos sólidos y tratamiento y aprovechamiento de efluentes industriales, entre otros.

La edición original del libro, publicada por Ediciones UNL en el año 2000, tuvo una excelente repercusión en distintos ámbitos, académicos, de ciencia y técnica y de gestión. Varios avances en el conocimiento del río Paraná en su tramo medio, obtenidos de las investigaciones y transferencias realizadas en las últimas dos décadas, son incorporados en estas reediciones actualizadas de los tomos I y II y en el nuevo tomo III, previsto a publicar el próximo año. En consecuencia, cabe esperar que estas nuevas publicaciones sean tan o más exitosas que la edición original.

Deseo felicitar a los ingenieros Carlos Paoli y Mario Schreider, por su iniciativa para realizar estas nuevas publicaciones y por la rigurosa tarea desarrollada como editores.

Debo destacar también la labor de los docentes investigadores que han realizado aportes a estas nuevas publicaciones desde distintas disciplinas, para avanzar en un conocimiento integrado del río Paraná en su tramo medio.

Un agradecimiento a la Editorial de la UNL, por su excelente predisposición y trabajo profesional para plasmar, con su reconocida calidad, estas nuevas ediciones de la obra.

El avance del conocimiento es una meta que debemos perseguir indefinidamente, como lo simboliza el emblema adoptado para nuestra universidad por el Consejo Superior en 1926: un efebo en actitud de marcha, esparciendo la luz de una antorcha que levanta en alto y un lema: *Lux Indeficiens* (luz inagotable).

Estas publicaciones son nuevos hitos en la marcha del efebo, que continúa su camino y un motivo de legítimo orgullo para toda la comunidad de la FICH, en el año de nuestro 50º aniversario.

Dr. Raúl Predaza
*Decano Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas*

Prólogo a la segunda edición

El último párrafo de la primera edición del libro *El río Paraná en su tramo medio* señalaba:

El desafío no termina aquí, el trabajo continúa y el día de mañana significa un nuevo paso hacia una mejor comprensión de los problemas que nos rodean y nuevas soluciones superadoras de las que hoy podemos brindar como respuesta a la comunidad. Decir esto es pensar en un próximo libro, pero no como un objetivo en sí mismo, sino como el resultado natural del trabajo cotidiano que indefectiblemente mantendrá a muchos de nosotros unidos al río para toda la vida.

Ese desafío del que hablábamos veinte años atrás hoy encuentra su respuesta. La actualización que aquí se presenta da cabal muestra del trabajo diario de los docentes e investigadores de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral en pos cumplir con la consigna arriba señalada: más y mejor conocimiento para responder a las demandas de la naturaleza y de la sociedad.

Además de los trabajos de investigación y extensión, profundizando y actualizando los temas que han sido desarrollados en el ámbito de la FICH en este último período, otras instituciones públicas y privadas se basaron en la información, los análisis y los resultados que se brindaron en la obra para realizar sus propios estudios y proyectos. En todos los casos se ha reconocido el origen y valor del antecedente y es por ello que en la actualización de algunos de los capítulos se resumen los resultados de estudios y proyectos realizados por terceros, pero en los cuales se han utilizado ampliamente los conocimientos del libro.

Estos 20 años han sido testigos de profundas transformaciones. Nuevos desafíos se presentan y los cambios a nivel global constituyen un llamado de alerta universal para alcanzar nuevos estándares para el desarrollo sostenible de los recursos hídricos. Ello en el marco de los objetivos mundiales

que comenzaron junto a la primera edición de este libro a través de los objetivos de desarrollo del milenio, y se continúan hoy con la agenda 2030.

Poder dar cumplimiento a estos objetivos exige conocer el recurso, evaluarlo a través de las modernas técnicas de medición que las nuevas tecnologías ofrecen y desentrañar aspectos de los fenómenos naturales hasta hace poco desconocidos o que eran objeto de teorías o conjeturas. Pero ese conocimiento debe tener un fin virtuoso. Esto se vincula con un nuevo enfoque en las intervenciones humanas que —al tiempo que brindan respuestas a las demandas sociales— deben asegurar el sostenimiento de los servicios ecosistémicos que el medio natural brinda.

Es en el marco de estas ideas que se ha diseñado la nueva edición del libro que se habrá de llevar a cabo en dos etapas.

La que presentamos aquí incluye actualizaciones de los capítulos de la edición anterior. En todos los casos tales actualizaciones resultan temáticamente coherentes con los contenidos del capítulo original y representan un avance en el conocimiento del tema, ya sea a partir del desarrollo de nuevos conceptos sobre la misma temática o la actualización debido a la incorporación de nueva información generada en el último período.

La incorporación de un nuevo tomo a presentarse en el año 2021 habrá de contener temáticas novedosas que resultan de los procesos de cambio y de la evolución tecnológica a los que hicimos referencia y que constituyen aspectos no abordados en la edición anterior. Se habrá de lograr así una diversidad disciplinaria y un enfoque transversal e integrador acorde a los nuevos paradigmas para la gestión sostenible de los recursos hídricos. Asimismo, en esta segunda edición ampliada uno de los temas centrales tratados es el de las crecidas e inundaciones, mientras que en el nuevo tomo se presentará un pormenorizado análisis de las situaciones de bajante del río que ha asolado a la región litoral durante el año 2020.

De este modo, la nueva edición de la obra reúne el conocimiento adquirido por la FICH durante estas últimas dos décadas acerca de un ámbito geográfico tan propio e identitario de la Universidad Nacional del Litoral y de la región toda, como es el río Paraná en su tramo medio. Conocimientos que la facultad ha construido a través de sus diversas investigaciones y servicios tecnológicos. Para ello se ha recurrido a los resultados de los numerosos proyectos de investigación que trabajan en el tema, como también a relevantes estudios técnicos que a lo largo de este siglo han permitido entender y dar respuesta a problemas complejos cuyas soluciones fueron demandados por diferentes sectores y actores de la sociedad.

Se ha conformado de este modo una valiosa base de información que esta nueva edición del libro pretende compilar y sistematizar. Se ofrece así al conjunto de la comunidad técnica y académica una herramienta de conocimiento completa y accesible que aborda la complejidad del río Paraná en su tramo

medio desde las múltiples miradas que lo describen y analizan. Al igual que la anterior, esta nueva edición pretende llegar a un público que, aunque de perfil técnico, posea un grado de generalidad mayor que el de los especialistas que habitualmente comparten los resultados de nuestros trabajos.

Por todo ello, esta edición tiene como objetivo final actualizar el conocimiento disponible sobre las mismas temáticas señaladas en los diferentes capítulos de los tomo 1 y 2 *El río Paraná en su tramo medio* con el fin de llevar el resultado del trabajo hecho por los docentes e investigadores de la FICH en estos últimos 20 años a la consideración del conjunto de la comunidad interesada en estas temáticas.

Queremos destacar la cooperación recibida de los autores de todas las actualizaciones. A dos décadas del primer libro, los autores de este, en algunos capítulos, pueden ser los mismos que los originales, pero en otros ese listado ha sido ampliado o modificado tanto por razones cronológicas, como por el tenor de las actualizaciones y los protagonistas que las llevaron a cabo.

Deseamos expresar nuestro agradecimiento y el de los autores de las actualizaciones a todos los que han ayudado a hacer realidad esta idea. Al Ing. Cristóbal Lozeco y su equipo de la Secretaría de Extensión y Vinculación Tecnológica de la FICH, quien asistió en toda la logística necesaria para el desarrollo del trabajo, más aún en estas particulares condiciones que la pandemia del COVID 19 impuso. A la Lic. Mariana Romanatti, quien tuvo a su cargo la revisión de estilo de las actualizaciones de todos los capítulos, permitiendo agilizar el trabajo y hacerlo más eficiente. A Ediciones UNL, a su directora, Lic. Ivana Tosti, a María Alejandra Sedrán, a los diseñadores Nicolás Vasallo y Alejandro Gariglio, quienes no solo acompañaron la idea desde su mismo origen, sino que hicieron aportes muy valiosos para que esta edición sea hoy una realidad. Al decano de la FICH, Dr. Raúl Pedraza, y todo su equipo de gestión, por el decidido apoyo a esta iniciativa desde el mismo momento en que se lo propusimos, facilitándonos los medios a su alcance para concretarla.

Al igual que en el último párrafo del prólogo de la primera edición, cabe decir aquí que esto no es más que un nuevo hito en un camino de crecimiento. Satisfechos con los logros alcanzados, pero ya empeñados en que el año próximo podamos sumar —a esta síntesis de conocimiento y práctica ingenieril que representa el libro *El río Paraná en su tramo medio*— nuevas temáticas resultado de un proceso de diversificación disciplinar de la FICH y producto de los nuevos desafíos que el desarrollo sostenible impone en búsqueda del equilibrio entre sociedad y naturaleza.

Ing. Carlos Ubaldo Paoli
Ing. Mario Isaac Schreider
Editores

PRESENTACIONES A LA PRIMERA EDICIÓN

Presentación del Señor Rector de la Universidad Nacional del Litoral

Su presencia se yergue como una prodigiosa metáfora de la vida. Desde el fondo de los tiempos su nombre evoca el devenir fecundo. Vocablos antiguos como *rivus* y *rheô*, etimológicamente, testimonian un poético reconocimiento a su existencia: "*fluir sonoro, correr haciendo ruido*". Así, como la vida, el río fluye, y en su tránsito marca el destino de los que crecen en su entorno.

Como tantos otros, en latitudes distantes, pero con singular y portentosa dinámica, el río Paraná, desde hace siglos, vertebra el desarrollo de pueblos y culturas. Su caudaloso y ancho camino prodiga alimento, riega y calma la sed, transporta y vincula, genera energía y pinta de ocres el paisaje costero, el mismo que con peculiar recurrencia invade y modifica.

En las adyacencias de la generosa y vulnerable ribera de este gran río del sur de América, la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) ha evolucionado académica y científicamente, potenciando en las últimas décadas el estudio y reconocimiento de las bondades y riesgos que supone la presencia del río Paraná en su tramo medio.

En un tiempo en donde el conocimiento se valoriza como paradigma de época, este nuevo emprendimiento editorial de la Universidad Nacional del Litoral (UNL) perfila una contribución científica y un compromiso institucional. Por un lado, resume el aporte de quienes, durante años, han sistematizado el estudio del río Paraná como insumo necesario para el desarrollo sustentable, la preservación de ecosistemas y la armónica defensa de los espacios urbanos. Y, por otro, revela el convencimiento de avanzar sustantivamente en la generación de espacios, servicios y extensión técnica, como contribución efectiva para intervenir sobre el ambiente, a la altura de las actuales exigencias.

EL RÍO PARANÁ EN SU TRAMO MEDIO. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura es un libro que propone una compilación panorámica, gestada al amparo de décadas de crecimiento

académico y científico en la UNL. Pero más allá del legado cognitivo e instrumental que supone, es un texto que marca un rumbo, un camino institucional, llamado a fluir y evolucionar como el mismo curso de agua que ha movilizó las investigaciones que esta Casa de Estudios presenta con justificado orgullo.

Como Ingeniero en Recursos Hídricos, mi reconocimiento a los colegas de la FICH que han llevado a cabo las investigaciones que reseña el libro; como Rector de la Universidad Nacional del Litoral, mi compromiso y apoyo, para que las investigaciones sobre el río Paraná obren como un limo académico a partir del cual podamos sustentar el desarrollo que, como región y país, nos debemos.

Ing. Mario BARLETTA

Presentación del Señor Subsecretario de Recursos Hídricos de la Nación

El conocimiento de nuestros ríos, la evaluación de sus potencialidades para diversos usos y, por otra parte, la determinación de sus efectos nocivos en ciertas circunstancias, llevaron a nuestros antepasados a explorarlos concienzudamente, superando las limitaciones asociadas con las grandes distancias y los peligros de una naturaleza poco conocida.

A las primeras crónicas de la época de la conquista, reveladoras del impacto que produjeron la extensión de nuestro territorio y la magnitud de nuestros recursos naturales sobre los primeros colonizadores, siguieron, ya en la época de nuestra organización nacional de fines del siglo XIX y primeras décadas del XX, las minuciosamente detalladas publicaciones que nos legaron profesionales y técnicos, pioneros que honraron a nuestras instituciones ligadas con la Meteorología, la Hidrología y la Geología, entre otras disciplinas, y con desarrollos como el riego, la energía y la navegación.

Esa valiosa costumbre de plasmar ordenadamente en el papel los resultados de las experiencias vividas y de los proyectos consiguientes, raramente fue adoptada por las generaciones que los sucedieron, perdiéndose de esta manera muchas e irrepetibles observaciones.

De ahí que resulta particularmente destacable este esfuerzo de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral, al recopilar, seleccionar, sistematizar y publicar estos volúmenes sobre *EL RIO PARANÁ EN SU TRAMO MEDIO. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura*, producto de alrededor de un cuarto de siglo de trabajo de sus docentes e investigadores.

El conocimiento profundo de nuestros recursos hídricos es la base insustituible para su gestión integrada hacia un desarrollo sostenible. En mi carácter de titular de la Subsecretaría de Recursos Hídricos, organismo respon-

sable a nivel nacional de impulsar esa gestión integrada, quiero expresar mi especial agrado por tan trascendente iniciativa.

Es de esperar que esta obra sirva de ejemplo a ser continuado por la misma FICH e imitado por otras instituciones, contribuyendo así al desarrollo y preservación de nuestros recursos hídricos, en la búsqueda de una mejor calidad de vida para las futuras generaciones.

Ing. Víctor POCHAT

Presentación del Decano de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

Desde su origen en los años '70 como Departamento de Hidrología General y Aplicada, la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH), ha estado vinculada al río Paraná y al sistema socioproductivo que se desarrolla en la rica geografía de sus cursos de agua y su valle de inundación.

La ubicación de esta Unidad Académica en Santa Fe ha sido un factor decisivo en su proceso de integración al medio. En efecto, esta ciudad, ubicada a la vera del valle inundable del río Paraná, ha sufrido los efectos a veces devastadores de este gran curso de agua, pero también ha gozado de sus potencialidades. En uno y otro caso, los aportes de la FICH estuvieron siempre marcados por un compromiso con la sociedad, en un marco de respeto al medio natural.

La concepción de la carrera de Ingeniería en Recursos Hídricos, eje fundamental de la formación de recursos humanos durante más de dos décadas en la FICH, conformó un capital humano y técnico que, desde una estructura multidisciplinaria, permitió profundizar el conocimiento de los recursos naturales de la región y en particular de este coloso fluvial de América del Sur.

Muchos docentes han contribuido a este logro, pero quizás la figura del Dr. Alfonso Pujol permita resumir en su persona el esfuerzo de tantos otros que han convertido a nuestra institución en un referente obligado al hablar del río Paraná. No es casual, entonces, que se lo haya elegido para la presentación de este libro. El Dr. Pujol es un símbolo trascendente de esta Casa de Estudios, fundador de la misma y permanente propulsor del conocimiento de dicho río, tanto en sus aspectos de investigación básica, como en la resolución de problemas para los que la sociedad reclama respuestas ingenieriles concretas.

Deseo resaltar especialmente la labor de los ingenieros Carlos Paoli y Mario Schreider, quienes tuvieron a su cargo la tarea de diseñar la estructura del libro, rescatando los aspectos sobresalientes de la labor de nume-

rosos docentes a lo largo de los últimos años, en los diversos aspectos que el conocimiento del río Paraná encierra.

En particular, quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todos los docentes que participaron en la redacción del libro, no sólo aquellos que figuran en la autoría de los capítulos sino también los que colaboraron en la elaboración de los trabajos de base sobre los que se sustenta el mismo. Son ellos los verdaderos artífices de esta publicación, que seguramente contribuirá a sostener en lo más alto el prestigio institucional de la FICH como generadora de conocimientos y formadora de recursos humanos altamente calificados en el tema.

Un agradecimiento especial al Centro de Publicaciones de la Universidad Nacional del Litoral que, con su permanente y meritoria labor, permite que los docentes de las distintas Unidades Académicas puedan hacer conocer a la sociedad el fruto de sus trabajos e investigaciones.

También deseo expresar mi reconocimiento a las instituciones que han auspiciado la edición de este libro. Se suma en ello el aporte económico necesario para materializar la obra, así como el aval a una labor académica que hoy se traduce en este material puesto a disposición de la comunidad de la región.

No quiero finalizar esta presentación sin destacar mi orgullo como Decano de la FICH por el logro obtenido; el cual, a la vez que marca el camino recorrido mostrando con satisfacción las metas alcanzadas, renueva nuestro compromiso de trabajo en pos de una mejor comprensión de la realidad que nos rodea, indispensable para brindar soluciones apropiadas a los problemas que esa misma realidad presenta día a día.

Ing. Cristóbal LOZECO

Presentación académica

A comienzos de los '70, los que fuimos fundadores del entonces Departamento de Hidrología General y Aplicada de la Universidad Nacional del Litoral lo imaginamos como el futuro centro de irradiación académica en lo referente a los recursos hídricos de la Cuenca del Plata argentina. La realidad, esa conjunción de posibilidades y esfuerzos, ha resaltado algunos aspectos de ese proyecto y ha limitado otros. En lo que respecta a la investigación y la participación en la actividad profesional especializada, este libro es una rendición de cuentas al cabo de tres décadas de fecunda actividad.

No es casual el título elegido: *EL RIO PARANÁ EN SU TRAMO MEDIO. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura* para mostrar los frutos más logrados de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH). Por un momento, durante la gran crecida de 1982-83 sólo podíamos acceder a su sede por la delgada cinta de un terraplén asfaltado a través del “mar de agua” que inundaba el valle del *Padre de las Aguas*. ¿Qué podía prosperar en esa “ínsula académica”? el estudio de la Hidrología, la Hidráulica y Geomorfología Fluvial, la Ingeniería Fluvial y las disciplinas de la Ingeniería y las Ciencias Hídricas que intentan dar una forma más sensata a la impronta del hombre en la naturaleza. ¿Y cuál ha sido la virtud de los líderes de la Casa? Haber comprendido el desafío y trabajar en pos del desarrollo de estas temáticas.

Como podemos advertir, casi una mitad de la producción académica -sin contar la formación de profesionales- documenta las contribuciones al control, conservación y aprovechamiento del río mediante soluciones novedosas e imaginativas o el perfeccionamiento de metodologías preexistentes. Quizás por eso, los mejores aportes en investigación y desarrollo tecnológico se han originado o han acompañado las contribuciones profesionales de alta especialización, lo cual es lógico y deseable. En una fracción menor, la motivación ha sido el conocimiento científico de los fenómenos hídricos por sí mismos. Y es bueno que haya sido así, por-

que la inspiración para las tareas académicas es más genuina si se nutre de las necesidades económico-sociales del ámbito de influencia de la Universidad.

Durante el final de los '70 y en la década de los '80, construimos el Laboratorio de Hidráulica con la idea de ensayar, en modelos reducidos, los proyectos de obras hidráulicas o analizar detalladamente los fenómenos hidrodinámicos de esas obras y las modificaciones impuestas al río. También se establecieron cuencas experimentales para la observación de la Hidrología de las regiones Chaco-pampeana y Mesopotámica. Aunque el proyecto inicial de nuestro Laboratorio reflejó las tendencias profesionalistas de la Universidad Nacional de La Plata y del Laboratorio de Hidráulica Aplicada de Ezeiza, con el tiempo ha ampliado su componente de investigación científica. En contrapartida, a partir de una propuesta puramente científica en relación con las investigaciones hidrológicas, en el presente hemos fortalecido su componente aplicada.

En la década pasada, nuestra Facultad ha adoptado el criterio de desarrollo sustentable de los recursos hídricos en todos sus objetivos y actividades, lo cual se ha traducido no sólo en un enfoque distinto de las disciplinas tradicionales sino también en una oferta educacional de grado novedosa, como por ejemplo la reciente creación de la carrera de Ingeniería Ambiental.

También en la década pasada se pusieron en marcha los posgrados: Maestría y Doctorado en Ingeniería, con una de sus menciones en Recursos Hídricos. Un punto esencial de los mismos ha sido la imposición de criterios de rigurosidad científica y técnica como patrón de medida de esfuerzos y resultados. Con aquella decisión apuntalamos nuestra común voluntad de excelencia, según puede advertirse en el creciente número y calidad de las contribuciones científico-técnicas de los años recientes.

Las tres décadas de trabajo de los docentes e investigadores de la FICH han constituido la columna vertebral del conocimiento y la experiencia que se expone en este libro. Es natural, entonces, pensar en él como un texto de consulta y referencia para todos aquellos que, de uno u otro modo, encuentran en el río Paraná un ámbito de trabajo, de estudio, de esparcimiento o una pasión en sí misma.

Dr. Alfonso PUJOL

6.

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO

Pablo CACIK, Carlos PAOLI

6.

Introducción

Requerimientos de parámetros hidrológicos para el dimensionamiento y diseño de obras y medidas no estructurales

Crecidas de diseño. Condiciones de aplicación en Información utilizada

Análisis de riesgo conjunto en la determinación de crecidas de proyecto de regímenes complejos

Relaciones caudal máximo - volumen y caudal máximo - duración

Serie de trabajo

Diagramas de estadísticos muestrales adimensionales

Análisis de frecuencia de picos de crecidas

Análisis de frecuencia de volúmenes y duraciones de crecidas

Análisis conjunto

Maximización del índice de crecida

Conclusiones y recomendaciones para la adopción de la crecida de proyecto

Curvas de niveles máximos - permanencia - recurrencia

Análisis de caudales mínimos para la determinación de estiajes

Análisis de frecuencia y curvas caudal mínimo - permanencia - recurrencia

Curvas de niveles mínimos - permanencia - recurrencia

Curvas de frecuencia y duración de niveles

Bibliografía

Introducción

Las investigaciones y estudios básicos sobre hidrología del río Paraná que se describen en los Capítulos 2 y 3, se originaron a partir de inquietudes de la Cátedra de Hidrometeorología e Hidrología I y Proyectos de Investigación asociados y en requerimientos planteados por organismos, instituciones y empresas, del sector público y privado, que necesitaban resolver problemas relacionados con la problemática del río a través de medidas estructurales y no estructurales.

A la vez, el avance del conocimiento generado por los estudios e investigaciones hacía posible efectuar nuevas aplicaciones y encarar la resolución de nuevos problemas. Se puede afirmar por ello que investigación y aplicación marcharon de la mano, lo que dio lugar a una concepción propia en lo que hace a determinación y adopción de parámetros hidrológicos de diseño para grandes ríos.

Los trabajos de aplicación desarrollados fueron:

- Determinación de la Crecida de diseño para el proyecto del Paraná Medio. Convenio UNL-FICH con AYE. 1991-92.
- Estudio de Prefactibilidad del Subsistema Hídrico Leyes - Setúbal. FICH(UNL)-AyE-INCYTH. Noviembre 1992 a febrero 1993.
- Estudios Básicos, Anteproyectos y Proyecto Ejecutivo de la Reconstrucción de la Obra de Toma y Acueducto Colastiné - Santa Fe. Contrato de la DIPOS con el Centro Regional Litoral (INCYTH) - Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (UNL). Junio a agosto 1993.
- Estudios hidrológicos para el Proyecto de Defensa de la Avda. 7 Jefes; Convenio INCOCIV - UNL, para el gobierno de la Provincia de Sta. Fe. 1993.
- Determinación de alturas hidrométricas de referencia, para el trabajo "Análisis de Factibilidad Técnico - Económica para la navegación con ultramarinos en el tramo Puerto Santa Fe - Puerto San Martín del río Paraná". Convenio FICH - CFI. Julio 1993.
- Análisis de Frecuencia de extremos máximos y mínimos en la desembo-

cadura del Arroyo Saladillo para el Proyecto Ejecutivo - Tramo I de las obras de rectificación y control. Convenio UNL-UNR con CFI. Noviembre 1993.

- Evaluación de las obras del Estudio de Factibilidad del Subsistema Hídrico Leyes-Setúbal. FICH(UNL) - AyE - INCYTH. Diciembre 1993 a agosto 1994.

- Historia de las crecidas, Análisis de Frecuencia y determinación de magnitudes máximas, para el "Estudio de Regulación del Valle Aluvial de los Ríos Paraná, Paraguay y Uruguay para el Control de las Inundaciones". Trabajo realizado por Halcrow Ing. Consultores por contrato con la SUCCE para el Programa de Rehabilitación para la Emergencia de las Inundaciones. Préstamo del Banco Mundial 3521-AR. Subcontrato a través de la Univ. Nac. del Litoral, Facultad de Ing. y Cs. Hídricas en abril a julio de 1994.

- Determinación de alturas hidrométricas de referencia para el "Estudio de Prefactibilidad para la navegación en el tramo Puerto Paraná - Puerto Iguazú del río Paraná y del río Paraguay hasta Asunción. Convenio FICH - Bolsa de Comercio de Santa Fe y Rosario. Febrero 1995.

- Análisis de niveles hidrométricos en el período enero - abril de 1995 en relación con la frecuencia de máximos. Comitente: V. Gualtieri S.A.. Trabajo contratado a la FICH-UNL. Mayo de 1995.

- Plan Director de Defensas contra Inundaciones para la Ciudad de Resistencia, Prov. de Chaco. Trabajo contratado al Ing. Sánchez Guzmán por la SUCCE para el Programa de Rehabilitación para la Emergencia de las Inundaciones. Préstamo del Banco Mundial 3521-AR. Participación a través de la Univ. Nac. del Litoral, Facultad de Ing. y Cs. Hídricas en Análisis de Frecuencia de crecidas e Hidrología Urbana. Marzo a julio de 1995.

- Estudio Integral del Subsistema Ruta Nacional Nro. 168 - Alto Verde". Convenio FICH - Consejo Federal de Inversiones (expte CFI 3051), con destino a la DPOH. Febrero 1996 a agosto 1996.

Resulta importante destacar que en la mayoría de los estudios indicados y en distintos momentos, además de los autores del presente capítulo, participaron el Ing. José Bolzicco y el hidrómetra Luis Fabiano, a quienes se reconoce sus aportes y esfuerzos.

Requerimientos de parámetros hidrológicos para el dimensionamiento y diseño de obras y medidas no estructurales

Los grandes ríos que existen en el mundo vienen siendo estudiados desde hace muchos años dada la enorme importancia que tienen para el desarrollo socioeconómico de los países donde se encuentran, por lo que parecería a primera vista que son suficientemente conocidos y que las variables hidrológicas para la planificación, proyecto de obras y medidas no estructurales, se encuentran bien determinadas. Sin embargo, frecuentemente se presentan situaciones de desastres y afectaciones a obras y actividades humanas debido a situaciones hidrológicas no previstas o incorrectamente estimadas, principalmente asociadas con la presentación de extremos, tanto crecidas como estiajes.

La causa fundamental se encuentra en la complejidad de los regímenes hidrológicos debido al tamaño y heterogeneidad de las áreas de aporte, a la escasez general de información básica y también a la posible no-homogeneidad de las series hidrológicas. Estos aspectos deben ser cuidadosamente considerados al determinar valores de diseño, tratando de disminuir o acotar al máximo la incertidumbre en las estimaciones.

Como se expresara en el Capítulo 3, el riesgo asociado a las denominadas crecidas de proyecto o crecidas de diseño para el caso de cuencas pequeñas y medianas es representado por la probabilidad de excedencia del caudal pico, ya que éste guarda una relación directa con el volumen y duración, al tratarse de hidrogramas simples que conservan una forma característica. En estos casos lo que se hace generalmente es maximizar los picos de crecidas y adoptar un hidrograma de acuerdo con esa forma típica.

Esto no ocurre en el caso de grandes cuencas con regímenes de crecidas complejos, dando lugar a que una misma crecida real sea de una magnitud relativa diferente según se analice el caudal máximo, el volumen o la duración de la misma.

Para el sistema del Paraná Medio, las crecidas máximas registradas, que han sido descritas y evaluadas en el Capítulo 3 son el producto de un régimen complejo y en muchos casos (los más importantes) como combinación de crecidas producidas en diferentes sectores de la cuenca de aporte, difícilmente separables para su análisis.

Las crecidas de proyecto están en directa relación con el tipo de obra o medida no estructural a diseñar, requiriéndose en ciertos casos sólo el caudal pico, en otros el hidrograma completo y en otros casos valores de permanencia o duración de crecida sobre determinados umbrales, pero frecuentemente estas características son necesarias en conjunto. Ya sea que se analice una determinada característica o más de una, en todos los casos es necesario la asignación del nivel de riesgo que corresponde a la

crecida de proyecto, lo que se logra a través del Análisis de Frecuencia de valores máximos anuales.

En forma general, para la determinación de cotas de protección de defensas, para delimitación de áreas de riesgo y para los planes de alerta se requiere de los niveles máximos asociados a diferentes permanencias. Para la determinación de las dimensiones de obras de paso y de conducción se requiere el caudal máximo a conducir, pero para prever los procesos erosivos y determinar protecciones y profundidades de fundación se necesita además el hidrograma de la crecida de proyecto (duraciones de caudales determinados).

En la zona referida las medidas estructurales de control y protección de crecidas en ejecución y proyectadas consisten fundamentalmente en terraplenes marginales de defensa, obras de paso y conducción de excedentes, mientras que las medidas no estructurales se refieren a la limitación del uso de zonas de riesgo (aunque con escasa aplicación práctica) y planes de evacuación de asentamientos humanos y de ganadería de islas.

Los estiajes del río están asociados también con múltiples actividades socio-económicas como la navegación, el uso forestal y pecuario de las islas, la ubicación de tomas de agua, la extensión de playas de uso recreativo, etc.

Las cuencas de aporte aguas arriba de este tramo medio han estado sufriendo permanentes transformaciones en los últimos años, ya sea por deforestación y puesta en cultura de tierras, canalizaciones, construcción de numerosas obras hidroeléctricas y otras actividades humanas, sin descartar la posible influencia de cambios climáticos en los regímenes hidrológicos.

En resumen, las variables hidrológicas principales posibles de analizar en este caso son:

- caudales
- alturas
- volúmenes
- duraciones

Adicionalmente se han realizado estudios de velocidad de vientos máximos y direcciones, destinadas al cálculo de altura de ola.

Crecidas de diseño.

Condiciones de aplicación e información utilizada

Conocido es que a medida que se dispone de mayor cantidad de registros, la estimación de la crecida potencial podría cambiar y de hecho una estimación puede quedar desactualizada a los pocos años de realizada. En este caso la recomendación efectuada por el Consejo de Recursos Hídricos

de los Estados Unidos (USWRC, (1982)) es que cuando se hace un nuevo cálculo se debe incorporar una revisión de las anteriores estimaciones y explicarse las diferencias.

En el tramo medio del río Paraná la información hidrológica disponible se refiere a:

- caudales medios diarios en la estación Corrientes
- alturas diarias en numerosos puertos del tramo

Aguas abajo de la estación Corrientes, si bien existen mediciones de caudales, éstas normalmente alcanzan solamente al cauce principal del río, dejándose de lado en algunos casos importantes brazos del mismo y su llanura aluvial. Para las grandes crecidas de 1982/83 y 1992, se dispone de datos de caudales en la sección de cierre Paraná – Santa Fe (Túnel – RN 168), lo que ha permitido analizar la evolución de caudales por el cauce principal y cursos interiores del valle de inundación, así como comparar los registros totales respecto de la sección de ingreso en Corrientes.

En el caso del tramo medio del río Paraná, se ha visto en capítulos anteriores, y por revisión de sucesivos estudios, las indicaciones de falta de estacionariedad de la serie disponible, no siendo aún demasiado clara la causa y/o las incidencias concretas de cada posible factor. Indudablemente en este caso para la definición de los parámetros hidrológicos de diseño tendrá un fuerte peso, además de las metodologías y herramientas de cálculo, el juicio ingenieril del hidrólogo.

Un condicionante importante para la resolución del problema que se plantea es que no se dispone de otras estaciones de medición en cuencas o subcuencas independientes de similares características hidrológicas que permitan un adecuado análisis de frecuencia regional y debe recurrirse necesariamente al análisis puntual (en un solo sitio).

Al encarar el frecuente problema de determinar la cota de coronamiento de una obra de retención o dique de contención en un proyecto de defensas contra inundaciones, surge de inmediato la cuestión con respecto a la seguridad de protección que brindan diferentes niveles, que podrían adoptarse a partir de curvas de daños - probabilidad o más simplemente de las relaciones entre niveles y consecuencias de ser superado.

Según se indica en el Capítulo 3, una misma crecida puede ser de distinta importancia según la variable con que se analiza y según el tramo del río que recorre.

El río Paraná, a través de su dinámica fluvial erosiona y sedimenta permanentemente dentro de su valle aluvial, modificando la forma de su sección y varía también su rugosidad por evolución y cambio de vegetación y de formas emergentes.

De tal forma, la curva de gasto que trata de vincular el caudal escurrido con el nivel que se produce en la sección, además de ser no lineal, es variable temporalmente.

Por tal razón, los análisis probabilísticos de caudales y niveles máximos en una misma sección, no son totalmente correspondientes.

Para el análisis de niveles máximos, existe una dificultad adicional, puesto que el ajuste que se pueda hacer a una muestra de datos, sólo tiene en cuenta la relación nivel/sección de escurrimiento en el rango de datos disponible, por lo cual no es posible extrapolar fuera de este rango, donde dicha relación nivel/sección de escurrimiento puede cambiar.

En conclusión, el procedimiento adecuado para determinar probabilidad y recurrencia de niveles máximos en una sección sería:

- Seleccionar los caudales máximos anuales de crecidas independientes
- Realizar el ajuste de distribuciones estadísticas a la serie de Q_{max}
- Hallar los valores de Q_{max} para distintas recurrencias
- Transformar estos Q_{max} en niveles, teniendo en cuenta una curva H-Q actualizada y extrapolada correctamente con criterio geomorfológico.

El procedimiento se complica cuando no se dispone de secciones de control y medición de caudales que sean confiables, que abarquen la totalidad de la sección del escurrimiento y que permitan establecer curvas H-Q confiables.

Esto sucede en el tramo medio del río Paraná, donde su valle de inundación adquiere proporciones tales que hacen muy difícil en las grandes crecidas la medición de caudales que pasan por una sección completa. Generalmente se determina con buena aproximación el caudal que pasa por el curso principal y por los brazos más importantes, pero no es fácil hacerlo en la zona de islas y de desbordes.

Es también conocido, que el nivel alcanzado en una sección debido a un determinado caudal es permanentemente afectado por otros fenómenos como lluvia local y viento, cuya influencia debe analizarse para cada sección o tramo del río.

En el Paraná Inferior y aproximadamente desde Rosario-Victoria, hacia el sur, la influencia de las sudestadas (no permanentes pero frecuentes estacionalmente) y de las mareas (permanentes - periódicas) sobre los niveles es cada vez mayor, dando lugar a relaciones H-Q no biunívocas.

Si bien en la FICH se han utilizado modelos de propagación, estos sólo han sido aplicados a sectores definidos del tramo y no a su totalidad. Otros autores y en estudios encarados por otros organismos han realizado la aplicación de modelos hidrodinámicos de diverso tipo, los cuales a partir de la incorporación de un hidrograma de caudales, de una recurrencia adoptada, en la estación Corrientes, pueden propagar caudales a cualquier punto de interés en el tramo. Entre las dificultades que tiene esta metodo-

logía se encuentra la necesidad de establecer caudales en los afluentes laterales a lo largo del tramo, la necesidad de información hidrológica y topobatemétrica actualizada para una completa calibración. Pero quizás la dificultad mayor reside en el hecho de que la calibración de estos modelos responde a situaciones determinadas de estado del sistema, e incluso resulta considerable la variabilidad de los parámetros de rugosidad con la duración de la crecida, con lo cual se tienen calibraciones diferentes según el tipo de crecida que se presenta.

Análisis de riesgo conjunto en la determinación de crecidas de proyecto de regímenes complejos

En la zona de estudios las medidas estructurales y no estructurales de control y protección de crecidas realizados hasta el momento se han efectuado en forma aislada utilizando la característica de la crecida que parecía más apropiada para cada caso en particular, pero cuando se integran en un sistema, el riesgo del conjunto está asociado a la recurrencia que se le asigne a la crecida en forma global.

En caso de que el volumen y la duración (sobre un cierto umbral) estén íntimamente relacionados, el problema podría tratarse con un modelo de valores extremos bivariados del caudal pico y volumen de crecida (teniendo en cuenta el grado de correlación entre estas variables). En el caso del río Paraná, además de las dificultades que presenta el análisis de la superficie bivariada, se adiciona el problema de la dispersión de valores de la correlación entre duraciones y volúmenes, por lo cual un análisis de extremos bivariado tampoco resuelve completamente el problema.

Por esta razón, con el fin de analizar cuál es el comportamiento de un sistema de obras existentes con crecidas de un mismo nivel de riesgo y adoptar la misma como crecida de proyecto de medidas complementarias, se efectuaron los estudios que se describen a continuación, que proporcionan una solución aceptable desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica. Las características de las crecidas que se seleccionaron para analizar fueron :

- Caudales máximos correspondientes a los picos de crecida: QMAX
- Volúmenes de las crecidas a partir de que los caudales superaran un determinado valor: VOL.
- Duración de cada crecida con caudales por encima del valor de referencia: DUR

Para seleccionar las muestras se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Se consideran los volúmenes y duraciones para caudales que superaran el caudal de referencia de 20.000 m³/s.

· En los casos en que se presentaran en el año hidrológico más de un máximo considerados independientes, se consignan también estos hidrogramas. La condición para considerar que los picos sean independientes es que el caudal descienda por debajo del módulo del río entre una y otra onda de crecida.

Relaciones caudal máximo - volumen y caudal máximo - duración

En las Figuras 6.1. y 6.2. se observan estas relaciones que muestran una dispersión de valores muy grande como resultado de la complejidad de las ondas de crecidas involucradas.

Figura 6.1. Relación caudal máximo - volumen, para caudales mayores a 20.000 m³/s de las crecidas del río Paraná en Corrientes

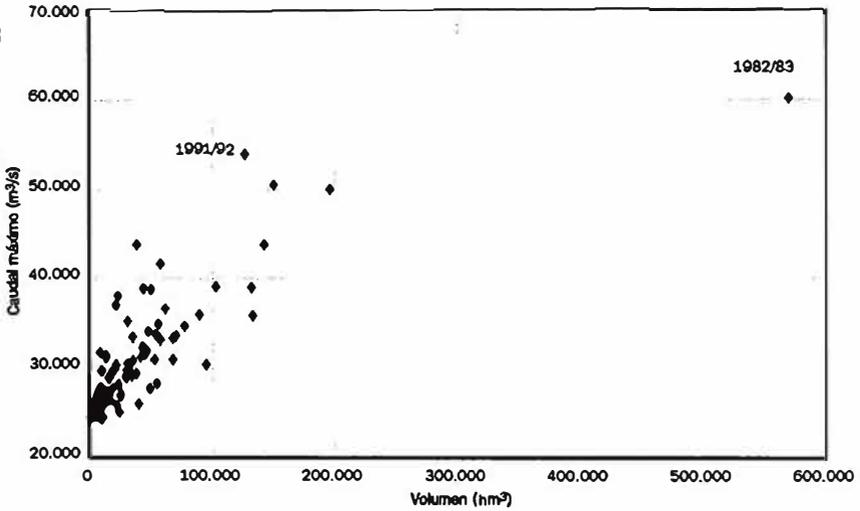
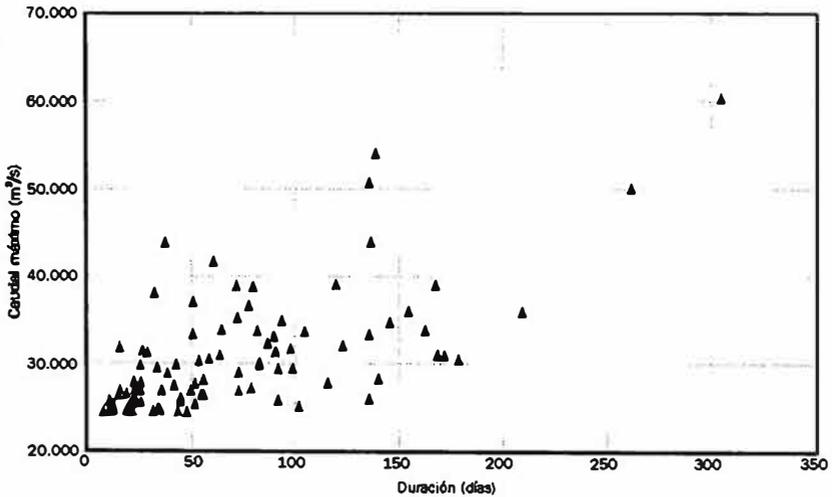


Figura 6.2. Relación caudal máximo - duración, para caudales mayores a 20.000 m³/s de las crecidas del río Paraná en Corrientes



La relación volumen – duración da una dispersión menor, como se observa en la Figura 6.3. pudiendo establecerse una ecuación de regresión de forma cuadrática con coeficiente de correlación $r = 0,89$.

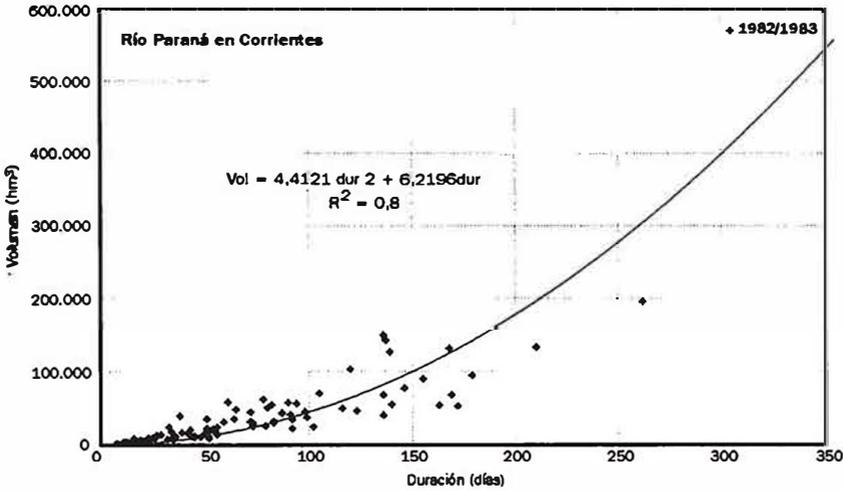


Figura 6.3. Relación volumen – duración, para caudales mayores a 20.000 m³/s de las crecidas del río Paraná en Corrientes

A partir de las variables analizadas se definió para cada evento seleccionado un valor de caudal medio de crecida haciendo $QMED = VOL/DUR + Qumbral$. La relación entre el caudal máximo y el caudal medio de la crecida, que se observa en la Figura 6.4. muestra una buena correlación con $r=0,90$.

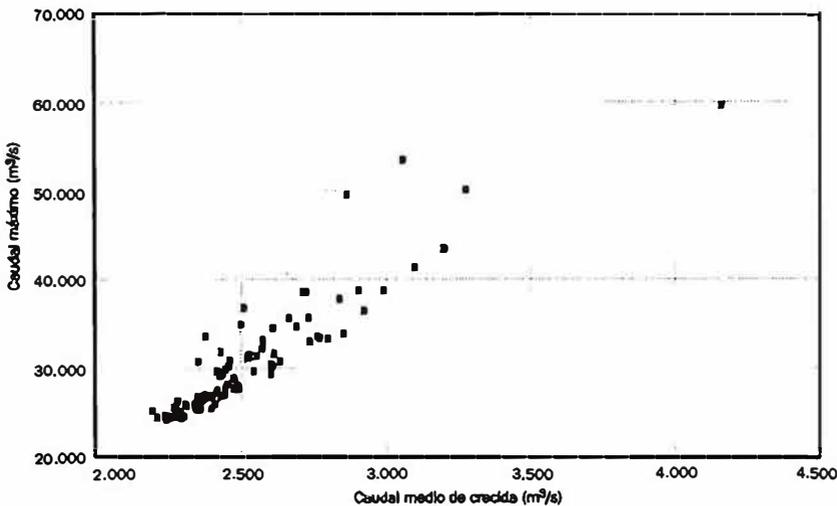
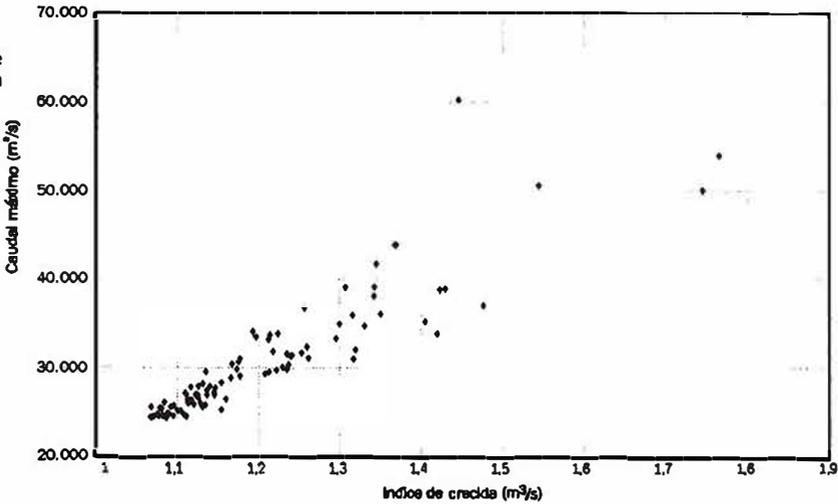


Figura 6.4. Relación caudal máximo – caudal medio de crecida, para caudales mayores a 20.000 m³/s de las crecidas del río Paraná en Corrientes

Asimismo, para tener en cuenta una característica global de las crecidas, se definió un índice como el cociente entre el caudal máximo y el medio de la crecida, al que se denominó índice de crecida y es igual a: $INDQ = QMAX/QMED$ (Paoli y otros, 1998). En la Figura 6.5. se observa la relación $QMAX - INDQ$.

La nueva variable analizada se parece a la inversa de la "Relación de reducción" definida en los estudios del NERC (1975) y utilizada por Fiorentino y otros (1987) y Bacchi y otros (1992) en sus estudios de relación de caudal pico con volumen de crecida. La diferencia principal está en que el caudal medio de cada crecida se calcula para duraciones fijadas, mientras que en este caso las duraciones son variables en función del tiempo en que se supera el umbral fijado.

Figura 6.5.
Relación caudal máximo - índice de crecida, para caudales mayores a 20.000 m³/s de las crecidas del río Paraná en Corrientes



Serie de trabajo

Para el análisis de frecuencia de variables hidrológicas involucradas en los procesos de crecidas del río Paraná y teniendo en cuenta los análisis efectuados en el capítulo 3, se optó por la utilización de las series denominadas modernas, que serían aquellas que mejor reflejan el comportamiento actual de las crecidas en el río. Por lo tanto se adoptó como serie de trabajo la que se inicia para el año hidrológico 1960/61 y finaliza en el año 1997/98. El año hidrológico se adopta como aquel comprendido entre setiembre y agosto.

Diagramas de estadísticos muestrales adimensionales

De acuerdo con lo recomendado en el Capítulo 3, los estadísticos muestrales adimensionales se han representado en los diagramas de relaciones de momentos tradicionales que se observan en las Figuras 6.6. y 6.7., a efectos que permitieran obtener alguna inferencia acerca de cuál distribución podría ser más adecuada, para cada caso. En estas Figuras se incorporaron los estadísticos muestrales correspondientes a las series de caudales máximos, duraciones y volúmenes de crecidas, caudales medios de crecida y del índice característico utilizado en la definición de la crecida.

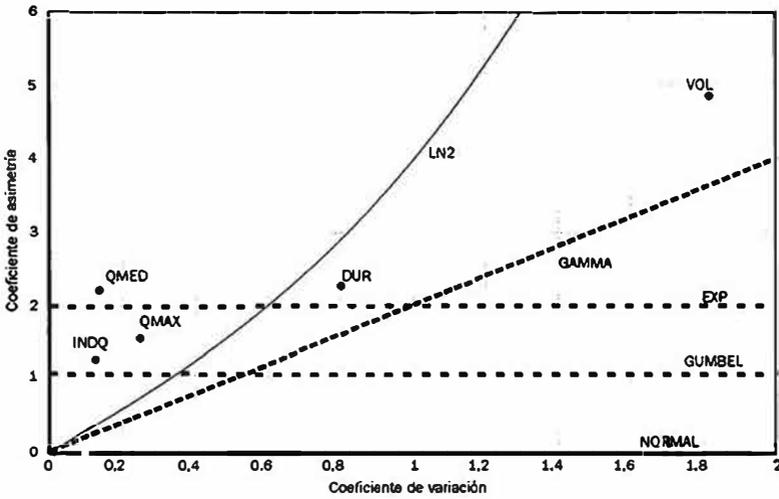


Figura 6.6. Diagrama de relación de momentos. Coeficiente de variación - coeficiente de asimetría de las crecidas del río Paraná en Corrientes

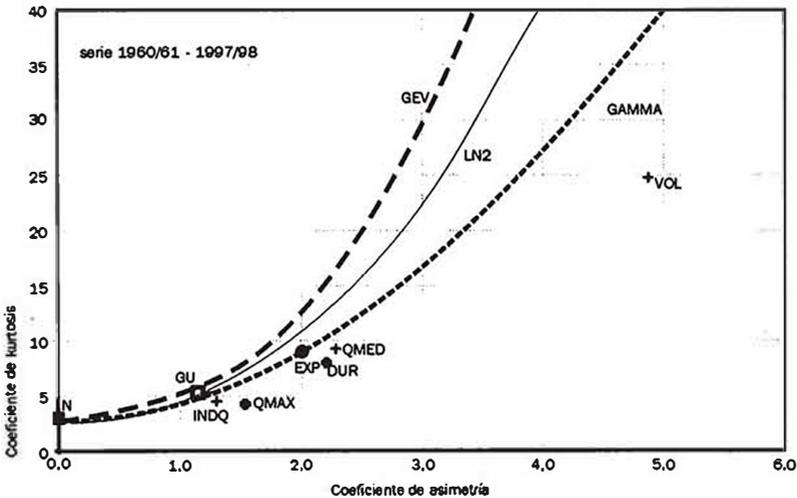
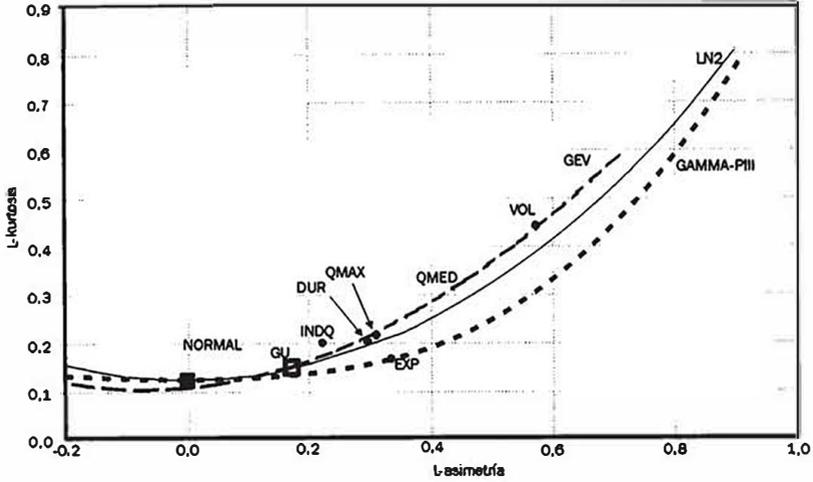


Figura 6.7. Diagrama de relación de momentos. Coeficiente de asimetría - coeficiente de kurtosis de las crecidas del río Paraná en Corrientes

Teniendo en cuenta los conocidos problemas de sesgo que existen en las estimaciones de los parámetros muestrales a través del método tradicional de momentos que dificultan la inferencia buscada, se representó también, en la Figura 6.8., las relaciones de momentos-L (que se obtienen a partir de los momentos ponderados por probabilidades). Se pretende de esta manera utilizar la mejor habilidad de este diagrama para discriminar entre distribuciones, según se expresa en el Capítulo 3.

Figura 6.8.
Diagrama de relación de momentos-L. L-asimetría - L-kurtosis de las crecidas del río Paraná en Corrientes



Se puede apreciar una importante diferencia entre la Figura 6.7. de relación CS-CK y la Figura 6.8. que relaciona los momentos-L, L-CS y L-CK, mostrando esta última que las distintas variables consideradas caen en el campo característico de la distribución GEV.

Análisis de frecuencia de picos de crecidas

A partir de los estudios indicados en el Capítulo 3, se utilizó el ajuste de la distribución exponencial a la serie 1960/61 - 1997/98, adoptando una serie parcial de duración anual para selección de la muestra, resultando los siguientes valores de caudales máximos anuales asociados a diferentes valores de recurrencia (T), para la estación Corrientes:

Cuadro 6.1.
Caudales máximos estimados para distintas recurrencias y recurrencia asignada a las crecidas registradas

T (años)	Qmáx (m³/s)	Año	Qmáx (m³/s)	T (años)
200	69.600	1982/83	60.215	66
100	63.750	1991/92	55.000	36
50	57.900	1997/98	50.600	21
10	44.300	1965/66	43.800	10
2	30.680	1989/90	43.800	10

Análisis de frecuencia de volúmenes y duraciones de crecidas

A efectos de seleccionar las series muestrales de volúmenes y duraciones de crecidas para caudales superiores al umbral adoptado de 20.000 m³/s se tomaron los valores que correspondían a los picos de crecidas máximos seleccionados anteriormente para el análisis de frecuencia de QMAX. De esta forma se dispone de las mismas crecidas seleccionadas para cada una de las variables a analizar.

Las distribuciones de mejor ajuste tanto para volúmenes como para duraciones resultaron GEV, con las cuales se calcularon los valores maximizados para distintas probabilidades y se asignaron recurrencias para los valores de crecidas registradas.

T (años)	Volumen (Hm ³)	Año	Volumen (Hm ³)	T (años)
200	627400	1982/83	570748	170
100	417300	1997/98	150083	19
50	275800	1965/66	142806	17
10	99600	1991/92	127258	16
2	25700	1960/61	77169	7

Cuadro 6.2.
Volúmenes máximos estimados para distintas recurrencias y recurrencia asignada a las crecidas registradas

T (años)	Duración (días)	Año	Duración (días)	T (años)
200	336	1982/83	305	139
100	279	1960/61	146	13
50	229	1991/92	139	11
10	133	1965/66	137	11
2	55	1997/98	136	11

Cuadro 6.3.
Duraciones máximas estimadas para distintas recurrencias y recurrencia asignada a las crecidas registradas

No quedan dudas de que la crecida de 1983 es la de mayor magnitud de todas las registradas pero su importancia varía según la característica analizada, ya que según el caudal pico le correspondería una recurrencia del orden de 66 años que se aumentaría a casi el triple si se considera el volumen y daría un período de retorno intermedio si se analizara la duración.

El orden para el resto de las crecidas se modifica notoriamente según la característica analizada, resultando que a la crecida de 1992, segunda por su caudal máximo de recurrencia 36 años, sólo le corresponde una recurrencia de 16 y 11 años por su volumen y duración respectivamente.

Por otro lado, la crecida de 1998 resulta con recurrencias similares para caudal pico y volumen (del orden de 20 años), siendo menor la recurrencia de su duración (11 años).

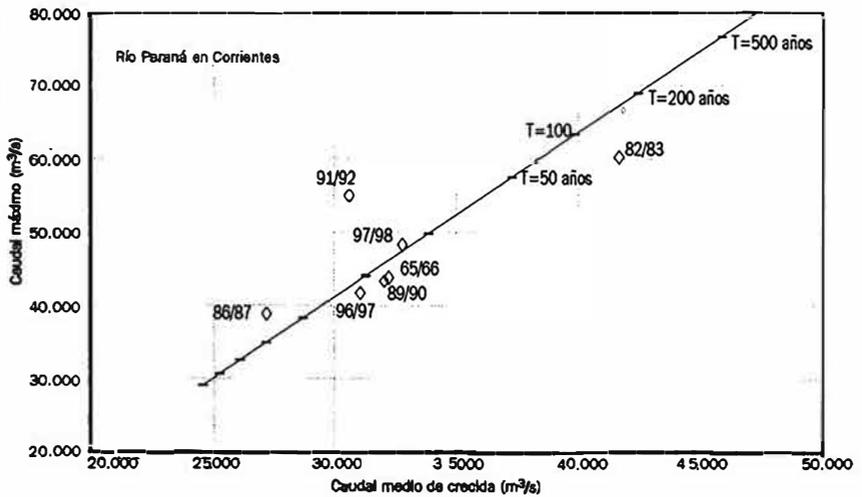
Análisis conjunto

Los requerimientos planteados por planificadores y proyectistas para el diseño y dimensionamiento de medidas estructurales y no estructurales de control y protección de crecidas llevaron a adoptar fundamentalmente como crecida de proyecto aquella que se obtenía maximizando el caudal pico para la recurrencia deseada y adoptando un hidrograma "tipo 1983" o "tipo 1992" (o sea multiplicando los caudales de estas crecidas por el factor de relación entre pico maximizado y registrado). Los resultados anteriores encontrados a partir del análisis por separado de cada variable que asignan a las mayores crecidas históricas diferentes niveles de riesgo llevaron a plantear otros procedimientos para la consideración conjunta:

Correlación de valores maximizados

La correlación de los valores maximizados de $Q_{MAX}(T)$ y $Q_{MED}(T)$ para igual recurrencia se observa en la Figura 6.9. ($r = 0,99$). Sin embargo la dispersión de las crecidas reales alrededor de la recta obtenida es tan grande que no hace más que confirmar que la adopción de valores maximizados en forma independiente no representa bien la globalidad de la crecida.

Figura. 6.9.
Relación caudal máximo - caudal medio de crecida para distintas recurrencias - río Paraná en Corrientes



Maximización del índice de crecida

Se realizó un análisis de frecuencia del índice de crecida definido, el cual da lugar al ajuste gráfico que se presenta en la Figura 6.10., donde se consideró a la distribución exponencial como de mejor ajuste.

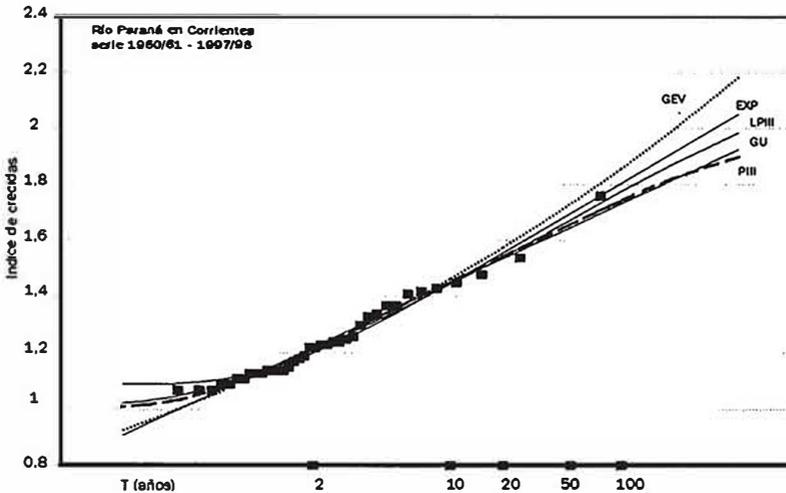


Figura 6.10.
Análisis de
frecuencia del
índice de
crecida

Conclusiones y recomendaciones para la adopción de la crecida de proyecto

Ante el requerimiento de recomendar una crecida de diseño de recurrencia $T=100$ años para verificación del sistema que debía cumplir con la condición de que su caudal máximo correspondiera a la recurrencia establecida, con lo cual se fija uno de los grados de libertad, se seleccionó el valor $QMAX_{(100)} = 63.750 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por otra parte se utilizó el índice de crecida maximizado para la misma recurrencia de $T = 100$ años que arrojaba un valor de $INDQ_{(100)} = 1,80$.

Se obtuvo por relación el caudal medio que arroja un valor de $QMED = [QMAX_{(100)}/INDQ_{(100)}] = 35.417 \text{ m}^3/\text{s}$, al cual si se resta el valor de umbral de $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$ le corresponde una relación VOL/DUR de $15.417 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las maximizaciones de volúmenes y duraciones realizadas en forma independiente para la recurrencia de 100 años arrojan valores de $VOL_{(100)} = 417.300 \text{ hm}^3$ y $DUR_{(100)} = 279 \text{ días}$ lo que indica una relación $VOL_{(100)}/DUR_{(100)}$ de $17.311 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si se adoptara el valor de $VOL_{(100)}$ o el de $DUR_{(100)}$ alternativamente se acota inmediatamente el restante, definiéndose un campo en el cual es posible adoptar valores intermedios que preserven el valor de $QMED$ calculado.

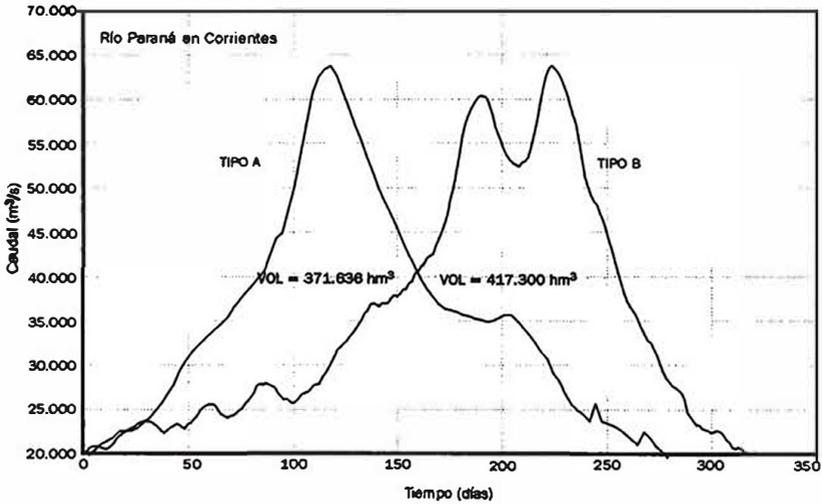
De esta forma se define un entorno para la crecida de diseño que tiene los siguientes valores:

$$Q_{MAX(100)} = 63.750 \text{ m}^3/\text{s} \quad VOL_{(100)} = 417.300 \text{ hm}^3 \quad DUR = 313 \text{ días (159 años)}$$

$$Q_{MAX(100)} = 63.750 \text{ m}^3/\text{s} \quad DUR_{(100)} = 279 \text{ días} \quad VOL = 371.636 \text{ hm}^3 \quad (96 \text{ años})$$

Estos valores trasladados a la Figura 6.3. que relaciona volúmenes con duraciones, caen en una región factible alrededor de la curva de ajuste dentro de los intervalos de confianza al 90%. A partir de ellos se confeccionaron dos hidrogramas de crecidas de diseño, que se observan en la Figura 6.11. Para la crecida de menor volumen y duración se adoptó la forma tipo A y para la crecida de mayor volumen y duración la tipo B, de acuerdo a la experiencia empírica observada indicada anteriormente. Estos hidrogramas presentan el caudal máximo para recurrencia de 100 años y preservan el índice de crecida para la misma recurrencia.

Figura 6.11.
Hidrogramas de crecidas para recurrencia T= 100 años



Ambos hidrogramas pueden considerarse como correspondientes a un mismo nivel de riesgo desde el punto de vista del caudal máximo alcanzado y de su relación volumen/duración.

De esta forma se dio solución al requerimiento planteado por ingenieros y economistas que necesitaban disponer de diferentes parámetros hidrológicos coherentes para el dimensionamiento de obras, regulación del uso del espacio y estimación de daños con una aproximación suficiente.

Curvas de niveles máximos - permanencia – recurrencia

Para varios sitios del tramo medio del río Paraná en que se requiere la determinación de niveles máximos, las condiciones de funcionamiento del sistema hidrológico y los diversos estudios antecedentes muestran claramente que no es posible realizar un análisis directo de caudales máximos de crecidas por la no disponibilidad de series históricas sistemáticas y por la variación de las condiciones de las secciones de control en los últimos años de los cuales se dispone registros.

Por tal razón en muchos casos los estudios se realizaron directamente sobre niveles hidrométricos, sabiendo las limitaciones que los mismos presentan.

La determinación de los niveles máximos esperados de un curso o cuerpo de agua (río, arroyo, canal, lago, etc.) resulta de interés práctico para el diseño y dimensionamiento de diversas obras de ingeniería como lo son las protecciones contra inundaciones y también para las medidas no estructurales como la regulación y explotación de áreas ribereñas.

En todos los casos se requiere el análisis de frecuencia de la serie de extremos que permita conocer las probabilidades de excedencia. Cuando este análisis se realiza con los extremos absolutos (diarios), no se contempla una situación asociada a una determinada permanencia, sino únicamente a un valor puntual que en determinados casos exagera los niveles de diseño.

A efectos de lograr una selección más criteriosa de valores extremos de diseño se propone el uso de curvas de niveles de agua máximos - permanencia – recurrencia (Cacik, P. y otros, 1994).

Cuando se requiere la determinación de alturas máximas para distintas permanencias, se selecciona año a año (hidrológico) a partir de datos hidrométricos, un valor de:

- altura del hidrómetro máxima anual
- altura del hidrómetro que anualmente es alcanzada o superada durante 7, 15, 30 días, etc.

Se conforma de tal modo una serie muestral para cada permanencia adoptada, que permite el análisis de frecuencia. Como ejemplo de lo expresado, en los Figuras 6.12. y 6.13. se muestra la evolución de las alturas hidrométricas máximas en Puerto Santa Fe, para los niveles diarios máximos anuales y para niveles máximos con permanencia 30 días. Observando las alturas alcanzadas durante las crecidas de 1982/83 y en 1992, se puede ver el orden inverso (en magnitud) que las mismas tienen según la permanencia asociada.

Figura 6.12.
Alturas diarias
máximas
anuales en
Puerto Santa Fe

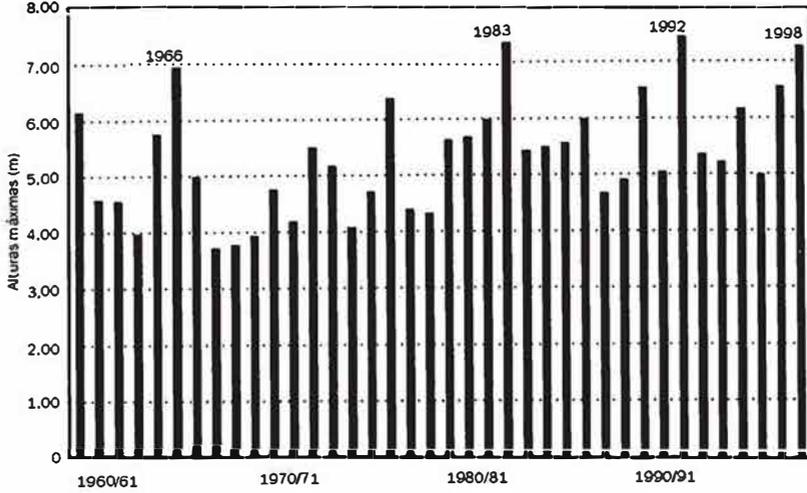
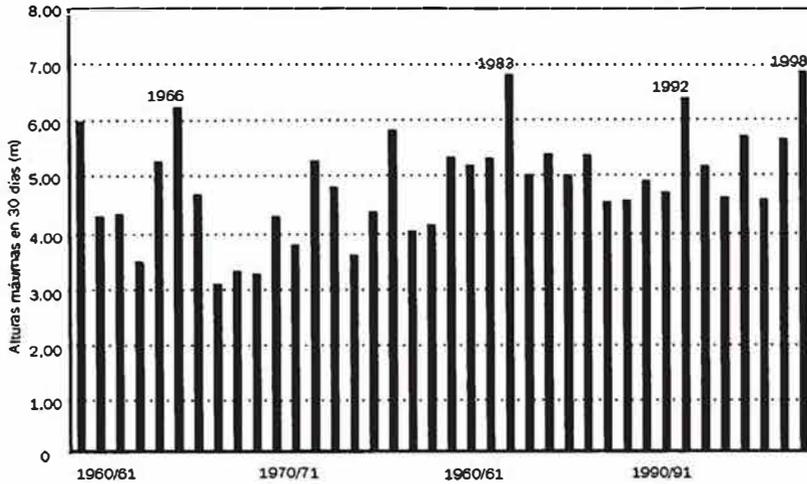


Figura 6.13.
Alturas
máximas
anuales
superadas
durante 30 días
en Puerto
Santa Fe



El intervalo de tiempo (permanencia) a seleccionar para realizar el análisis de frecuencia dependerá fundamentalmente de las características de la obra o medida a diseñar, características de la zona a proteger, y características del régimen del curso estudiado en el sitio analizado.

Como estudio de caso se presenta la determinación de niveles máximos de protección en base a alturas hidrométricas del Puerto Santa Fe, atendiendo a la necesidad de determinar valores críticos para diversos requerimientos: coronamiento de defensas, cotas de veredas y paseos, desagües pluviales y otros, para los cuales no sólo interesa el máximo anual sino también la permanencia de las aguas sobre determinados niveles. Se procedió a seleccionar el nivel máximo anual alcanzado o superado durante 1 día, 7 días, 15 días y 30 días.

Para cada una de las variables definidas se realizó con el modelo AFMULTI el análisis de frecuencia de la serie 1960/61 – 1997/98. En el Cuadro 6.4., se observan los estadísticos muestrales para las series de niveles máximos consideradas.

	diaria	7 días	15 días	30 días
$\bar{h}_{\text{máx}}$	5,34	5,29	5,16	4,86
S	1,01	1,00	0,98	0,95
CV	0,19	0,19	0,19	0,20
CS	0,37	0,34	0,25	0,12
CK	2,25	2,26	2,37	2,48

Cuadro 6.4.
Estadísticos de alturas hidrométricas (en metros)

siendo: $\bar{h}_{\text{máx}}$: altura máxima media, S: desvío estándar, CV: coeficiente de variación, CS: coef. de asimetría y CK: coef. de kurtosis.

Teniendo en cuenta que no se pretende realizar extrapolaciones para recurrencias que superen ampliamente al tamaño de la muestra, es válida la selección de la distribución teórica en base el ajuste muestral. Por lo tanto y teniendo en cuenta los valores del error cuadrático medio y los ajustes visuales se ha tomado la distribución GEV (de valores extremos generalizada).

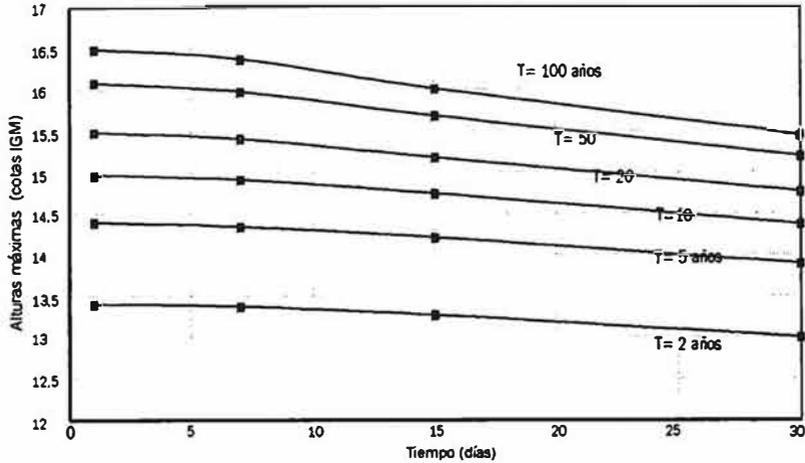
En base a este ajuste se han trazado las curvas de altura - permanencia - recurrencia que se observan en la Figura 6.14.

Teniendo en cuenta la cota IGM del cero de la escala del Puerto Santa Fe de 8,18 m, se confeccionó el Cuadro 6.5. con los valores característicos que se indican a continuación:

T(años)	Diaria		7 días		15 días		30 días	
	alturas	cotas	alturas	cotas	alturas	cotas	alturas	cotas
2	5,23	13,41	5,19	13,37	5,09	13,27	4,82	13,00
5	6,22	14,40	6,16	14,34	6,03	14,21	5,71	13,89
10	6,80	14,98	6,73	14,91	6,56	14,74	6,19	14,37
20	7,31	15,49	7,23	15,41	7,00	15,18	6,58	14,76
50	7,91	16,09	7,80	15,98	7,50	15,68	7,01	15,19
100	8,32	16,50	8,19	16,37	7,83	16,01	7,27	15,45

Cuadro 6.5.
Alturas y cotas máximas para distintas permanencias en Puerto Santa Fe (expresadas en metros)

Figura 6.14.
Alturas máximas – permanencia – recurrencias en Puerto Santa Fe. Serie 1960/61 – 1997/98



Se aconsejan diferentes criterios de selección de alturas máximas, según el sitio a proteger y los daños ocasionados por superación en altura. Así es que para niveles máximos de protección podrá optarse por los valores máximos diarios con elevadas recurrencias en zonas urbanas y suburbanas donde la superación de la defensa ocasione daños importantes y por máximos de distinta duración en zonas rurales principalmente donde los daños están más asociados a la permanencia que a un valor instantáneo.

Asimismo, para adoptar cotas para veredas o paseos que pueden inundarse transitoriamente con mayor frecuencia se aconseja adoptar cotas que sean alcanzadas o superadas durante mayor tiempo (hasta 30 días) con menores recurrencias.

Criterio similar deberá adoptarse con relación a la cota de los desagües pluviales y partiendo del hecho de que los mismos, en general, son calculados para tormentas de 2 años de recurrencia, se aconseja que el nivel del cuerpo receptor que se utilice para determinar las pendientes de diseño corresponda a la misma recurrencia, aunque con permanencia superior a la diaria.

La relación altura máxima – permanencia – recurrencia es válida puntualmente para el lugar donde se encuentra la escala hidrométrica que registra los niveles. Por lo tanto y a efectos de obtener las cotas de diseño para un determinado sitio que se encuentre ubicado a una distancia dada de la escala de registro, se debe considerar la pendiente hidráulica del plano de agua.

Análisis de caudales mínimos para la determinación de estiajes

Los estiajes del río Paraná resultan perjudiciales para ciertos usos, como ser la navegación y para las posibilidades de generación hidroenergética que

se propongan y también pueden afectar a obras de toma para agua potable o riego e incrementar la contaminación de brazos menores.

Pero también pueden detectarse usos que son favorecidos por la situación de aguas bajas, como la explotación de islas o el uso de playas para esparcimiento.

En todos los casos, el caudal mínimo que escurre es la variable natural a determinar y caracterizar a lo largo de todo el río. Al igual que para el caso de crecidas, la sección de control de entrada al tramo medio se encuentra en la estación Corrientes y sobre sus datos se realizan los estudios y determinaciones básicas.

Las variables seleccionadas para realizar el análisis fueron los caudales mínimos anuales que presentan una permanencia de al menos 1 día (mínimo diario anual), e iguales o menores a 7, 15 y 30 días (Paoli, C. y otros, 1994).

Con la finalidad de no interrumpir los períodos de estiaje que se presentan con mayor frecuencia media entre agosto y noviembre, se descartó el año hidrológico habitualmente utilizado para el estudio de módulos y crecidas que va de setiembre - agosto. En su lugar se adoptó el año hidrológico marzo - febrero, cuyo inicio coincide con el mes de mayor frecuencia media de crecidas.

Se prestó especial atención a la independencia de los extremos mínimos seleccionados de año a año, buscando que se cumplieran las condiciones de que entre mínimo y mínimo apareciera una onda de crecida significativa. En aquellos casos en que el mínimo de permanencia 1 día corresponde a una bajante de pronunciado gradiente y rápida recuperación, puede suceder que los mínimos de 15 o 30 días correspondan a períodos del año diferentes al del mínimo diario. Los mínimos anuales así seleccionados se representan en las Figuras 6.15. y 6.16., para la permanencia de 1 día y 30 días.

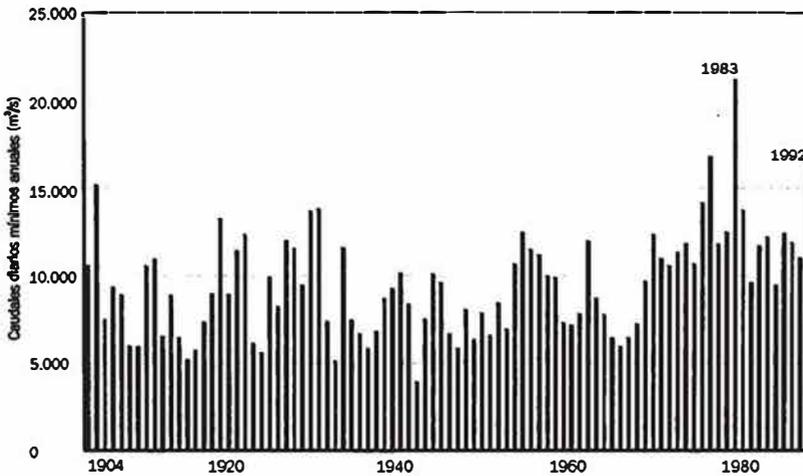
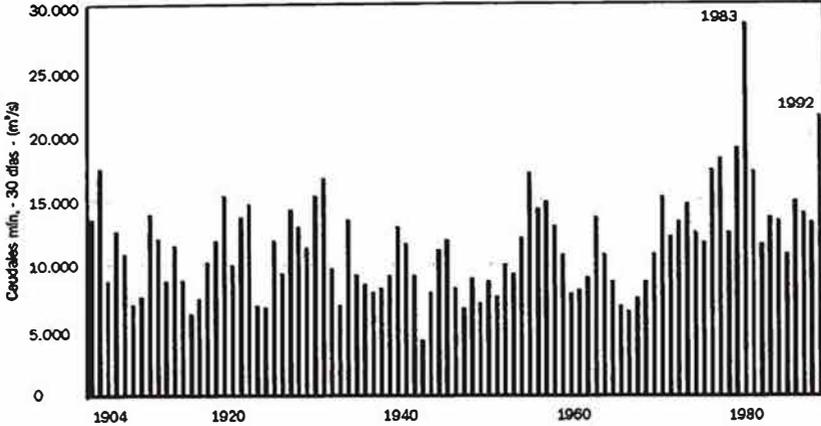


Figura 6.15.
Caudales
diarios mínimos
anuales del río
Paraná en
Corrientes

Figura 6.16.
Caudales
mínimos
anuales del río
Paraná con
permanencia de
valores inferiores
durante 30
días en
Corrientes



Se observa claramente la tendencia a un aumento de los valores mínimos en los últimos años. En la estación Corrientes el caudal mínimo de permanencia 30 días fue siempre superior a los 10.500 m³/s a partir de 1972. Los mínimos superiores a los 16.000 m³/s, valor del orden del módulo del río se presentan sólo 9 veces en el récord de 89 años, de los cuales 6 veces correspondieron a los últimos 14 años.

Se calcularon los coeficientes de autocorrelación con retardo 1 año, los que arrojaron valores altos, como es habitual en el caso del río Paraná, debido a la amplitud temporal de las ondas de crecida y estiaje que se presentan. No obstante esta condición de restricción a la independencia de los valores, se consideran válidos los análisis de frecuencia posteriores atendiendo a la condición de selección impuesta.

Para el análisis de homogeneidad de las series se calcularon los tests no paramétricos de uso habitual en extremos de Mann-Kendall y Smirnov. Ambos tests dan indicios de falta de homogeneidad en la serie total y diferencias en las submuestras a partir de la década del 60/70, confirmando lo encontrado en los estudios referidos al régimen de crecidas.

A partir de estas evidencias, los análisis posteriores se efectuaron sobre la serie que comienza a principios de siglo 1904/05 - 1992/93 y sobre la serie que comienza en 1961/62 - 1992/93. Los estadísticos muestrales se indican en el Cuadro 6.6.

Analizando la serie 1904/05 - 1992/93, para la estación Corrientes, el caudal mínimo promedio que es superado durante 30 días de 11.468 m³/s resulta un 20% mayor que el mínimo medio diario. Las muestras presentan variabilidad que aumenta levemente en función de la permanencia, desde un 31% al 33%. Los coeficientes de asimetría presentan valores entre 0,85 y 1,21.

Serie	1904/1992				1961/1992			
	Qmín (m³/s)	S (m³/s)	CS	CV	Qmín (m³/s)	S (m³/s)	CS	CV
1 día	9.565	3.010	0,85	0,31	10.917	3313	0,97	0,30
7 días	9.913	3.208	1,03	0,32	11.368	3633	1,18	0,32
15 días	10.457	3.425	0,98	0,33	11.974	3931	1,01	0,33
30 días	11.468	3.844	1,21	0,34	12.938	4628	1,30	0,36

Cuadro 6.6
Caudales mínimos Estación Corrientes

Qmín: caudal mínimo medio para el período

Para la serie 1961/62 - 1992/93, las relaciones entre medias de la misma permanencia se mantienen en el mismo orden de las correspondientes a la serie completa. Los coeficientes de variación prácticamente no sufren modificaciones. Las mayores diferencias se producen en los coeficientes de asimetría, que aumentan levemente de un 3 a un 15%.

Con el fin de acotar la variabilidad que los estadísticos muestrales pudieran asumir en función de diferentes submuestras posibles de adoptar, se calcularon los coeficientes de asimetría y variación correspondientes a todos los períodos de 50 años posibles de definir entre 1904/05 y 1992/93. Esto se realizó para todas las permanencias, y los valores obtenidos se representaron en los diagramas de momentos conjuntamente con la serie completa y la de 1961/62 - 1992/93.

Esto permite apreciar la variación que sufren las muestras a través del tiempo y tener una idea de posibles escenarios estadísticos que podrían presentarse.

Se acompaña la Figura 6.17. correspondiente a caudales mínimos de permanencia 7 días en Corrientes, siendo similar el comportamiento del resto de las duraciones estudiadas.

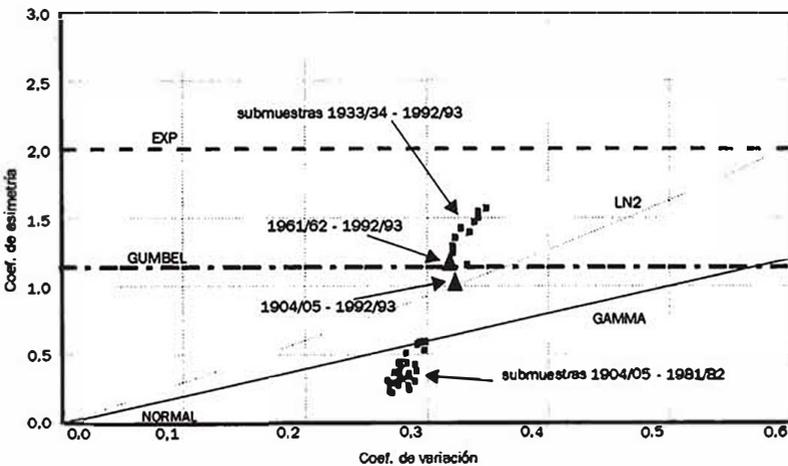


Figura 6.17. Relación coeficiente de variación - coeficiente de asimetría para caudales mínimos del río Paraná con permanencia 7 días en Corrientes

Se observa el agrupamiento de submuestras con valores de CV alrededor de 0,28 y CS entre 0,25 y 0,6, correspondientes a las definidas entre 1904 - 1982 y otro grupo con CV del orden de 0,33 y CS entre 1 y 1,6 correspondientes a las definidas entre 1933/34 y 1992/93. A este último grupo se acercan la serie completa y la moderna.

Los cálculos efectuados con momentos-L, así como el diagrama CK-CS dan valores absolutamente concordantes.

Respecto de la distribución estacional, en la serie 1904-1992, queda claro que en el período agosto-diciembre se presentan más del 80% de los mínimos. La mayor concentración se produce en septiembre con un porcentaje de entre el 33 % para mínimos de un día y el 23% para permanencias de 30 días.

Si se analizan por separado las series desde 1904 a 1960 y de 1961 a 1992 se observan las siguientes particularidades:

- En el primer caso, del 85 al 90% de los mínimos para todas las duraciones se produjeron entre agosto y diciembre.
- De 1961 en adelante el porcentaje disminuye entre 65 al 70% para el mismo período agosto-diciembre notándose la escasa participación de diciembre con mínimos y una mayor distribución en el resto de los meses.

Se indican en el Cuadro 6.7. los valores encontrados para mínimos de 1 día y 30 días.

Cuadro 6.7.
Porcentaje de
caudales
mínimos
anuales
presentados en
Corrientes

Serie	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1 día 1904/60	5	0	3	0	0	0	2	9	32	16	17	16
1 día 1961/92	9	0	6	0	16	0	0	6	34	19	10	0
30 días 1904/60	3	2	2	0	0	0	2	18	23	14	19	17
30 días 1961/92	7	2	4	2	7	7	8	15	24	9	6	9

Análisis de frecuencia y curvas caudal mínimo - permanencia - recurrencia

Los resultados referidos al ajuste en el campo muestral de las distribuciones candidatas a través del error cuadrático medio de frecuencias y del error cuadrático medio de valores, así como el ajuste visual en papel de probabilidades indican a las distribuciones GEV, PIII, LPIII y LN2 como las mejores según se observa en la Figura 6.18. Basándose en los estudios anteriores que muestran la mayor robustez de las distribuciones de 2 parámetros ante la posibilidad de escenarios futuros alternativos, se adoptó como distribución de referencia a la LOG NORMAL de dos parámetros.

Con los valores correspondientes a diferentes recurrencias se han trazado las curvas de QMIN-permanencia-recurrencia, las que se muestran en la Figura 6.19.

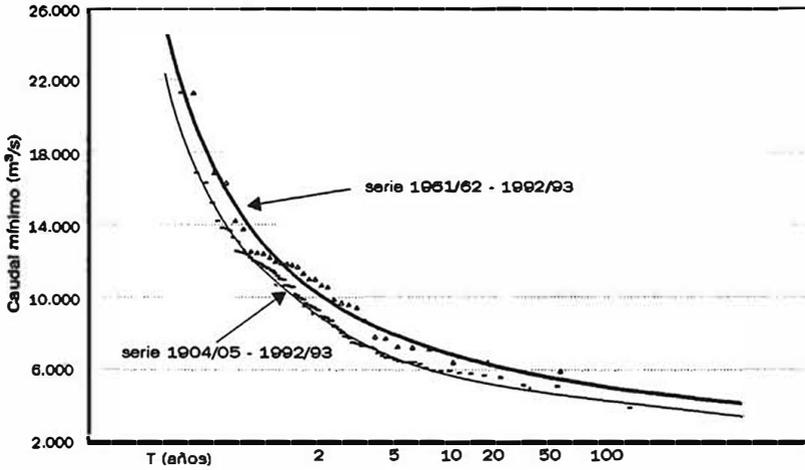


Figura 6.18. Análisis de frecuencia de caudales mínimos anuales de permanencia 1 día del río Paraná en Corrientes

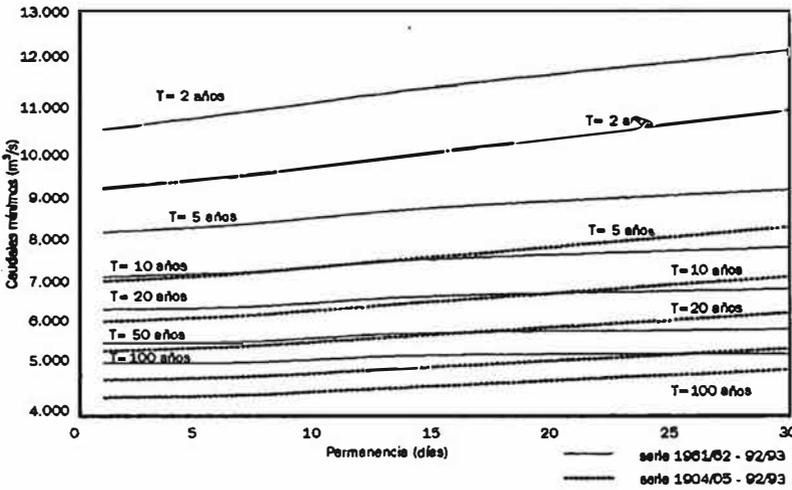


Figura 6.19. Curvas de caudales mínimos anuales - permanencia - recurrencia del río Paraná en Corrientes

Como resumen se puede decir que se presentan evidencias estadísticas de que los estiajes del río Paraná han sufrido modificaciones en los últimos 30 años con respecto a los registros disponibles desde principios del siglo.

Se observa también un leve corrimiento en la distribución estacional de los mínimos en el último período con respecto al anterior.

Los cambios supuestos provienen de alteraciones en el régimen hidrológico del río y su cuenca de aporte, los que a su vez obedecen a diversas causas concurrentes:

- La mayor actividad meteorológica detectada en una creciente frecuencia del fenómeno del Niño en territorio americano y dando lugar a un aumento en el monto de precipitaciones.

- La transformación paulatina de la cuenca de aporte con incremento de las áreas deforestadas y puestas en cultura, que disminuirían la infiltración aumentando la escorrentía.

- La mayor capacidad de regulación debido al constante incremento de obras hidroeléctricas, lo que particularmente puede tener influencia en el aumento de los caudales mínimos de invierno cuando la generación es mayor.

Todos estos elementos resultan de muy difícil tratamiento analítico en un sistema de más de 2 millones de km² por lo que para la consideración práctica de los estiajes aguas abajo se ha optado por el análisis y tratamiento de los registros de caudales que ingresan al tramo medio e inferior del río.

El análisis de frecuencia de la serie completa ó la de los últimos 30 años da como resultado curvas de caudal mínimo - permanencia - recurrencia que difieren significativamente.

Curvas de niveles mínimos - permanencia - recurrencia

En forma similar a la metodología utilizada para caudales mínimos, resulta de interés, por falta de mediciones sistemáticas de caudales en distintos puntos del tramo, la determinación de niveles mínimos, ya sea para estudios de ubicación de tomas de agua o descarga de efluentes secundarios al curso principal.

Como ejemplo de aplicación se presenta el caso de estudio que se utilizó para la determinación de condiciones críticas de erosión en la descarga del arroyo Saladillo al río Paraná, aguas abajo de la ciudad de Rosario.

Un aspecto que se ha tomado en cuenta para el requerimiento del trabajo es que las situaciones más desfavorables asociadas, y en particular para la situación de marcados estiajes que den lugar a descargas de velocidades erosivas, deben considerarse en función de la permanencia de las aguas en determinados niveles.

Por tal razón se estudia la probabilidad de ocurrencia de los niveles diarios mínimos anuales y de aquéllos en que se presentan valores menores durante 10 y 30 días consecutivos, utilizando la estación hidrométrica ubicada en el Puerto de Rosario (Km 416). Los datos básicos fueron suministrados por la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPYVN) correspondientes al Puerto de Rosario.

Si bien se poseen datos de hidrómetro a partir de 1884, el hecho de no conocerse exactamente la ubicación de la escala antes de 1905, y su relación con la actual, llevó a considerar la serie a partir del año hidrológico 1904/05.

Tal como se indicó en el caso de estudio anterior, el análisis de frecuencia implicó efectuar previamente un análisis de la homogeneidad de las series de trabajo. Analizando los resultados y aun admitiendo las limitaciones de estas herramientas estadísticas cuando se aplican a niveles y no a caudales, se presenta evidencia de no homogeneidad de la serie completa, en forma similar a las conclusiones expresadas en anteriormente. De los gráficos cronológicos y del test de Smirnov se induce que la muestra presenta un comportamiento particular a partir de 1960 ó 1965.

Se aplicó el modelo AFMULTIN a las series consideradas a los fines de efectuar el análisis de frecuencia. La síntesis de los estimadores muestrales que se presentan a continuación revela una muy baja asimetría para las series cortas (1960/61-1992/93), entre \rightarrow 0,15 y algo mayores para la serie completa; lo que orienta inmediatamente hacia distribuciones de dos parámetros de baja asimetría o distribuciones de 3 parámetros que se ajusten a tal situación.

Este hecho también presupone una buena representación con distribuciones de la familia normal, descartando aquellas de asimetría fija y alta como lo son la Gumbel y Exponencial.

Serie 1904/05 - 1992/93	Diarla	10 días	30 días
hmln-med	0,82	1,06	1,45
S	1,27	1,20	1,18
CV	1,55	1,14	0,82
CS	0,53	0,54	0,33
CK	2,56	2,57	2,38

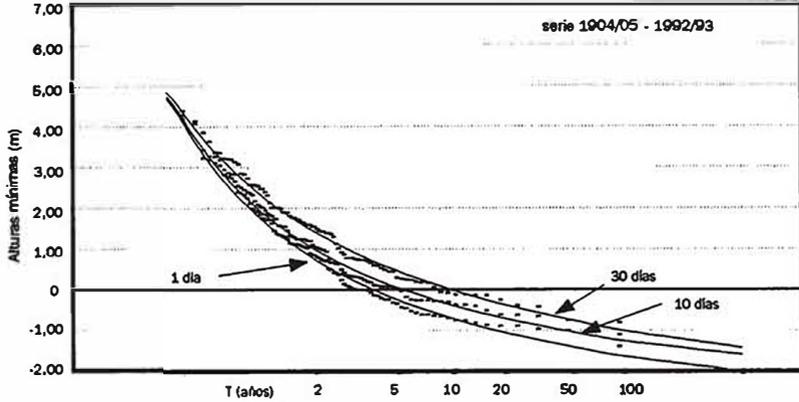
Serie 1960/61 - 1992/93	Diarla	10 días	30 días
hmln-med	1,52	1,71	2,03
S	1,36	1,29	1,27
CV	0,90	0,76	0,63
CS	0,06	0,08	-0,16
CK	2,05	2,06	2,09

Cuadro 6.8.
Parámetros estadísticos de alturas hidrométricas en Puerto Rosario (en metros)

Los valores de errores cuadráticos medios confirman el buen ajuste en el campo muestral de las distribuciones GEV y Pearson III. Esta última coincide en el límite, cuando la asimetría tiende a "0", con la Normal.

El ajuste visual, para niveles mínimos con 10 días de permanencia se puede observar en la Figura 6.20. No se consideró necesario efectuar análisis de robusticidad de las inferencias estadísticas por cuanto no se pretende realizar estimaciones para T mayores a 100 años (lo cual tampoco es recomendable para análisis de niveles como se indicara).

Figura 6.20a.
Análisis de frecuencia de alturas mínimas con permanencia 10 días en Puerto Rosario



A partir de todos los elementos de análisis disponibles se considera a la distribución de Pearson III como la más adecuada para efectuar estimaciones de probabilidad de no ser superada y recurrencia asociada de las variables estudiadas.

Los valores que se obtienen son los siguientes, con alturas expresadas en m (el signo - significa alturas por debajo del cero de la escala).

Cuadro 6.9.
Alturas mínimas para distintas permanencias en Puerto Rosario. Valores en metros.

Serie 1904/05 - 92/93	Diarla	10 días	30 días
T= 2 años	0,71	0,95	1,38
T= 5 años	-0,27	0,03	0,44
T= 10 años	-0,72	-0,40	-0,02
T= 20 años	-1,06	-0,72	-0,38
T= 50 años	-1,42	-1,05	-0,77

Serie 1960/61 - 92/93	Diarla	10 días	30 días
T= 2 años	1,50	1,69	2,06
T= 5 años	0,36	0,61	0,97
T= 10 años	-0,22	0,06	0,37
T= 20 años	-0,70	-0,39	-0,12
T= 50 años	-1,24	-0,89	-0,69

En base a estos resultados se trazaron las curvas de alturas mínimas – permanencia - recurrencia que se observan en la Figura 6.21. A partir de las mismas es posible interpolar el valor de la variable para cualquier permanencia entre 1 y 30 días y recurrencias de entre 2 y 100 años.

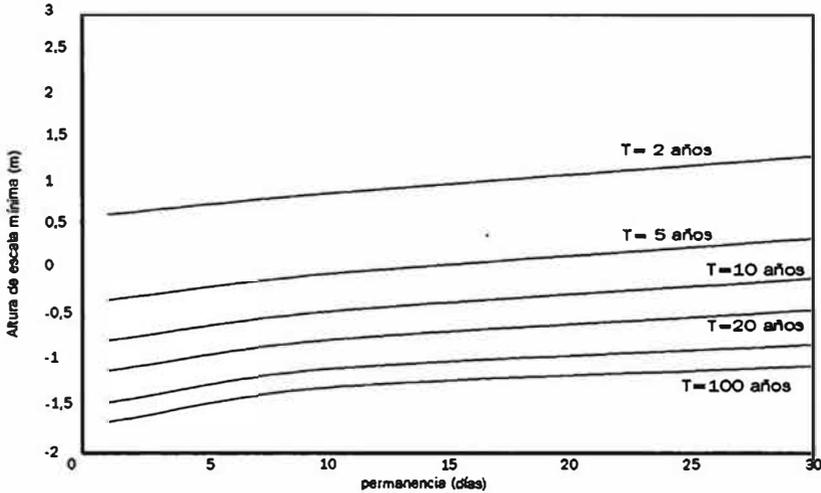


Figura 6.21. Curvas alturas mínimas – permanencia – recurrencia en Puerto Rosario

Los valores obtenidos se transforman en cota MOP con la adición de 3,5924 m, que se corresponde con la cota actual del "0" del hidrómetro (para transformar en cota IGM se debería restar a éste 0,556 m).

A la vez estos valores deben transportarse hacia aguas abajo (hasta la desembocadura del arroyo Saladillo) considerando la pendiente hidráulica del curso en el recorrido. Ante la falta de valores registrados se puede tomar como indicativos de pendiente de pelo de agua para aguas bajas y estiajes, valores del orden de 2 a 3 cm/km.

Curvas de frecuencia y duración de niveles

Este tipo de curvas, de clásico uso en la navegación, se realizan en base a todos los registros diarios de niveles, dando como resultado el porcentaje de tiempo medio al año (expresado en % o en días) con que determinados valores son superados (en promedio).

Su uso está restringido a determinaciones medias, ya que no se puede obtener de las mismas, la probabilidad anual o su inversa la recurrencia debido a que en su elaboración intervienen todos los niveles diarios registrados, sin distinguir si provienen de un mismo fenómeno o de varios.

Para indicar características de estas curvas en el río Paraná, se toman como base las determinaciones de alturas hidrométricas de referencias realizadas

para el Estudio de prefactibilidad para la navegación en el tramo Puerto Paraná - Puerto Iguazú del río Paraná y del río Paraguay hasta Asunción.

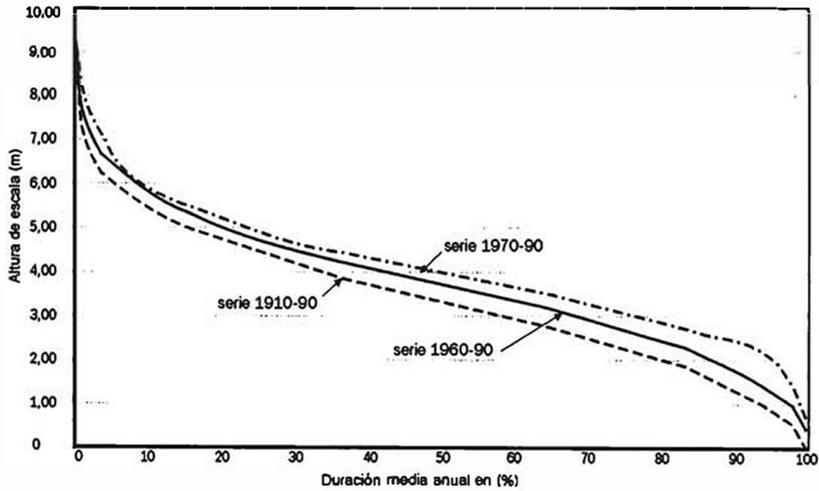
En cada puerto se determinaron las alturas medias anuales y mensuales, donde se confirma, como es de esperar, estrecha correspondencia en las variaciones de alturas entre los distintos puertos y el mantenimiento de niveles medios relativamente elevados en los últimos años.

Para los puertos principales del tramo medio del río Paraná, se ha determinado la duración media anual (en días y en porcentaje de tiempo (%)) de las aguas que alcanzan o superan ciertas alturas. Se obtuvo para ello la frecuencia de valores, clasificados en intervalos de 1 cm, acumulándose luego esas frecuencias de modo tal que los mayores porcentajes (o mayor cantidad de días) correspondan a las menores alturas.

En la tabla se han resumido los valores de alturas correspondientes a diferentes porcentajes (%) de duración.

En la Figura 6.22., se presentan a modo de ejemplo, diferentes curvas obtenidas para la estación Corrientes, para diferentes longitudes de muestra, lo que permite realizar un análisis de sensibilidad de los resultados que se obtienen.

Figura 6.22.
Curvas de
duración de
niveles en
Puerto
Corrientes



Bibliografía

- Bacchi, B.; Brath, A.; Kottegoda, N.** (1992). *Analysis of the Relationships between flood peaks and flood volumes based on crossing properties of river flow processes*. *Water Resources Research*, vol. 28, n.10, pp. 2773-2782.
- Cacik, P.; Paoli, C.; Bolzicco, J.** (1993). *Impacto de las últimas crecidas del río Paraná en la determinación de caudales de diseño*. En: I Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul. Gramado, Brasil, pp. 371-380.
- (1994). *"Determinación de las Relaciones Niveles de Agua - Permanencia - Recurrencia para selección de alturas de diseño"*. Anales del XVI Congreso Nacional del Agua. La Plata, junio de 1994.
- Cunnane, C.** (1989). *Statistical Distributions for Flood Frequency Analysis*. World Meteorological Organization. Operational Hydrology Report No 33.
- FICH-UNL** (1991). *Modelo de análisis de frecuencia de crecidas AFMULTI. Manual de usuario*. Proy. Análisis de Frec. de Crecidas. 17 pp.
- Hosking, J.** (1989). *The Theory of Probability Weighted Moments*. Research Report. IBM Research Division. NY. USA.
- NERC** (1975). *Flood Studies Report. Hydrological Studies*. Natural Environment Research Council. Volumen I.
- Paoli, C.; P. Cacik y J. Bolzicco** (1994). *"Actualización de Crecidas de Diseño del río Paraná en relación a Proyectos y Obras del Tramo"*. Anales del 3r. Seminario Argentino de Grandes Presas. Setiembre de 1994.
- (1994). *"Análisis de estiajes del Río Paraná"*. Anales del XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Volumen 4, pp. 59-70. Santiago de Chile, noviembre 1994.
- (1997). *"Management of Paraná riverfloods under increasing uncertainty"*. 13th Conference on Hydrology and Seventh Conference on Climate Variations, Joint Sessions, pp. J66-69. 77th AMS Annual Meeting. Long Beach, California, USA. February, 2-7.
- (1999). *"Análisis de Riesgo Conjunto en la determinación de crecidas de proyecto de Regímenes Complejos"*. Revista Ingeniería del Agua. Vol. 5 No 2 junio 1998, pp. 13-22. ISSN 1134-2196
- Vogel, R.; Wilson, I.** (1996). *Probability Distribution of Annual Maximum, Mean and Minimum Streamflows in the United States*. Journal of Hydrologic Engineering. Vol 1, Nro.2, pp.. 69-76.

6.

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO Actualización

Pablo CACIK, Carlos PAOLI

6.

Introducción

**Las crecidas de diseño tomadas
en estudios aplicados**

**Comparación de caudales máximos de diseño
adoptados y valores actualizados**

Síntesis de caudales máximos
e hidrogramas adoptados

Análisis de frecuencia de caudales máximos
actualizado (hasta 2019/20)

**Curvas de niveles
máximos–permanencia–recurrencia**

Bibliografía

Introducción

La presente actualización del capítulo trata sobre las crecidas de diseño que se tomaron en diversos estudios y proyectos a los que se tuvo acceso y que se basaron en las recomendaciones efectuadas originalmente en este capítulo, en la edición del año 2000. También se presentan análisis actualizados de caudales y niveles máximos con la incorporación de las series de datos del período 1998/99 al 2019/20, en consonancia con la actualización del Capítulo 3.

No se actualizan los análisis de extremos mínimos, puesto que un detallado y actualizado estudio de estiajes se presentará en el Tomo III.

Toda la fundamentación teórica y metodológica expresada en el capítulo original se mantiene y por ello no se repite.

Con posterioridad a la última de las crecidas extraordinarias, la de 1998, se realizaron diversos estudios y proyectos, de los cuales se menciona:

Estudios de prefactibilidad y anteproyecto definitivo de la interconexión vial entre las provincias de Corrientes y Santa Fe. Realizado por Huerta & Asociados en el año 2002 para el Consejo Federal de Inversiones (CFI).

Estudio de delimitación de áreas de riesgo hídrico en Santa Fe. Realizado por el Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua en 2006 para el CFI.

Estudio integral del río Paraná en su tramo medio y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe. Realizado por el consorcio de las empresas Halcrow, EVARSA e INCOCIV en los años 2006–2007 para la Dirección Provincial de Vialidad.

Estudio del impacto hidráulico–ambiental en el valle fluvial del sistema río Paraná por la implantación de una planta depuradora de efluentes cloacales en la ciudad de Santa Fe, realizado en 2011 por Halcrow para el Ministerio de Aguas y Servicios Públicos, a través del CFI.

Aprovechamiento hidroeléctrico sustentable de un río de llanura, desarrollado en conjunto por las universidades nacionales del Litoral y de La Plata para la Secretaría de Energía de la Nación en 2014.

A continuación se analizan los de mayor relevancia en cuanto a la determinación de caudales máximos de hidrogramas de diseño.

Asimismo, otros estudios sobre las crecidas del río Paraná fueron realizados en el marco del proyecto CAI+D de la FICH–UNL «Identificación de cambios en los regímenes hidrológicos y su influencia en parámetros de diseño», entre los años 2009 y 2015. Como una de las actividades de este proyecto, se realizó en 2010 el taller «Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes», en el cual se presentaron 14 trabajos que fueron publicados (Paoli, C. y Malinow, G.(Eds.), 2010), de los cuales también se presentan algunos resultados.

Las crecidas de diseño tomadas en estudios aplicados

Estudios de prefactibilidad y anteproyecto definitivo de la interconexión vial entre las provincias de Corrientes y Santa Fe (Huerta&Asociados, 2002)

En el informe referido a los estudios hidrológicos (SC–IG1–HID–IT–01B) se expresa taxativamente que en el libro *El río Paraná en su tramo medio. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanurase* presentan y resumen todos los estudios realizados a esa fecha, referidos al régimen de crecidas del río Paraná en su tramo medio, y del mismo se extraen las conclusiones principales referentes a las series de caudales máximos analizados y sus propiedades.

Siguiendo las recomendaciones planteadas en el Capítulo 6, edición 2000, se adoptó la metodología para la crecida de diseño de la siguiente forma: a partir de la maximización obtenida del análisis de frecuencia de los picos de crecidas para recurrencias de 100 y 1000 años, los hidrogramas se construyeron a partir de la forma de las crecidas de 1983 (larga duración) y de 1992 (corta duración). Afectos comparativos y de contraste, se determinaron los hidrogramas para recurrencias de 100 y 1000 años que surgen del análisis conjunto, siguiendo la metodología planteada por Paoli et ál. (1998), que consiste en obtener los hidrogramas a partir del análisis de frecuencia de picos, volúmenes y duración de las crecidas y de las relaciones existentes entre estas variables, utilizando el índice de crecidas definido como el cociente entre el caudal máximo y el medio de la crecida. La serie de análisis fue 1960/61–1999/00.

Hidrogramas de diseño a partir de las crecidas 1983 y 1992

Los hidrogramas de diseño alternativos tomaron la forma que tuvieron las crecidas reales de 1983 y de 1992. Para elaborarlos, los factores de las ordenadas se calcularon con la relación de picos que se muestra en el cuadro 6.10.

Crecida Tipo	Q máximo Observado (m ³ /s)	Q máximo T=100 años (m ³ /s)	Q máximo T=1000 años (m ³ /s)	Relación T=100 años	Relación T=1000 años
1983	60215	63415	82730	1,053	1,374
1992	55000	63415	82730	1,153	1,504

Cuadro 6.10. Factores de maximización para los hidrogramas de diseño.

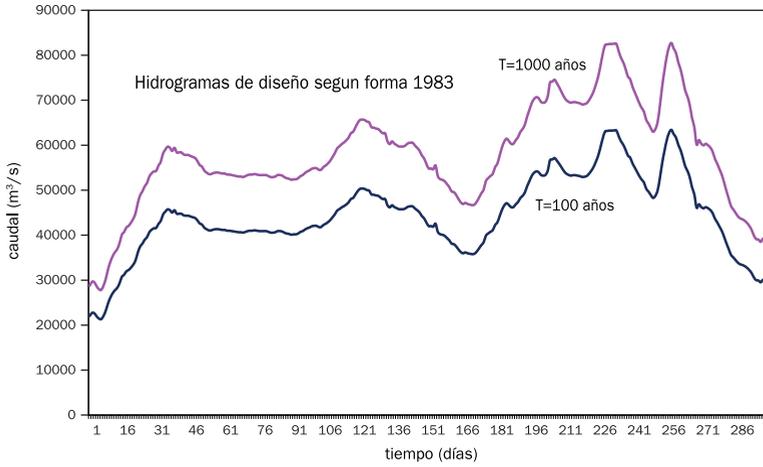
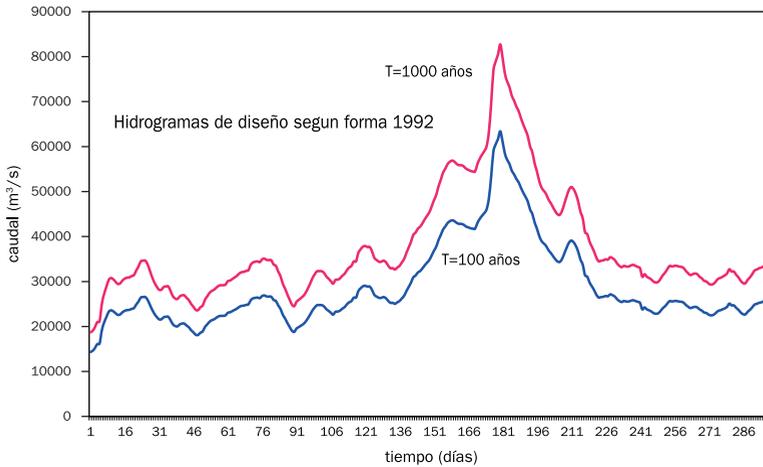


Figura 6.23. Hidrograma de diseño según forma 1983 y 1992 (Fuente: Huerta y Asociados, 2002).

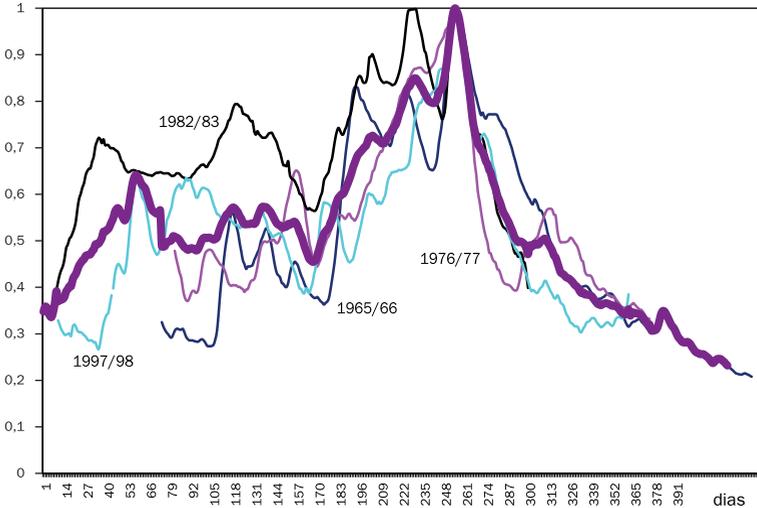


Hidrogramas de diseño y verificación

Con el fin de ajustar los valores de caudal, duración y volúmenes determinados a una distribución temporal, se construyó un hidrograma tipo adimensional con el promedio de las crecidas de los años 1965/66, 1976/77, 1982/83 y 1997/98. La elección de crecidas de larga duración para el hidrograma tipo se justifica en el hecho de que, al pretender representar valores importantes de duración y volúmenes, se requieren hidrograma-

mas de estas características. Se observa, por ejemplo, que para la crecida de recurrencia 1000 años, la duración de 462 días significa que el proceso de crecida por encima de los 20000 m³/s abarca algo más de 15 meses. El hidrograma tipo adimensional determinado se observa en la figura 6.24.

Figura 6.24. Hidrograma tipo adimensional. Río Paraná en Corrientes (Fuente: Huerta y Asociados, 2002).



Estudio de delimitación de áreas de riesgo hídrico en Santa Fe (actualización del estudio de 1992). INA-CRL, con participación de FICH-UNL, 2006

En este importante trabajo sobre el río Paraná también se siguieron lineamientos generales volcados en el libro *El río Paraná en su tramo medio. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura*, los cuales se resumen en:

a) Análisis de frecuencia de alturasmáximas en puerto Santa Fe para niveles máximos anuales alcanzados o superados durante un día, siete días, 15 días y 30 días, en la serie 1960/61–2002/03,

b) Análisis de frecuencia de caudales máximos en Corrientes, en la misma serie, seleccionando la muestra con el criterio de serie parcial de duración anual.

c) Análisis de frecuencia de volúmenes y duraciones de crecidas para caudales superiores al umbral de 20000 m³/s, tomando los valores en correspondencia a las crecidas seleccionadas anteriormente para el análisis de frecuencia de caudales máximos.

Adicionalmente, este trabajo es el primero que construye una serie de caudales para la sección completa Paraná–Santa Fe, a partir de caudales en las secciones: río Paraná en túnel subfluvial; río Colastiné en Ruta Na-

cional N° 168, y sección descarga laguna Setúbal (puente Oroño, más aliviadores 1 a 6 sobre la Ruta Nacional N° 168).

Aforos para los puentes aliviadores durante las crecidas de 1983, 1992 y 1998

Este análisis permitió tener dos series de larga extensión sobre el tramo medio del río Paraná y realizar con ellas análisis de frecuencia de extremos y comparaciones. La figura 6.25 presenta los caudales máximos anuales en la sección Corrientes y en la sección completa Santa Fe–Paraná.

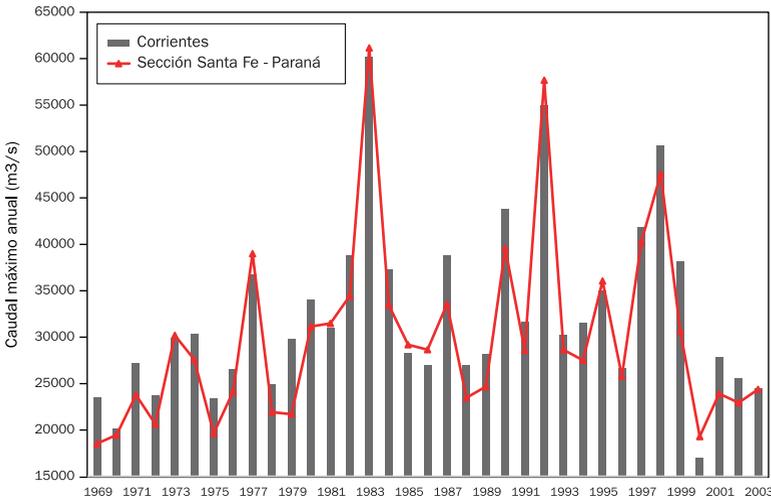


Figura 6.25. Caudales máximos anuales en el tramo medio del río Paraná (Fuente: INA-FICH-CFI, 2006).

El cuadro 6.11 presenta los caudales máximos para diferentes recurrencias, determinado en ambas secciones donde claramente se observa que, en términos medios, los caudales máximos son muy similares entre las mismas.

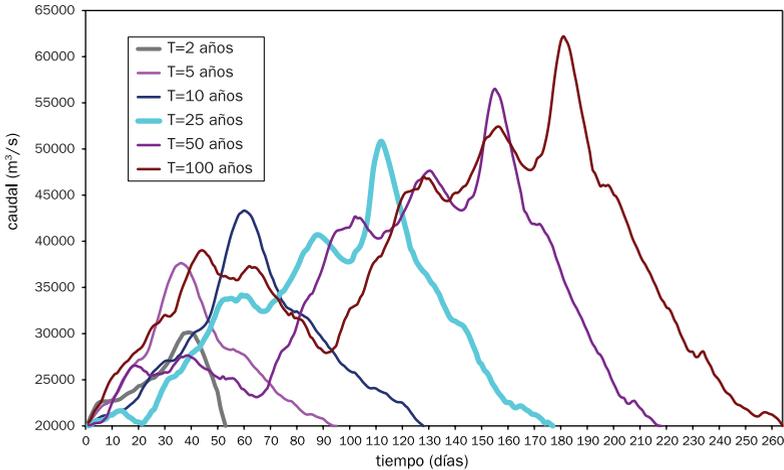
T (años)	RN168	Corrientes
100	65640	66500
50	58850	59945
25	52060	53400
10	43080	44750
5	36286	38200
2	27307	29250

Cuadro 6.11. Caudales máximos estimados para distintas recurrencias. Serie anual (m³/s)

En relación a la obtención de hidrogramas y su recurrencia asociada, se siguieron dos criterios:

a) Construcción de hidrogramas tipo, por rango de crecidas: se seleccionaron crecidas representativas por rango de caudales máximos, se obtuvieron hidrogramas tipo representativos (adimensionalizados) y se generaron hidrogramas para cada recurrencia que preservan una forma característica, el caudal máximo, la duración y el volumen para la recurrencia en análisis.

Figura 6.26.
Hidrograma tipo de diseño
(Fuente: INA-FICH-CFI, 2006).



b) Selección de crecidas reales con picos del mismo orden de las de diseño: se seleccionaron crecidas reales que poseen características hidrológicas que permiten assimilarlas a las recurrencias de interés. Para ello se adoptó como parámetro fundamental el caudal máximo de la crecida y en segundo orden su duración, por encima del caudal límite adoptado de 20000 m³/s.

Estudio integral del río Paraná en su tramo medio y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe. Halcrow, EVARSA e INCOCIV, 2007

En este trabajo se actualizaron las series hidrométricas de margen izquierda y margen derecha del río Paraná y las series de caudales máximos en Corrientes y en la sección Paraná-Santa Fe para la serie 1964/65–2004/05. Asimismo, se les realizó un análisis de frecuencia de extremos utilizando AFM (FICH, 1998), en el cual se elaboraron curvas de niveles hídricos máximos–permanencia–recurrencia, siguiendo los criterios indicados en el Capítulo 6 del libro (FICH, 2000). Al igual que los análisis desarrollados para niveles máximos, se realizó un análisis de caudales máximos con distintas permanencias.

Como caudal máximo diario para 100 años de recurrencia, se adoptó un valor de 64967 m³/s, en base a la distribución exponencial (2p), y un valor muy similar en la sección Santa Fe–Paraná (65114 m³/s).

En relación con la determinación de hidrogramas iniciales de diseño, a partir de la maximización obtenida del análisis de frecuencia de los picos de crecidas para recurrencias de 100 y 1000 años, se construyeron hidrogramas asignando las formas de las crecidas de 1983 (larga duración) y de 1992 (corta duración). Posteriormente, en la conformación de las crecidas de diseño y verificación, se consideró el aporte decaudales desde los tributarios más importantes del tramo medio del río Paraná, considerando la superposición más desfavorable, o sea tributarios con igual recurrencia a la del hidrograma del río e ingresando al mismo con el caudal máximo coincidente con el pico de la onda de crecida del río Paraná. Esto llevó a obtener crecidas de diseño y de verificación con recurrencias superiores a los 100 y 1000 años, respectivamente.

Comparación de caudales máximos de diseño adoptados y valores actualizados

Síntesis de caudales máximos e hidrogramas adoptados

Con relación a los caudales extremos máximos, a efectos comparativos se presentan en el cuadro 6.12 los caudales máximos de diseño, adoptados en diferentes estudios y proyectos desarrollados sobre el sistema del río Paraná Medio en los últimos 30 años, indicándose la serie de análisis considerada, el caudal máximo y la forma de hidrograma adoptado en las simulaciones realizadas.

Del análisis de este cuadro se puede concluir que los valores máximos en Corrientes para la recurrencia de 100 años son todos del mismo orden de magnitud.

Se destaca que con posterioridad a la crecida del año 1998 no se registraron caudales máximos relevantes; la mayor crecida registrada en este último período corresponde al año 1998/99 con 38149 m³/s en Corrientes, y posteriormente la ocurrida en el año hidrológico 2015/16, con un caudal máximo de 36927 m³/s, las cuales ocupan el 9no. y 11mo. lugar de la serie ordenada de caudales máximos que se inicia en 1960/61. Esta última crecida, por las características propias del río en su tramo medio ya mencionadas al inicio de este capítulo, adquirió mayor relevancia relativa en la manifestación de sus alturas, llegando a ser la 6ta. crecida más importante de la serie de alturas máximas anuales en Puerto Santa Fe, en el mismo período.

Cuadro 6.12.

Caudales máximos de diseño adoptados en diferentes estudios (m3/s). (Fuente Paoli, C., 2010)

Estudio	Comitente	Ejecutor	Año	Serie	Sección Corrientes			Forma
					T=100 años	T=250 años	T=1000 años	
Actualización crecidas de diseño para Paraná Medio	AYE	FICH-UNL	1991	1904/05 – 1989/90	54218	60661	70409	1983
				1960/61 – 1989/90	61204		80618	
Estudio Prefactibilidad Leyes - Setúbal	Prov. Santa Fe	FICH (UNL) - INA	1993	1904/05 – 1991/92	56200	63000		
Reconstrucción Costanera Santa Fe	SUPCE Santa Fe	INCO CIV	May-93	1960/61-1991/92	64800	73200		1983
Proyecto Defensa Alto Verde	Prov. Santa Fe	FICH(UNL)	May-93	1960/61 – 1991/92	64800	73200		
Estudio Prefactibilidad. Leyes-Setúbal-2a. Etapa.	Prov. Santa Fe	FICH-UNL-INA	1994	1960/61 – 1991/92	64800	73200		1983 y 1992
Estudio RN 168 - Alto Verde	Prov. Santa Fe / CFI	FICH-UNL	1996	1960/61 – 1994/95	63420	69530 (200a)		Hidrog. Interm. 1983-1992
Estudio Conexión Fis. Rosario – Victoria	Puentes del Litoral	Serman y Asoc.	1998	1904/05 – 1997/98	En la Sección de la Conexión: R100: 60000 y R1000: 75000			1983 y 1992
Estudio Puente Goya - Reconquista	CFI	Huerta y Asoc.	2001	1960/61-1999/00	63415	69229	82730	1983 y 1992
Estudio Actualización Áreas Riesgo	CFI	INA	2006	1960/61 - 2003/04	62200	67877 (200a)	75388 (500a)	Hidrogr. tipo por rango de caudales -
Estudio Integral Leyes – Setúbal	Prov. Santa Fe	HALCROW-EVARSA-INCO CIV	2007	1964/65 - 2004/05	64967	73396	86148	1983, 1992 y 1998
Estudio del Impacto Hidráulico – Ambiental en el Valle Fluvial del Sistema Río Paraná	Prov. Santa Fe / CFI	HALCROW	2011	1964/65 - 2004/05	64967	73396	65114	1992 y 1998
Aprovechamiento Hidroeléctrico Sustentable de un río de llanura	Secretaría de Energía de la Nación	UNL / UNLP	2014	1969/70 - 2012/13	62167			

Análisis de frecuencia de caudales máximos actualizado (hasta 2019/20)

A partir de los estudios indicados en el Capítulo 3, se utilizó el ajuste de la distribución exponencial a las series 1960/61–2019/20 y 1970/71–2019/20, adoptando una serie anual para selección de la muestra, resultando los siguientes valores de caudales máximos anuales para la estación Corrientes:

Cuadro 6.13.

Caudales máximos estimados para distintas recurrencias y recurrencia asignada a las crecidas registradas s/distribución EXP

T (años)	Q _{máx} (m ³ /s)		Año	Q _{máx} (m ³ /s)	T (años)	
	1960/61 - 2019/20	1970/71 - 2019/20			1960/61 - 2019/20	1970/71 - 2019/20
200	66180	67240	1982/83	60215	97	87
100	60430	61410	1991/92	54000	46	42
50	54680	55580	1997/98	50600	31	28
10	41325	42035	1965/66	43800	14	-
2	27970	28495	1989/90	43800	14	12

El análisis realizado le asigna al caudal pico de la crecida de 1983 (Q_p=60215 m³/s) una recurrencia aproximada entre 90 y 100 años, según la serie considerada, y al pico de la crecida de 1992 (Q_p=54000 m³/s), una recurrencia del orden de los 45 años.

Para la serie 1960/61–2019/20 se presenta la figura 6.27, la cual presenta el ajuste de la distribución EXP, incluyendo su intervalo de confianza del 90% y las estimaciones realizadas en diferentes estudios en los últimos 20 años. Claramente todas las estimaciones se ubican dentro del intervalo de confianza determinado para la serie actualizada al presente.

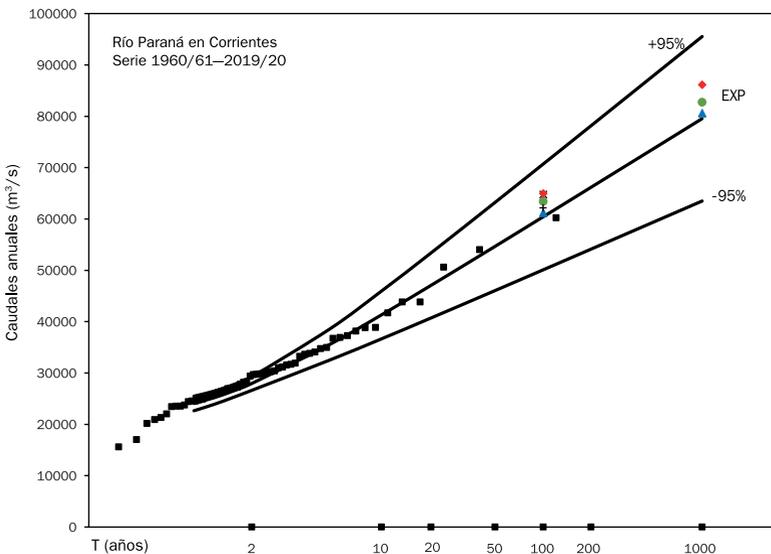


Figura 6.27. Análisis de frecuencia del río Paraná en Corrientes.

Curvas de niveles hídricos máximos–permanencia–recurrencia

Siguiendo los conceptos ya desarrollados, se actualizaron los análisis de alturas diarias máximas anuales y con permanencia de siete, 15 y 30 días en varios sitios del tramo medio del río Paraná. Como estudio de caso, en las figuras 6.28 y 6.29 se presentan las graficaciones de las alturas diarias máximas anuales y máximas anuales con permanencia de 30 días en la estación hidrométrica de Puerto Santa Fe.

Figura 6.28.
Alturas diarias máximas anuales en Puerto Santa Fe.

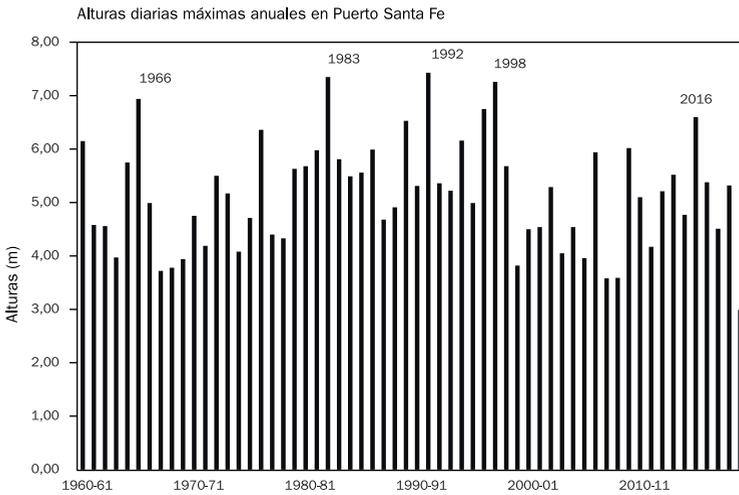
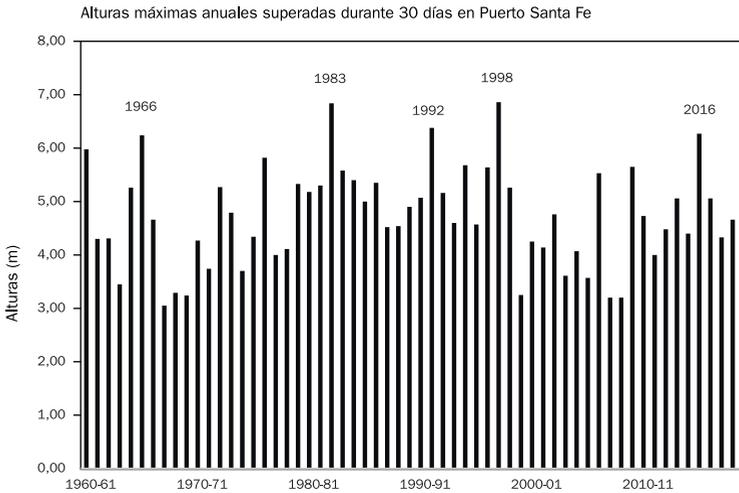


Figura 6.29.
Alturas máximas anuales superadas durante 30 días en Puerto Santa Fe.



Para cada una de las variables definidas, con el modelo $W_xAFMULTI$ se realizó el análisis de frecuencia de las series 1960/61–2019/20 y 1970/71–2019/20. En los cuadros 6.14 y 6.15, se presentan los estadísticos muestrales para las series de niveles máximos consideradas.

	diaria	7 días	15 días	30 días
X	5.15	5.09	4.97	4.69
S	1.02	1.00	0.99	0.97
CV	0.20	0.20	0.20	0.21
CS	0.28	0.23	0.12	0.03

Cuadro 6.14. Estadísticos de alturas hidrométricas (X y S en metros). Serie 1960/61–2019/20.

	diaria	7 días	15 días	30 días
X	5.21	5.15	5.03	4.76
S	1.00	0.98	0.96	0.93
CV	0.19	0.19	0.19	0.20
CS	0.22	0.17	0.06	0.00

Cuadro 6.15. Estadísticos de alturas hidrométricas (X y S en metros). Serie 1970/71–2019/20.

Siendo X: valor medio, S: desvío estándar, CV: coeficiente de variación y CS: coeficiente de asimetría.

A partir de la adaptación de la distribución GEV, y considerando la cota IGN del cero del hidrómetro de Puerto Santa Fe con un valor de 8,18 m IGN, se confeccionaron los cuadros 6.16 y 6.17 con los valores característicos que se indican a continuación.

T (años)	diaria	7 días	15 días	30 días
2	13.25	13.20	13.10	12.85
5	14.21	14.14	14.02	13.74
10	14.75	14.67	14.50	14.20
20	15.21	15.11	14.90	14.57
50	15.73	15.60	15.33	14.96
100	16.07	15.91	15.60	15.19

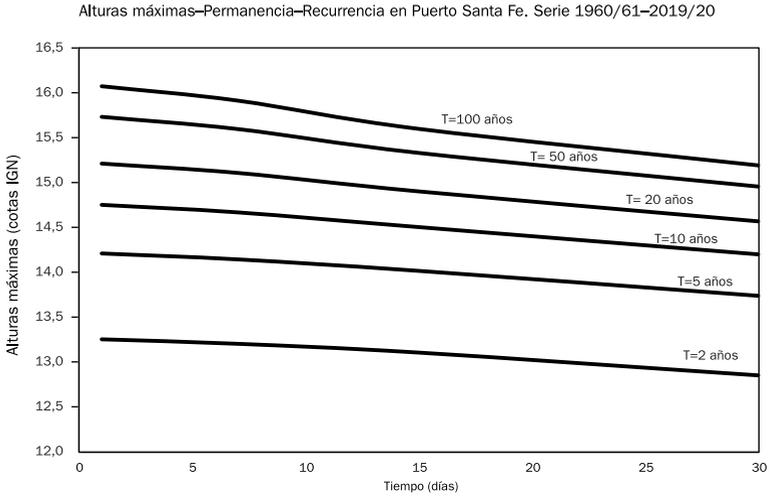
Cuadro 6.16. Alturas máximas para distintas permanencias en Puerto Santa Fe (serie 1960/61–1919/20). Valores en cota IGN (m).

T (años)	diaria	7 días	15 días	30 días
2	13.33	13.28	13.18	12.92
5	14.27	14.19	14.06	13.76
10	14.78	14.69	14.52	14.20
20	15.22	15.10	14.89	14.55
50	15.69	15.55	15.29	14.92
100	16.00	15.84	15.53	15.14

Cuadro 6.17. Alturas máximas para distintas permanencias en Puerto Santa Fe (serie 1970/71–1919/20). Valores en cota IGN (m).

Con esto valores de cota, se actualizó la curva de alturas máximas–permanencia–recurrencia que se observa en la figura 6.30.

Figura 6.30.
Alturas máximas–permanencia–recurrencia en Puerto Santa Fe. Serie 1960/61–2019/20.



Bibliografía

Cacik, P., Paoli, C., Hämmerly, R. y Novara, P. (2019). *Manual de usuario del programa wxAF-Multi*. FICH-UNL.

Paoli, C. U. (2010). Cambios en la serie de caudales máximos en ríos de la región Litoral y su incidencia en parámetros de diseño. En Paoli, C. U., Malinow, G. V. (Eds) *Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes* (pp. 103-113). Ediciones UNL.

US Geological Survey (2019). *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency. Bulletin 17C*. US Department of the Interior.

7.

MODELOS DE PRONÓSTICO

Mario L. SILBER,
Susana B. VANLESBERG

7.

Introducción

Conceptos Teóricos

Modelos de autopronóstico

Modelos de función de transferencia

Identificación de los modelos de función de transferencia

Procedimiento tentativo para la identificación

Identificación de modelos de función de

transferencia por preblanqueo del output

Identificación del modelo de ruido

Aplicación de modelos de función de transferencia

Aplicación de un modelo estocástico univariado a la serie independiente X

Metodología propuesta para la aplicación de los modelos de función de transferencia - ruido

Experiencia del grupo de trabajo: Modelo SV (Silber-Vanlesberg) de pronóstico

Conclusiones

Bibliografía

Introducción

El objetivo de este Capítulo es mostrar las experiencias realizadas para lograr un sistema de pronóstico de alturas y/o caudales en un determinado tramo de río, realizable a través de un modelo matemático que sintetice de alguna manera su funcionamiento.

Este trabajo se originó a raíz del Convenio celebrado entre la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas y la Subgerencia de Proyectos Litoral de Agua y Energía Eléctrica S.E., en el año 1990, en el marco del Proyecto de las Naciones Unidas para el desarrollo ARG 85/003, para el Análisis de Frecuencias de Crecidas y Elaboración de Modelos de Pronóstico del Río Paraná en Corrientes.

Conceptos teóricos

Los modelos matemáticos responden a distintas escuelas, y abarcan un amplio espectro que se desenvuelve desde los esquemas puramente determinísticos, como por ejemplo, ecuaciones diferenciales, hasta los puramente estocásticos, como los empleados para generar variables aleatorias.

Modelos de autopronóstico

Se entiende por “modelo de autopronóstico” a todo modelo de series de tiempo, útil tanto para simulación como para pronóstico, que utiliza los valores actuales y anteriores de la serie para predecir, con un determinado grado de confiabilidad, valores futuros de la misma serie de tiempo.

El ejemplo característico son los modelos ARIMA (autorregresivos-promedios móviles integrados), caso general que engloba a los tradicionales autorregresivos markovianos, a los promedios móviles y a algunos casos no estacionarios.

Los modelos de autopronóstico son del siguiente tipo:

$$\phi(B) \cdot (1-B)^d \cdot z_t = \theta(B) \cdot a_t \quad (7.1)$$

siendo:

B: operador backward o traslado hacia atrás

$\phi(B)$: operador autorregresivo estacionario de orden p

d: orden de la diferenciación

z_t : diferencia entre la variable y su media

$\theta(B)$: operador de promedios móviles de orden q

a_t : errores de pronóstico de adelanto 1

Para efectuar el ajuste de los modelos se puede emplear una variedad de métodos, entre ellos el de Marquardt, un método de mínimos cuadrados no lineal. Se basa en la minimización de la suma de cuadrados de los errores de pronóstico; la superficie de errores (en un espacio de $p+q+2$ dimensiones) es paralela a la superficie de máxima verosimilitud, por lo que el método es también máximo verosímil. Para la aplicación del algoritmo de Marquardt de aproximaciones sucesivas se usaron dos criterios de detención de iteraciones. El primero de ellos, es que en dos iteraciones sucesivas la diferencia de la suma residual de cuadrados sea menor a una tolerancia predefinida y el segundo es que la mayor diferencia entre los estimadores del mismo parámetro en dos iteraciones sucesivas sea menor que una determinada magnitud prefijada. Un tercer criterio que podría haberse utilizado es fijar el número de iteraciones.

La verificación de estos modelos se realiza exigiendo dos condiciones. La primera de ellas es que los errores de pronóstico de adelanto 1 sean un "ruido blanco" (incorrelado, distribuido normalmente y sin frecuencias circulares ocultas), y la segunda que el coeficiente de correlación entre valores observados y pronosticados sea mayor que 0,98.

La falta de correlación de los errores de pronóstico se verifica a través de la función de autocorrelación residual, la cual debe mantenerse dentro de las bandas de confianza del 95%.

La distribución probabilística de los errores se puede verificar visualmente, representando a los mismos en papel normal.

La presencia (o no) de frecuencias circulares ocultas se comprueba mediante la estimación del periodograma integrado residual, el cual debe ubicarse aproximadamente sobre una recta de 45° y también dentro de las bandas de confianza del 95% (esto puede hacerse debido a la semejanza que existe entre la representación del periodograma integrado residual y la de una distribución de probabilidades, por lo que es aplicable el criterio de Kolmogoroff).

Por “modelo de pronóstico integral” se entiende también a todo modelo de serie de tiempo, con idéntico propósito, pero que utiliza valores no sólo de la serie de tiempo que se desea pronosticar o simular, sino también variables ajenas, o “exógenas”. Es el caso de los modelos ARIMAX que relacionan linealmente los caudales en un instante t en un sitio X_0 con los caudales en instantes $t- t_1$, $t- t_1-1$, $t- t_1-2$, en el sitio X_1 con los caudales en instantes $t- t_1$, $t- t_1-1$, $t- t_1-2$, en el sitio X_2 , etc..

Luego de un análisis bibliográfico extensivo, se concluye que los modelos más sencillos y fáciles de operar son los sistematizados por Box & Jenkins, es decir, los modelos ARIMA. Para el modelo de pronóstico integral se intentó trabajar con los modelos de función de transferencia, similares a los de regresión múltiple.

Modelos de función de transferencia

Los modelos de función de transferencia son particularmente aptos para describir el comportamiento de procesos hidrológicos. Su construcción es muy importante porque sólo cuando se comprenden las características dinámicas de un sistema son posibles la dirección, manipulación y control del mismo.

Supóngase que X mide el nivel de una entrada de un sistema: en este caso X mide los caudales (o alturas) en el punto de arranque del sistema de pronósticos. Supóngase además que X influye el nivel de salida Y del sistema, en el caso que se presenta esto corresponde al puerto inmediato inferior.

Es usual el caso de que -debido a la *inercia* del sistema- un cambio de X (de un nivel a otro) no tenga efectos inmediatos en la salida, sino que se producirá una respuesta retardada, con Y eventualmente llegando a un nuevo estado de equilibrio (a un nuevo nivel, en este caso no se está hablando de niveles hidrométricos sino de *niveles de respuesta*). Este cambio se denomina respuesta dinámica, y un modelo que describa esta respuesta dinámica es denominado *modelo de función de transferencia*. Se supone, lógicamente, que las observaciones a la entrada y a la salida están realizadas a intervalos equiespaciados de tiempo.

Aun bajo condiciones cuidadosamente controladas, otras variables (además de X) pueden influenciar a Y . El efecto combinado de estas otras variables sobre Y será denominado *disturbio o ruido*. Un modelo que trabaje con datos reales debe tener en cuenta no sólo la relación dinámica que asocia a X con Y sino también al ruido que infecta al sistema. Tales modelos conjuntos se obtienen combinando un modelo determinístico de *función de transferencia* con un *modelo estocástico de ruido*.

En este caso que nos ocupa, la clase parsimoniosa (modelos con adecuada cantidad de parámetros) de modelo de función de transferencia es:

$$Y_t - \delta_1 Y_{t-1} \dots - \delta_r Y_{t-r} = \omega_0 X_{t-b} - \omega_1 X_{t-b-1} - \dots - \omega_s X_{t-b-s} \quad (7.2)$$

o bien:

$$Y_t = \delta^{-1}(B)\omega(B)X_{t-b} \quad (7.3)$$

En estos modelos, X_t y Y_t son los desvíos de la situación de equilibrio de la entrada y salida del sistema; B es el operador "backward" o retroceso, δ y ω son parámetros, y el cociente entre los operadores $\delta(B)$ y $\omega(B)$ es la *función de transferencia*:

$$\delta^{-1}(B)\omega(B) = \nu(B) = \nu_0 + \nu_1 * B + \nu_2 * B^2 + \dots \quad (7.4)$$

El modelo combinado función de transferencia – ruido sería:

$$Y_t = \delta^{-1}(B)\omega(B)X_{t-b} + N_t \quad (7.5)$$

en el cual un sistema lineal está corrupto a la salida por el ruido N_t , el que se supone generado por un proceso ARIMA estadísticamente independiente de la entrada X_t .

En el proceso de identificación del tipo de modelo de función de transferencia, lo que más interesa es identificar los órdenes r y s de los operadores de la función de transferencia y poder adoptar valores iniciales para los parámetros δ y ω y el retardo b .

La identificación del modelo es más sencilla si la entrada al sistema es un ruido blanco (una variable con las características mencionadas en el punto anterior). Cuando las entradas originales son generadas por algún otro proceso estocástico, es posible la identificación si se utiliza la técnica llamada *preblanqueo*.

Si el proceso de entrada es diferenciado para lograr que sea estacionario, y así pueda ser representado por un modelo ARMA (Autoregresivo - Promedios Móviles); luego, es factible emplear métodos de identificación y estimación para obtener un modelo para el proceso X_t . Este modelo transforma a la serie de entrada, correlacionada, en una serie no estructurada o de valores independientes o de ruidos blancos, pudiéndose obtenerse además una estimación de S (desvío de la serie filtrada). El mismo filtro o transformación se adopta para la serie de salida Y_t .

Identificación de los modelos de función de transferencia

Se supone que el modelo:

$$Y_t = \delta^{-1}(B) \cdot w(B) \cdot X_{t-b} + N_t \quad (7.6)$$

corresponde a un sistema lineal, en el cual el ruido N_t que corrompe a la salida (y que es estadísticamente independiente de X_t) es generado por un proceso ARIMA.

Como ya se mencionó, llegados a este punto lo que más interesa es detectar los órdenes r y s de los operadores de la función de transferencia y además poder adoptar valores iniciales para los parámetros δ y ω y el retardo b .

Procedimiento tentativo para la identificación

Supóngase que el modelo de función de transferencia es el siguiente:

$$Y_t = v(B) \cdot X_t + N_t \quad (7.7)$$

$$Y_t = \delta^{-1}(B) \cdot w(B) \cdot X_{t-b} + N_t \quad (7.8)$$

siendo:

$$\delta(B) = 1 - \delta_1 B - \delta_2 B^2 - \dots - \delta_r B^r \quad (7.9)$$

$$\omega(B) = \omega_0 - \omega_1 B - \omega_2 B^2 - \dots - \omega_s B^s \quad (7.10)$$

El proceso de identificación consiste en:

- a- derivar estimaciones primarias o groseras de los pesos v_j .
- b- utilizar estas estimaciones para obtener aproximaciones de los órdenes r , s y b .
- c- reemplazar estos v_j estimados en las ecuaciones siguientes, con los r , s y b obtenidos anteriormente; así es posible obtener valores iniciales de los parámetros δ y ω :

$$v_j = 0, j < b$$

$$v_j = \delta_1 \cdot v_{j-1} + \delta_2 \cdot v_{j-2} + \dots + \delta_r \cdot v_{j-r} + \omega_0, j = b \quad (7.11)$$

$$v_j = \delta_1 \cdot v_{j-1} + \delta_2 \cdot v_{j-2} + \dots + \delta_r \cdot v_{j-r} - \omega_{j-b}, j = b+1, \dots, b+s$$

$$v_j = \delta_1 \cdot v_{j-1} + \delta_2 \cdot v_{j-2} + \dots + \delta_r \cdot v_{j-r}, j > b+s$$

En el modelo anterior, los pesos de la función impulso-respuesta consistirán de :

- b valores v_0, v_1, \dots, v_{b-1} iguales a cero.
- $s-r+1$ valores $v_b, v_{b+1}, \dots, v_{b+s-r}$ que siguen un *esquema no fijo* (si $s < r$ estos valores no existen).
- valores de v_j con $j \geq b+s-r+1$ que siguen el esquema de una ecuación en diferencias de orden r, la cual tiene r valores iniciales $v_{b+s-r+1}, \dots, v_{b+s-r+r}$. Los valores iniciales v_j para $j < b$ son nulos. Si la ecuación es exponencial simple, $r=1$, y si es doble exponencial es $r=2$.

Identificación de modelos de función de transferencia por preblanqueo del output

La identificación del modelo es más sencilla si la entrada al sistema es un ruido blanco. Cuando las entradas originales son generadas por algún otro proceso estocástico, es posible la identificación si se utiliza la técnica llamada *preblanqueo*.

Si el proceso de entrada diferenciado (x_t) es estacionario puede ser representado por un modelo ARMA. Entonces es factible emplear métodos de identificación y estimación para obtener un modelo para el proceso x_t :

$$\phi_x(B)\theta_x^{-1}(B)x_t = \alpha_t \quad (7.12)$$

Este modelo transforma a la serie de entrada correlacionada (o con estructura) en una serie no estructurada de ruidos blancos. Puede obtenerse, además, una estimación de $S^2\alpha$.

Si se emplea *la misma transformación* a la serie de salida y_t se obtendrá:

$$\beta_t = \phi_x(B)\theta_x^{-1}(B)y_t \quad (7.13)$$

Por lo tanto, el modelo a la salida puede expresarse como:

$$\beta_t = v(B)\alpha_t + \varepsilon_t \quad (7.14)$$

ε_t es la serie de ruidos transformados, definida por:

$$\varepsilon_t = \phi_x(B)\theta_x^{-1}(B)n_t \quad (7.15)$$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación (*) por α_{t-k} y aplicando el operador esperanza se obtiene:

$$C_{\alpha\beta}(k) = v_k \sigma_\alpha^2 \quad (7.16)$$

siendo ésta la expresión de la cross-covarianza de lag k entre α y β .
Así:

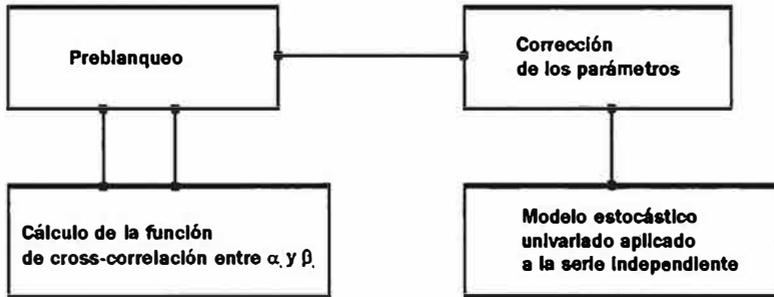
$$v_k = C_{\alpha\beta}(k) / \sigma_\alpha^2 = r_{\alpha\beta}(k) \sigma_\beta / \sigma_\alpha \dots\dots\dots k = 0,1,2,\dots \quad (7.17)$$

Después de preblanqueada la entrada, la función de cross-correlación entre la entrada preblanqueada y la correspondiente salida transformada es directamente proporcional a la función impulso respuesta (v_j).

Cuando este procedimiento se lleva a la práctica, todos los valores de las ecuaciones anteriores deberán ser estimados a partir de las muestras.

- La interpretación de la función de cross-correlación en general permite:
- *decidir sobre el retardo (b)*
 - *seleccionar los órdenes de los operadores autorregresivos y de promedios móviles para describir la estructura de las series dependiente e independiente.*

El esquema correspondiente a la metodología descrita es el siguiente:



Identificación del modelo de ruido

Se retomará el modelo general:

$$y_t = v(B).x_t + n_t \quad (7.18)$$

siendo :

$$n_t = (1-B)^d N_t \quad (7.19)$$

Como ya han sido hechas estimaciones preliminares $v(B)$ del modelo de función de transferencia, se puede encontrar una estimación de la serie de ruidos:

$$n_t = y_t - v(B) x_t \quad (7.20)$$

$$n_t = y_t - v_0 \cdot x_t - v_1 \cdot x_{t-1} - v_2 \cdot x_{t-2} - \dots \quad (7.21)$$

$v(B)$ puede ser reemplazado por el modelo tentativo de función de transferencia $\delta^{-1}(B) \omega(B)$, determinado por el proceso de identificación preliminar. Entonces:

$$n_t = y_t - \delta^{-1}(B) \omega(B) \cdot x_{t,b} \quad (7.22)$$

puediendo calcularse n_t de la siguiente manera:

$$n_t = y_t + \delta_1 \cdot (n_{t-1} - y_{t-1}) + \dots + \delta_r \cdot (n_{t-r} - y_{t-r}) - \omega_0 \cdot x_{t,b} + \omega_1 \cdot x_{t,b-1} + \dots + \omega_s \cdot x_{t,b-s} \quad (7.23)$$

Analizando las funciones de autocorrelación y autocorrelación parcial de n_t se puede llegar a identificar el tipo de modelo de ruido.

Algunas consideraciones sobre la identificación de modelos de función de transferencia

1.- En la mayor parte de las situaciones prácticas, el efecto del ruido es apreciable; por esto debe adoptarse, en general, un modelo de primero o segundo orden para que la descripción del sistema natural sea adecuada.

2.- La estimación eficiente es posible sólo asumiendo que como se conoce la forma del modelo los estimadores v_k , calculados como se ha descrito, son generalmente ineficientes. Se los emplea en la etapa de identificación debido a lo sencillo de su cálculo, y pueden indicar la forma del modelo que luego se ajustará por métodos más elaborados.

3.- Si los estimadores anteriores fuesen eficientes, la cantidad de v 's que serían necesarios para representar totalmente a la función impulso-respuesta sería bastante más grande que el número de parámetros en un modelo de función de transferencia. Sin embargo, en los casos donde los δ y ω de una función de transferencia adecuada pueden ser estimados con precisión, los estimadores de los v correspondientes pueden tener grandes varianzas y pueden estar altamente correlacionados.

4.- La varianza del valor:

$$r_{\alpha\beta}(k) = v_k \cdot S_\alpha / S_\beta \quad (7.24)$$

es del orden $1/n$. Entonces puede esperarse que los estimadores $r_{\alpha\beta}$ y por lo tanto, los v_k estén ocultos por el ruido a menos que S_α sea razonablemente grande comparada con el ruido, o que n sea muy grande. Luego, el

procedimiento de identificación requiere que las variaciones en la entrada x_t sean razonablemente grandes comparadas con las variaciones debidas al ruido y/o que se disponga de un gran volumen de datos. Cuando no se satisfacen estos requerimientos, el procedimiento de identificación puede fallar, y sólo es posible realizar estimaciones groseras con los datos disponibles.

Aplicación de modelos de función de transferencia

Se presenta el análisis realizado para identificar, estimar y probar un modelo combinado de función de transferencia – ruido que transforme a la entrada X (caudales en Posadas) en la salida Y (caudales en Corrientes) correspondientes al año hidrológico 1982/1983. Se presenta en la Figura 7.1. ambas series.

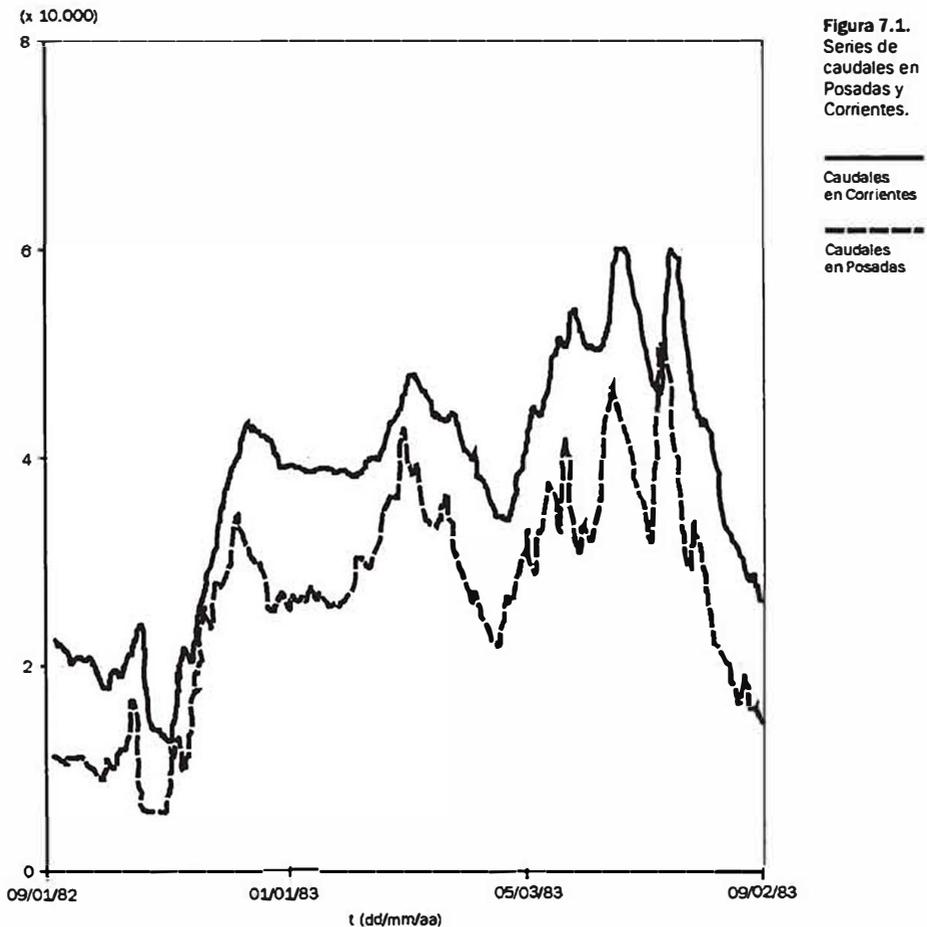


Figura 7.1.
Series de
caudales en
Posadas y
Corrientes.

Al aplicar el procedimiento descrito anteriormente a la entrada (Posadas), se obtienen los parámetros que luego se emplean para “filtrar” la salida (Corrientes). Como ha sido ya explicado, la correlación cruzada o cross-correlación entre los errores de pronóstico a la entrada y los errores de pronóstico a la salida, cuando ésta se filtra con los mismos parámetros que la entrada, brinda el retardo del sistema “b”.

Los modelos de autopronóstico propuestos son del tipo indicado en (7.1):

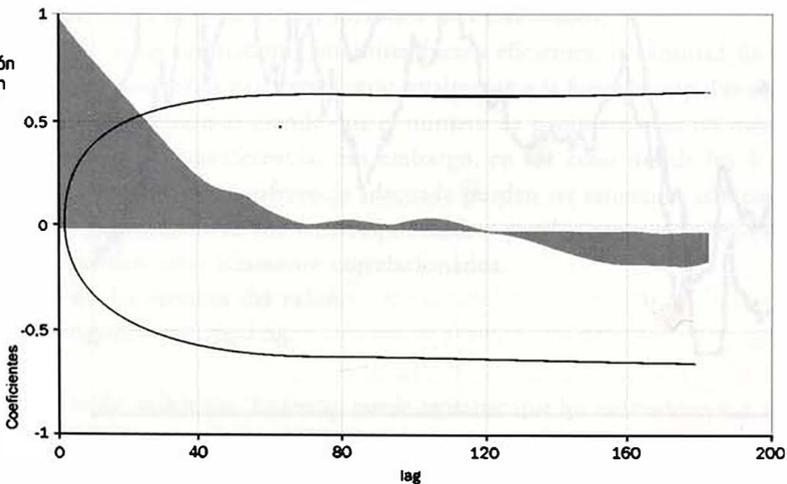
$$\phi(B).(1-B)^d.z_t = \theta(B).a_t$$

Se ajustaron 30 modelos de este tipo, uno para cada año hidrológico, desde 1960/61 hasta el 1989/90 inclusive. Se propusieron para el ajuste de cada año modelos ARIMA (2,0,0) a ARIMA (4,0,1).

Aplicación de un modelo estocástico univariado a la serie independiente X

Del análisis de las funciones correspondientes (se presentan las funciones de autocorrelación y autocorrelación parcial en Posadas – Figura 7.2. y Figura 7.3.) puede determinarse en primera instancia que el modelo apropiado para representar a la serie de Posadas es un AR(2). A pesar de esto se eligió un AR(4) debido a que en la mayoría de los casos éste es el modelo que mejor se ajusta a las series temporales anuales observadas en este puerto. Esta sobreparametrización, o falta de parsimonia, no afecta mayormente el tiempo de cálculo ni dificulta el proceso, ya que los modelos autorregresivos son sencillos de operar y de rápida resolución, al contrario de lo que ocurre con los modelos mixtos o integrados.

Figura 7.2.
Función de autocorrelación
- Caudales en Posadas.



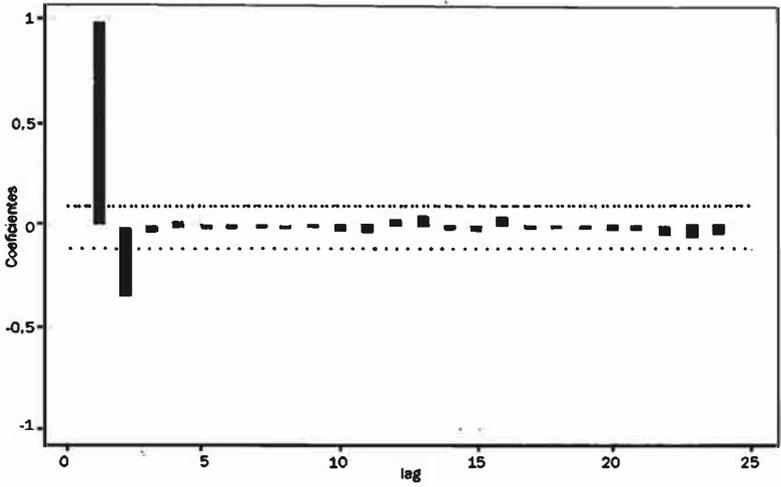


Figura 7.3. Función de autocorrelación parcial – Caudales en Posadas.

Los resultados de este ajuste son:

- $\phi_1 = 1,73688$
- $\phi_2 = -0,93927$
- $\phi_3 = 0,17530$
- $\phi_4 = 0,02462$
- media = 11428,23897
- cte. = 30,48877
- $S\alpha = 938,34$

En la Figura 7.4. se aprecia la distribución de los errores de pronóstico según este modelo, la que es aproximadamente normal.

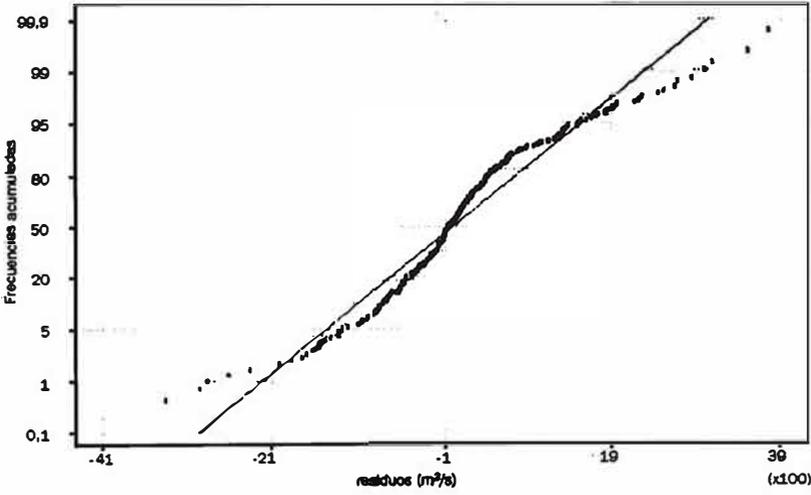


Figura 7.4. Distribución de los errores según AR(4) – Caudales en Posadas.

También puede apreciarse en las Figuras 7.5. y 7.6. las funciones de autocorrelación y periodograma integrado de los residuos. Del análisis de estos tres gráficos se deduce que los errores de pronóstico son aproximadamente un ruido blanco.

Figura 7.5.
Autocorrelación residual AR(4) – Caudales en Posadas.

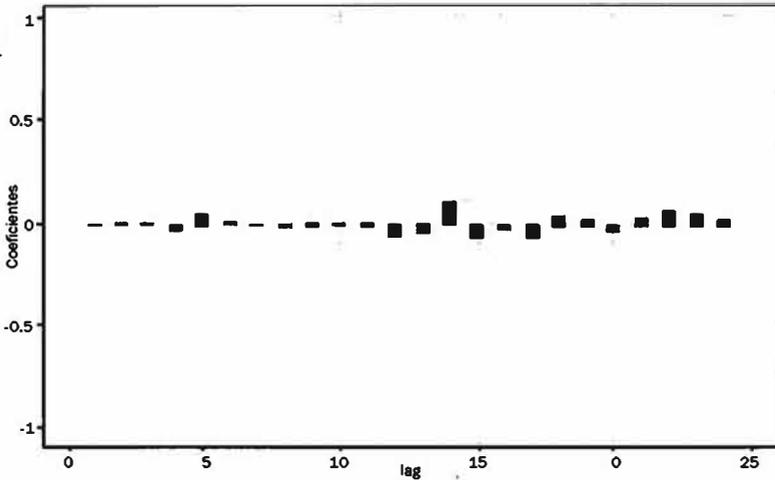
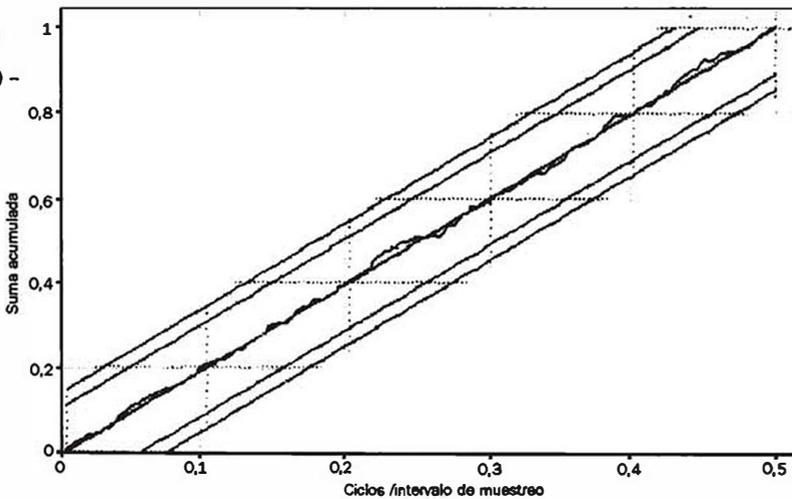


Figura 7.6.
Periodograma integrado residual AR(4) – Caudales en Posadas.



Se presenta en la Figura 7.7. la función de pronóstico brindada por este modelo para la serie analizada.

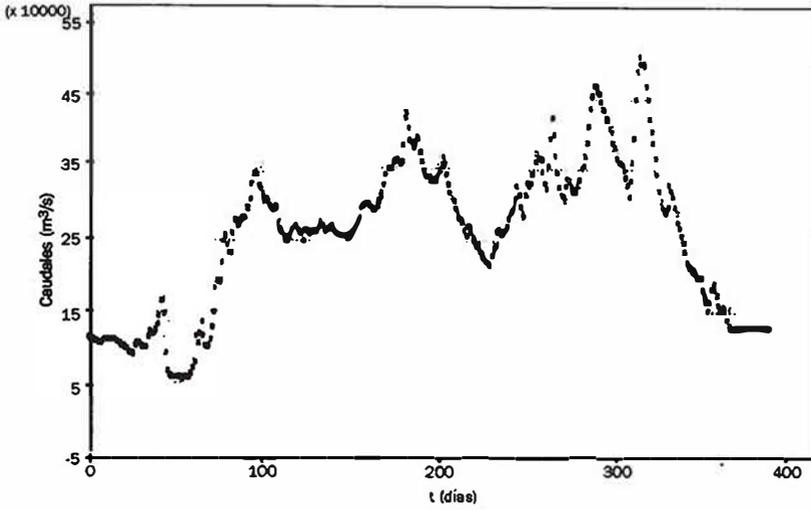


Figura 7.7.
Función de pronóstico AR(4)
- Caudales en Posadas.

En la Figura 7.8. se presenta la regresión entre valores de caudales observados y pronosticados y en la Figura 7.9. se observan las series observada y la pronosticada utilizando el modelo AR(4).

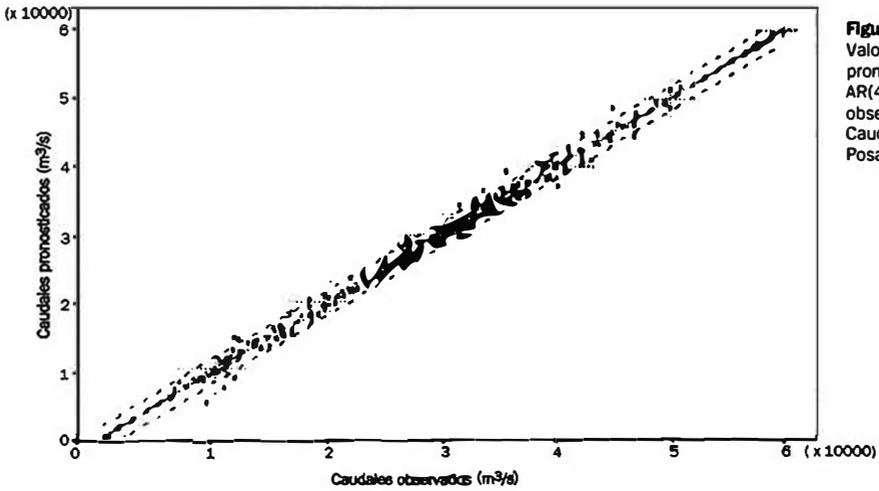
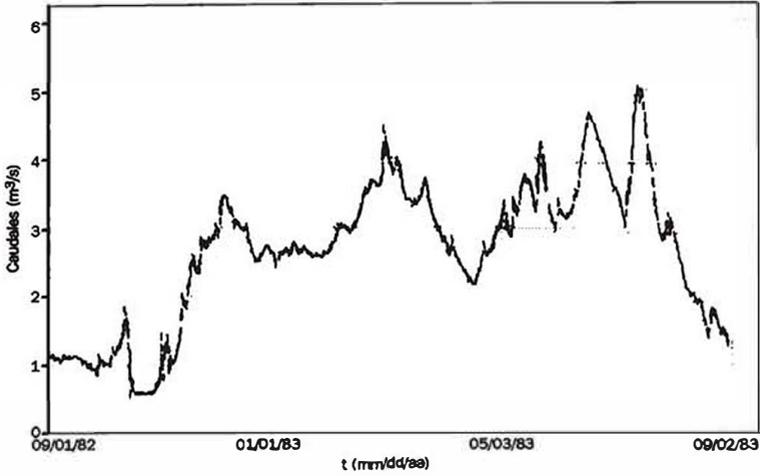


Figura 7.8.
Valores pronosticados AR(4) y observados - Caudales en Posadas.

Figura 7.9.
Series
observada y
pronosticada
AR(4) -
Caudales en
Posadas.



Como un resultado lateral y necesario para el siguiente paso se obtuvo la serie α_t (residuos de la serie X) y su desvío estándar σ_α .

Filtrado de la serie dependiente.

Una vez ajustado el modelo univariado a la serie independiente X_t , (caudales en Posadas) se utiliza el mismo para filtrar la serie dependiente (caudales en Corrientes) para obtener los residuos de esta serie β_t con su correspondiente dispersión σ_β , para este caso $S_\beta = 544,411$.

Estimación de la cross-correlación de los errores

Una vez determinadas las series de residuos α_t y β_t se estima la función de cross-correlación entre ellas, con sus respectivas bandas de confianza determinadas por $\pm 2\sigma$. En la Figura 7.10. se observa esta función en la que puede apreciarse que los valores significativos o que superan estos límites son:

$$r_2 = 0,11857$$

$$r_3 = 0,33065$$

$$r_4 = 0,32573$$

$$r_5 = 0,28160$$

$$r_6 = 0,18632$$

$$r_7 = 0,11316$$

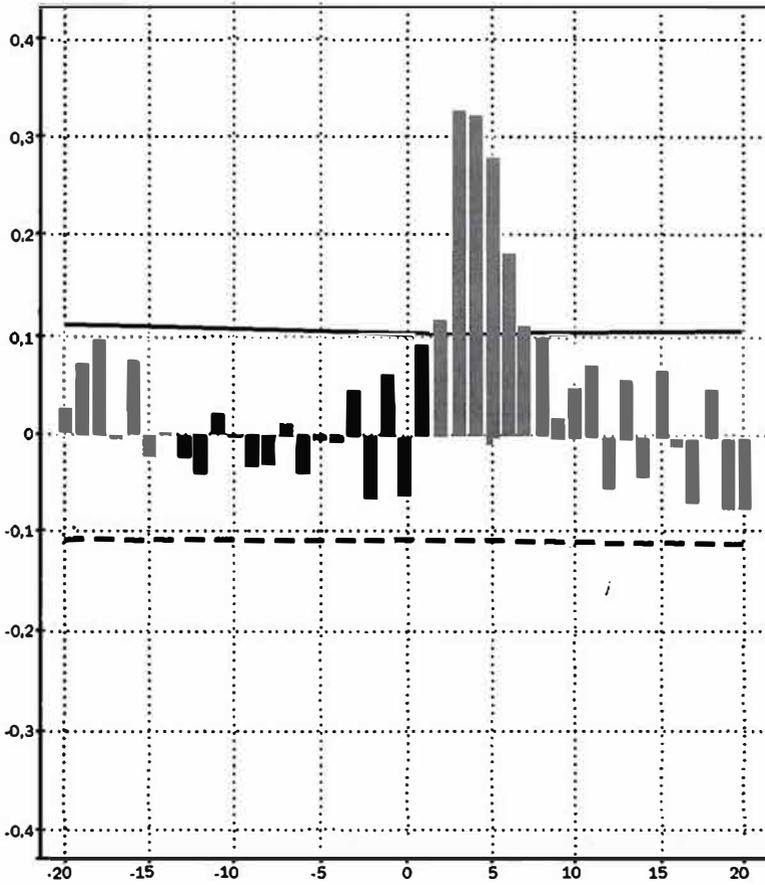


Figura 7.10.
Función de
cross -
correlación alfa
- beta.

Estimación inicial de los pesos de la función impulso-respuesta

Como se ha mencionado, los pesos de la función impulso-respuesta pueden estimarse a través de la expresión (7.17) de la siguiente manera:

$$v_k = r_{\alpha\beta}(k) \cdot S_{\beta} / S_{\alpha}$$

Los valores de los pesos estimados iniciales son:

$$\begin{aligned} v_2 &= 0,0688 \\ v_3 &= 0,1918 \\ v_4 &= 0,1890 \\ v_5 &= 0,1634 \\ v_6 &= 0,1051 \\ v_7 &= 0,0657 \end{aligned}$$

Determinación de los órdenes del modelo de función de transferencia
 Analizando, como ya se describió teóricamente, la función de cross-correlación se puede deducir:

a- el lag b está determinado por la primera cross correlación significativa. En el caso de aplicación presentado, el primer valor que se escapa de las bandas de confianza ocurre para el lag 2.

b- la cantidad de valores que no siguen un patrón fijo (considerando para este análisis sólo los valores significativos), siendo éstos $v_b, v_{b+1}, \dots, v_{b+r}$ y son $s-r+1$ valores.

c- Para el caso analizado pueden darse dos alternativas:

c-1- Si v_2 y v_3 no siguen un patrón fijo, entonces:

$$s-r+1 = 2 \text{ con lo cual } s-r = 1$$

Entonces habrá varias alternativas para las cuales se satisface esta condición:

$$r=1, s=2$$

ó

$$r=2, s=3$$

ó

c-2 – Si sólo v_2 es el que no sigue un patrón, entonces:

$$s-r+1 = 1 \text{ con lo cual } s-r = 0 \text{ y } s = r$$

d- Valores de v_j para $j \geq b+s-r+1$ que sí siguen un patrón y definen el esquema de una ecuación en diferencias de orden r la cual tiene r valores iniciales $v_{r+2}, \dots, v_{b+s-r+1}$.

En este caso que se analiza pueden ser uno o dos valores iniciales que indican el comportamiento exponencial decreciente $r=2$ ó $r=1$:

$$\begin{aligned} & v_{b+s} = v_2 \\ \text{ó} & \\ & v_{b+s} = v_2 \\ & v_{b+s-r+1} = v_3 \end{aligned}$$

Determinación tentativa de los parámetros de la función de transferencia

Como ya se ha detallado, analizando la función de cross-correlación pueden deducirse algunas características del modelo de función de transferencia posible de ajustar:

a- El lag b está determinado por la primera cross-correlación significativa (o sea que se escapa de las bandas de confianza prefijada). En el caso presentado el primer valor que se escapa de las bandas de confianza ocurre en el lag 2.

b- La cantidad de valores que no siguen un patrón fijo, siempre considerando los valores significativos; estos valores son $v_b, v_{b+1}, \dots, v_{b+s-r}$ y son $s-r+1$ valores.

En el caso analizado pueden considerarse dos alternativas para estos valores:

- si v_2 y v_3 son los que no siguen un patrón fijo, entonces:

$$s-r+1=2$$

$$s-r=1$$

Luego habrá varias alternativas que cumplen con la condición anterior:

$$s=2$$

$$r=1$$

$$s=3$$

$$r=2$$

etc.....

- si sólo v_2 es el que se considera que no sigue un patrón fijo entonces:

$$s-r+1=1$$

$$s-r=0$$

$$s=r$$

a- Valores v_j , con $j \geq b+s-r+1$ que sí siguen un patrón y definen el esquema de una ecuación en diferencias de orden r , la cual tiene r valores iniciales $v_{r+s}, \dots, v_{b+s-r+1}$.

En el caso presentado pueden ser 1 ó 2 valores iniciales que indican el comportamiento exponencial decreciente, $r=2$, ó $r=1$:

$$v_{b,s} = v_2$$

ó

$$\begin{aligned} v_{b,s} &= v_2 \\ v_{b,s,r+1} &= v_3 \end{aligned}$$

Con los valores estimados de v_j se plantea el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\begin{aligned} v_j &= 0 && \text{para } j < 2 \\ v_2 &= \omega_0 && (1) \\ v_3 &= \delta_1 \cdot v_2 - \omega_1 && (2) \\ v_4 &= \delta_1 \cdot v_3 - \omega_2 && (3) \\ v_5 &= \delta_1 \cdot v_4 + \delta_2 \cdot v_3 && (4) \\ v_6 &= \delta_1 \cdot v_5 + \delta_2 \cdot v_4 && (5) \\ v_7 &= \delta_1 \cdot v_6 + \delta_2 \cdot v_5 \end{aligned}$$

Determinados así los v 's de las expresiones (4) y (5) se obtuvieron los valores de δ_1 y δ_2 :

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 2,32 \\ \delta_2 &= -1,43 \end{aligned}$$

Así es posible determinar del resto de las expresiones los valores de los ω 's:

$$\omega_0 = 0,0688 \quad \omega_1 = -0,032 \quad \omega_2 = -0,2873$$

y así se puede obtener la primera función de transferencia:

$$(1 - \delta_1 \cdot B - \delta_2 \cdot B^2) \cdot y_t = (\omega_0 - \omega_1 \cdot B - \omega_2 \cdot B^2) \cdot x_{t-2}$$

en la cual:

y_t : es la diferencia entre los caudales en Corrientes y su media.

x_t : es la diferencia entre los caudales en Posadas y su media.

Determinación final de los parámetros del modelo de función de transferencia

El conjunto de parámetros (δ , ω) que se ha obtenido anteriormente, es simplemente un conjunto de valores iniciales, que puede refinarse considerablemente mediante la aplicación de métodos más exactos y precisos.

En general se considera que los estimadores de máxima verosimilitud son los más apropiados (al menos para los modelos estocásticos). Bajo la presunción de que los residuos son distribuidos normalmente, la

aproximación más cercana a los estimadores máximo verosímiles se obtiene mediante la minimización de la suma condicional de cuadrados de los errores de pronóstico.

La expresión de esta suma de cuadrados, el cálculo de sus derivadas con respecto a los parámetros y el algoritmo de búsqueda del mínimo de la función mediante el método de Marquardt, configuran el método de resolución de máxima verosimilitud que se ha empleado en este trabajo.

También se lo ha empleado en la estimación de los parámetros de los modelos estocásticos de ruido.

Se podría haber utilizado cualquier conjunto de valores iniciales para comenzar las iteraciones, pero el empleo del conjunto obtenido por el método lineal disminuye considerablemente el número de iteraciones necesarias para hallar la convergencia.

En definitiva los estimadores obtenidos por el método de Marquardt para el modelo determinístico de función de transferencia Posadas-Corrientes, en el año seleccionado para su presentación, son:

X medio en Posadas = 26.525,7

Y medio en Corrientes = 37.833,6

$\delta_1 = 1,476828$

$\delta_2 = -0,524279$

$\omega_0 = 0,073054$

$\omega_1 = 0,135480$

$\omega_2 = -0,153556$

Estimación de los parámetros del modelo estocástico de ruido

Determinada la función de transferencia es posible estimar caudales en Corrientes. La diferencia entre esta serie estimada y la observada será la serie de ruidos o residuos o errores :

$$Y_t - Y_{t,mf} = N_t$$

Para que el modelo final sea el adecuado sería necesario modelar estos residuos o errores.

La característica más destacada a tener en cuenta a la hora de la estimación de sus parámetros es que su media y la constante deben ser nulas, por lo que la expresión del modelo de ruido sería la siguiente:

$$N_t = \phi_1 \cdot N_{t-1} + \phi_2 \cdot N_{t-2} + \dots + \phi_p \cdot N_{t-p} \quad (7.25)$$

Para proceder a la estimación de los parámetros respectivos se utilizó la metodología convencional para los modelos estocásticos, es decir utilización de las funciones de autocorrelación y autocorrelación parcial, estimación por el método de mínimos cuadrados condicionales (mediante el algoritmo de Marquardt) y verificación a través del correlograma y periodograma integrado residual y normalidad de los mismos.

Puede observarse en las Figuras 7.11., 7.12. y 7.13. la serie de residuos y sus funciones de autocorrelación y autocorrelación parcial, las que la identifican como generada por un proceso AR de bajo orden.

Figura 7.11.
Serie de
residuos $N(t)$.

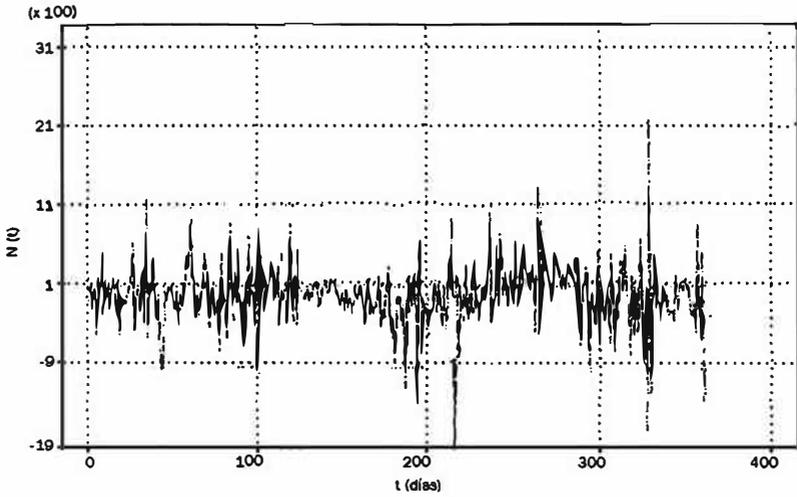
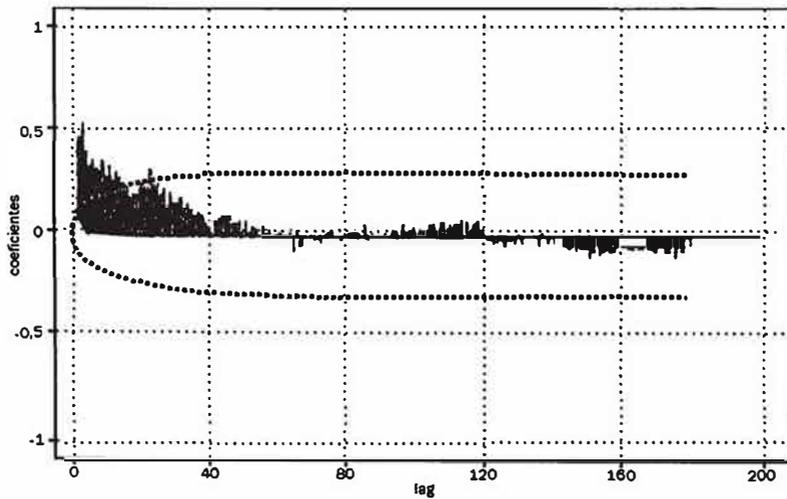


Figura 7.12.
Función de
autocorrelación
serie $N(t)$.



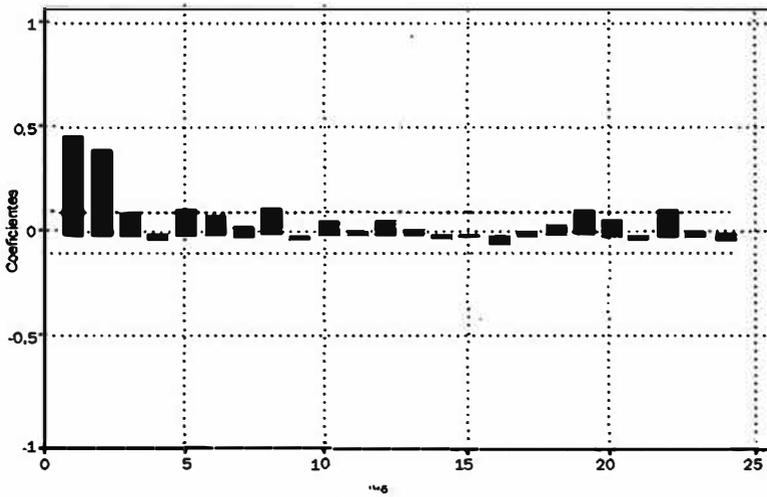


Figura 7.13.
Función de
autocorrelación
parcial serie
 $N(t)$.

Se sobreparametrizó la estimación nuevamente, a los fines de uniformar el procedimiento para que los parámetros de los distintos años hidrológicos sean comparables. En este caso se adoptó un AR(4).

Se presenta también la distribución de los errores de este ajuste, con su respectiva función de autocorrelación de la cual puede inferirse que se trata de un ruido blanco.

**Expresión final del modelo de función de transferencia
para el año analizado (1982/83)**

Considerando los dos modelos planteados, el determinístico de función de transferencia y el estocástico de ruido, el modelo final para el año hidrológico considerado es el siguiente:

$$y_t = \delta_1 y_{t-1} + \delta_2 y_{t-2} + \omega_0 x_{t-2} - \omega_1 x_{t-3} - \omega_2 x_{t-4} + \phi_1 N_{t-1} + \phi_2 N_{t-2} + \phi_3 N_{t-3} + \phi_4 N_{t-4} + a_t$$

siendo:

y_t : caudal en Corrientes - 37.833,6

x_t : caudal en Posadas - 26.525,7

$\delta_1 = 1,476828$

$\delta_2 = -0,524279$

$\omega_0 = 0,073054$

$\omega_1 = 0,135480$

$\omega_2 = -0,153556$

$\phi_1 = 0,23696$

$\phi_2 = 0,41240$

$\phi_3 = 0,09633$

$\phi_4 = -0,04159$

Cuadro 7.1.
Parámetros de los modelos de función de transferencia.

PARAMETROS DE LOS MODELOS DE FUNCION DE TRANSFERENCIA											
Año	Caudales Medios Corrientes	Caudales Medios Posadas	Términos Autorregresivos		Términos de promedios Móviles			Parámetros del Modelo de Ruido			
			d1	d2	w0	w1	w2	f1	f2	f3	f4
60/61	19491.3	13302.1	1.550023	-0.565870	0.107664	0.102814	-0.187471	0.49965	0.44390	0.05413	-0.01697
61/62	14266.2	10595.5	1.559641	-0.589662	0.174055	0.007079	-0.144989	0.75748	0.49126	-0.12806	-0.14455
62/63	13933.3	10533.2	1.532989	-0.546139	0.163020	0.074048	-0.220257	0.83655	0.40143	-0.12114	-0.13495
63/64	12365.6	9523.8	1.529304	-0.557628	0.160462	0.016337	-0.141220	0.70822	0.50911	-0.15049	-0.11913
64/65	18860.9	13893.2	1.636999	-0.650297	0.063291	0.156542	-0.199882	0.48928	0.33662	0.12441	-0.01447
65/66	21711.4	15199.9	1.508573	-0.541209	0.113188	0.032672	-0.095216	0.63107	0.30529	0.18673	-0.15713
66/67	14934.2	12134.8	1.502059	-0.537208	0.189007	0.015872	-0.159106	0.90987	0.35905	-0.08175	-0.20072
67/68	10615.3	8942.2	1.442244	-0.471259	0.217297	0.004750	-0.185389	0.92796	0.45943	-0.26740	-0.13630
68/69	11268.0	8836.3	1.582435	-0.621223	0.195582	-0.064339	-0.080056	1.01266	0.25654	-0.26083	-0.07410
69/70	12278.3	10162.6	1.537679	-0.558126	0.161530	0.089580	-0.224928	1.04944	0.11161	-0.22342	0.02715
70/71	14245.9	10732.5	1.490931	-0.510032	0.179360	0.037990	-0.183573	0.69555	0.45596	0.02361	-0.23300
71/72	12754.8	10884.9	1.554128	-0.572013	0.136838	0.131513	-0.246906	0.85724	0.08946	0.10809	-0.08904
72/73	20559.1	15667.7	1.380283	-0.447762	0.120095	0.048861	-0.084884	0.03087	0.43894	0.30842	0.06314
73/74	19077.8	13956.8	1.590184	-0.608657	0.126288	0.077197	-0.178489	0.67067	0.51582	-0.14671	-0.09779
74/75	14858.6	10694.1	1.159434	-0.277064	0.216072	0.080087	-0.159253	1.18022	0.09275	-0.26963	-0.05712
75/76	17766.2	13314.7	1.442915	-0.504462	0.148077	0.058115	-0.127375	0.52948	0.47102	-0.01479	-0.08588
76/77	18971.9	14116.7	1.352743	-0.417457	0.106764	0.133077	-0.162817	0.25621	0.53481	0.22059	-0.11499
77/78	14513.1	10665.9	1.021050	-0.207791	0.211289	0.092951	-0.089533	0.09572	0.25302	-0.14233	-0.09557
78/79	16606.6	11137.1	1.650611	-0.660444	0.148267	-0.005164	-0.128342	0.83932	0.42954	-0.19977	-0.14220
79/80	21584.3	14358.4	1.509046	-0.560422	0.139654	0.017910	-0.104238	0.55433	0.47936	0.00434	-0.09576
80/81	18531.4	11893.8	1.427415	-0.480898	0.177316	0.021052	-0.128219	0.70896	0.36055	-0.13466	-0.02493
81/82	21770.9	15187.0	1.518636	-0.550882	0.094056	0.054992	-0.103879	0.18720	0.46066	0.21715	0.04151
82/83	37833.6	26525.7	1.476828	-0.524279	0.073054	0.135480	-0.153556	0.23696	0.41240	0.09633	-0.04159
83/84	22503.6	16851.5	1.500693	-0.541620	0.101567	0.095112	-0.154055	0.39148	0.35485	0.10412	0.07530
84/85	20975.1	14479.3	1.480690	-0.505240	0.143315	0.053306	-0.159642	0.42919	0.49089	0.02967	-0.04827
85/86	16282.9	11595.5	1.479182	-0.497349	0.207603	0.032748	-0.202934	0.60586	0.56419	-0.14662	-0.12500
86/87	18551.7	13561.4	1.531397	-0.565242	0.126483	0.037632	-0.115743	0.58318	0.40715	0.06889	-0.16829
87/88	17820.2	13468.2	1.491435	-0.507041	0.136804	0.054037	-0.163057	0.54496	0.42063	-0.06486	0.01642
88/89	17368.0	13304.0	1.341572	-0.375616	0.165452	0.116021	-0.232830	0.46541	0.45250	0.04080	-0.01112
89/90	21706.6	16389.3	1.575206	-0.624044	0.069255	0.020165	-0.035685	-0.00281	0.37285	0.22008	0.12866

Aplicación para la serie de tiempo total

El procedimiento descrito anteriormente fue aplicado a todos los años hidrológicos de la serie 1960/61 – 1989/90. Para generalizar esta aplicación y hacer que los parámetros de los modelos sean comparables en muchos casos están sobreparametrizados.

De cualquier manera, en *todos* los casos se dio que el retardo de los modelos es $b=2$, de manera que, en general, se tiene que el orden de los modelos de transferencia es :

$$r=2 ; s=2; b=2$$

y que el orden de los modelos estocásticos de ruido es:

$$p=4; d=0; q=0$$

Se presentan los cuadros correspondientes, 7.1., 7.2. y 7.3., donde se presentan los estimadores de los parámetros de todos los modelos y además la de los parámetros de los modelos de autopronóstico en Posadas y Corrientes, respectivamente.

PARAMETROS DE LOS MODELOS DE AUTOPRONOSTICO EN POSADAS								
Año	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	Media	Constante	desvio	c c
60/61	1.85724	-0.95442	0.00030	0.09341	10528.752	36.553	299.501	0.996527
61/62	1.89343	-1.11275	0.21072	0.00518	6411.950	21.846	271.741	0.997696
62/63	2.04730	-1.39781	0.33767	0.01058	5409.495	12.320	254.444	0.996357
63/64	1.63115	-0.48504	-0.35874	0.18048	9155.607	284.327	461.293	0.992947
64/65	1.80036	-0.88637	0.05233	0.02673	14238.682	96.876	360.508	0.997899
65/66	1.94599	-1.10004	0.19747	-0.02062	10907.039	78.476	462.914	0.997659
66/67	1.76338	-0.79596	0.01187	0.01864	6700.815	13.878	241.323	0.998521
67/68	1.74748	-0.68156	-0.15639	0.08401	7710.685	49.768	186.427	0.998015
68/69	2.09827	-1.56743	0.48696	-0.05055	8631.878	282.643	337.557	0.993805
69/70	1.85136	-1.09163	0.31727	-0.10488	9906.320	276.148	329.045	0.995415
70/71	1.74198	-0.85375	0.06455	0.01146	10393.465	371.661	447.924	0.992596
71/72	1.93805	-1.43638	0.84913	-0.35191	7430.436	23.067	363.177	0.995171
72/73	1.91482	-1.15518	0.24340	-0.03674	15957.074	537.634	477.995	0.994181
73/74	1.71863	-0.85619	0.15149	-0.03681	14424.859	330.199	456.027	0.992925
74/75	1.70595	-0.72817	-0.10478	0.10002	10822.715	291.820	369.058	0.991245
75/76	1.74407	-0.92590	0.21109	-0.06307	13132.810	496.497	460.641	0.990521
76/77	1.67696	-0.70474	0.07927	-0.05852	13596.514	95.566	364.941	0.997969
77/78	1.67145	-0.53256	-0.29727	0.13743	10127.815	212.141	326.473	0.994658
78/79	1.74658	-0.72563	-0.17788	0.12554	10991.775	342.621	408.009	0.992069
79/80	1.63915	-0.50932	-0.35169	0.21211	10187.876	99.441	549.797	0.992686
80/81	1.69329	-0.94446	0.23910	-0.00293	10928.825	164.007	497.796	0.991960
81/82	1.36300	-0.26717	-0.08997	-0.04208	14202.432	514.335	786.759	0.989981
82/83	1.73668	-0.93927	0.17530	0.02462	11428.239	30.489	938.340	0.996034
83/84	1.45355	-0.51963	0.06339	-0.00679	13733.852	157.875	758.531	0.991921
84/85	1.35115	-0.40208	-0.03937	0.04559	14717.179	658.044	702.940	0.976787
85/86	1.46218	-0.50455	-0.01150	0.00451	11750.442	580.012	476.905	0.980578
86/87	1.70617	-0.86978	0.08359	0.03630	11639.310	508.970	696.115	0.989719
87/88	1.55568	-0.71254	0.02603	0.09557	12543.638	442.200	535.001	0.983663
88/89	1.46911	-0.34663	-0.19987	0.03497	12802.255	286.969	526.925	0.992509
89/90	1.65565	-0.67214	-0.07368	0.06207	16720.003	469.740	988.173	0.990640

Cuadro 7.2. Parámetros de los modelos de autopronóstico en Posadas.

PARAMETROS DE LOS MODELOS DE AUTOPRONOSTICO EN CORRIENTES								
Año	ϕ1	ϕ2	ϕ3	ϕ4	Media	Constante	desvio	c.c.
60/61	1.75200	-0.56262	-0.29163	0.10093	12906.346	18.234	199.652	0.999553
61/62	1.88268	-0.71028	-0.41553	0.24131	10104.889	18.447	161.599	0.999384
62/63	1.96531	-0.86933	-0.38623	0.28931	7499.979	7.083	165.872	0.999397
63/64	1.85688	-0.67906	-0.40798	0.21288	12162.007	210.221	223.247	0.998660
64/65	1.91632	-0.79017	-0.31525	0.18841	8947.170	6.195	180.872	0.999732
65/66	1.95878	-0.96592	-0.05271	0.05747	17883.855	42.219	226.047	0.999699
66/67	2.01881	-0.99109	-0.20778	0.17912	9218.272	8.673	125.083	0.999746
67/68	1.94219	-0.77225	-0.44776	0.27567	11979.242	25.854	104.780	0.999511
68/69	2.12793	-1.20366	-0.15723	0.21749	11025.502	170.542	174.778	0.998884
69/70	2.21319	-1.54751	0.30983	0.01124	11991.107	158.945	155.426	0.999227
70/71	1.84265	-0.68983	-0.34962	0.17890	13900.086	248.840	259.884	0.998445
71/72	2.06761	-1.22450	0.07920	0.07503	9581.869	25.419	165.094	0.999087
72/73	1.64159	-0.35536	-0.49350	0.17648	20524.145	631.811	345.516	0.997545
73/74	1.96950	-0.80050	-0.51947	0.33383	18538.573	308.401	210.405	0.998975
74/75	1.68118	-0.40292	-0.55287	0.24619	14697.013	417.740	259.524	0.996269
75/76	1.87994	-0.74199	-0.33013	0.17747	17463.611	256.863	215.183	0.998489
76/77	1.67391	-0.34991	-0.47442	0.14744	21701.608	64.781	220.030	0.999404
77/78	1.70142	-0.48527	-0.36837	0.14006	13214.893	160.381	242.013	0.997471
78/79	1.97626	-0.95387	-0.21336	0.17224	16605.913	310.992	200.384	0.998730
79/80	1.87032	-0.76053	-0.33593	0.21763	21093.010	179.416	262.695	0.998163
80/81	1.93923	-0.95743	-0.19525	0.20948	17730.663	70.236	230.164	0.998725
81/82	1.65963	-0.39024	-0.38888	0.11786	12111.403	19.708	308.698	0.998961
82/83	1.70045	-0.44989	-0.45002	0.19806	23564.349	33.027	487.870	0.999161
83/84	1.80258	-0.78268	-0.13451	0.11134	26277.534	85.743	322.332	0.998509
84/85	1.65953	-0.43985	-0.40006	0.17144	18767.996	167.733	293.802	0.996739
85/86	1.73216	-0.48441	-0.52553	0.27221	19050.067	106.042	267.109	0.997571
86/87	1.92330	-0.88930	-0.22996	0.19016	15991.882	92.750	303.536	0.998476
87/88	1.72675	-0.58843	-0.32076	0.17889	14080.223	49.948	241.631	0.997495
88/89	1.59171	-0.35849	-0.31801	0.07424	17345.109	182.900	335.533	0.997478
89/90	1.78874	-0.50261	-0.53785	0.24758	14572.227	60.365	375.259	0.998466

Cuadro 7.3. Parámetros de los modelos de autopronóstico en Corrientes.

Si se analiza la evolución de cada parámetro, es bastante obvio que es imposible suponer que la serie total puede ser representada por los valores medios de los parámetros, ya que su variabilidad, año a año, es muy grande. Esto sucede tanto para los modelos de autopronóstico en la entrada y salida del subsistema Posadas - Corrientes, como en los modelos de función de transferencia y de ruido.

Por otra parte, es lógico suponer que tal variabilidad *no disminuirá* a medida que el sistema se transforme de uno de *input* simple a uno de *inputs* múltiples.

Metodología propuesta para la aplicación de los modelos de función de transferencia – ruido

En función de todo lo expresado, la hipótesis de trabajo que a los autores les ha parecido más razonable es realizar en principio una actualización semanal de los parámetros de los modelos y en base a ellos los pronósticos del sistema Posadas – Corrientes de la siguiente forma:

- Estimar los parámetros de un modelo de autopronóstico en Posadas de forma realmente parsimoniosa (es decir sin sobreparametrización) y obtener la serie de residuos para las entradas α_t .

- En base a los parámetros determinados anteriormente *preblanquear* la serie de Corrientes, de manera de obtener la serie β_t .

- Estimar el retardo b de la función de transferencia, y los estimadores v_k a partir de la función de cross-correlación $r_{\alpha\beta}$ conjuntamente con r y s .

- Resolver el sistema lineal de las ecuaciones planteadas anteriormente, a los efectos de estimar los valores iniciales de los parámetros δ y ω de la función de transferencia.

- Aplicar el algoritmo de Marquardt para lograr los estimadores mínimo-cuadrados (y máximo-verosímiles), dando como valores iniciales los obtenidos en el punto anterior.

- Obtener la serie de ruidos N a la salida del sistema.

- Modelar parsimoniosamente esta serie de residuos.

- Obtener la expresión final del modelo de función de transferencia – ruido, *válida únicamente para el período considerado*.

- Aplicar este modelo a la función de pronóstico de la entrada al sistema (Posadas), extendida durante una semana, y a sus bandas de confianza para distintos porcentajes, 50%, 90%, 95% y 99%. De esta forma se tendrá un pronóstico en Corrientes con un adelanto igual a 7 días más b , (retardo de la función de transferencia), con las bandas de confianza correspondientes.

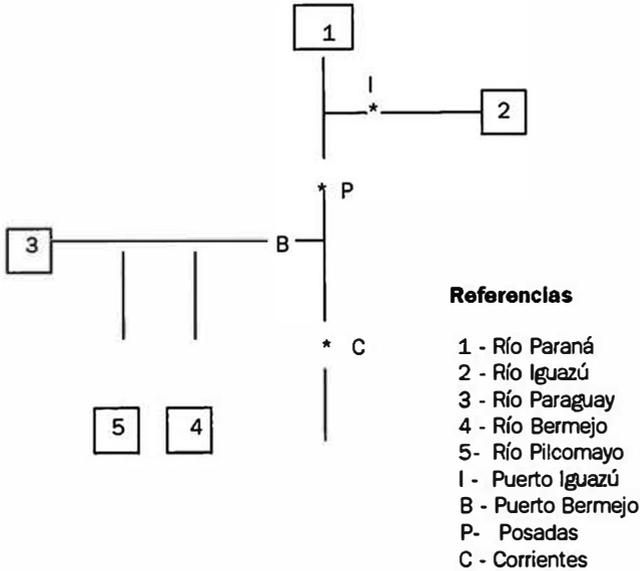
Una vez efectuadas las transformaciones adecuadas a ambas series se obtiene la función de correlación cruzada o cross-correlación, la cual será directamente proporcional a la función impulso respuesta (v_j) cuyos valores son desconocidos y deben estimarse para poder aplicar el modelo. En general la función de cross-correlación permite decidir sobre el retardo y seleccionar operadores particulares, autorregresivos y/o de promedios móviles, para describir la estructura de las series dependiente e independiente.

Una vez obtenida la función de transferencia es posible ajustar este modelo a los valores de la entrada y obtener los de la salida; así será posible obtener los residuos y ajustar un modelo a los mismos. La metodología para proceder al ajuste de los residuos es similar a la descrita para el caso de modelos estocásticos: identificación mediante las funciones de autocorrelación y autocorrelación parcial, estimación por el método de mínimos cuadrados condicionales (mediante el algoritmo de Marquardt) y verificación a través del correlograma y del periodograma integrado residual y de la normalidad de los residuos.

Experiencia del grupo de trabajo: Modelo SV (Silber-Vanlesberg) de pronóstico

El sistema que se analizó consta básicamente de tres cursos de agua: el río Paraná y dos grandes afluentes: el río Paraguay y el río Iguazú, y es presentado en la Figura 1.1. del Capítulo 1.

El esquema topológico de este sistema es aproximadamente el siguiente:



Se trabajó en la búsqueda del modelo pretendido utilizando dos tipos de esquemas: uno llamado de función de transferencia más ruido, el cual es mixto determinístico-estocástico, y uno de diseño propio, basado en "regresiones múltiples propagadas" desde Puerto Iguazú hacia aguas abajo, más un modelo estocástico de autopronóstico en Puerto Iguazú.

Es sabido que -a los efectos de planificación del uso de sistemas- la variable ideal para utilizar es el caudal. Pero esta variable se obtiene a través de mediciones que incluyen a veces groseros errores.

Otra variable -que es consecuencia del caudal- es la altura. En realidad, lo que se utiliza para estimar un caudal es una función que transforma a las alturas en caudales, cuando lo que realmente se mide, una vez conocida la función de transformación, son las alturas, las cuales tienen involucrado un error mucho menor.

Esta variable es englobadora (no generadora), porque depende no solamente del caudal sino también de las condiciones del canal (rugosidad lateral y de fondo), las cuales suelen variar de evento a evento o de año en año.

Por lo tanto, y a pesar de que la utilización de caudales permitiría establecer cierto tipo de controles, se decidió utilizar como variables de los modelos a las alturas. Estas podrán luego transformarse mediante las relaciones adecuadas.

Los modelos presentados de función de transferencia fueron probados en el tramo medio del río Paraná según el esquema topológico presentado. El sistema analizado arranca en Puerto Iguazú, y pasa por las ciudades de Posadas, Corrientes, La Paz, Paraná y Santa Fe, utilizando un nivel de información diaria.

Utilizar este tipo de desagregación permite mantener actualizados los parámetros del modelo, a pesar de ser muy pequeña la variación de los mismos día a día, con más razón con condiciones estables del río.

La utilización de los modelos de función de transferencia, respetando rigurosamente su concepción teórica, no arrojó los resultados esperados en el sistema analizado y al nivel de desagregación diaria utilizada.

Esta experiencia llevó a que se genere una metodología propia, utilizando el soporte conceptual y práctico de la utilización de estos modelos, llegando al Modelo de pronóstico desarrollado por los autores de este Capítulo y que se utiliza para pronóstico de alturas hidrométricas en el tramo medio del río Paraná y con buenos resultados con hasta 7 días de anticipación.

Este Modelo de pronóstico fue experimentado durante la crecida de junio de 1992, y en esta oportunidad han resultado -a nuestro juicio- excelentes pronósticos desde Posadas hasta Santa Fe.

El sistema estudiado es ideal para conformar un esquema de tipo "step-wise" estación a estación y día a día, mediante planteos expresados como la siguiente ecuación en diferencias:

$$HD_i = \sum_{j=1}^{p_i} \phi_j HD_{i-j} + \sum_{k=1}^{q_i} \theta_k HD_{i-k} \quad (7.26)$$

siendo:

HD_i = alturas hidrométricas en la estación aguas abajo de i

ϕ_j = coeficientes autorregresivos de la regresión entre las alturas aguas arriba y aguas abajo

HU_i = alturas hidrométricas en la estación aguas arriba de i

θ_k = coeficientes de promedios móviles de la regresión entre las alturas aguas arriba y aguas abajo

p_i = orden AR (autorregresivo) de la regresión

q_i = orden MA (promedios móviles) de la regresión

El step-wise es un método que permite seleccionar el conjunto óptimo de variables independientes, hace que los órdenes p y q sean ocasionalmente distintos para cada pronóstico, como también producir la eliminación de términos no significativos autorregresivos o de promedios móviles.

El nombrar a los coeficientes de la regresión como “autorregresivos” o de “promedios móviles” no es casual. El esquema que se logra es formalmente semejante al de los modelos de función de transferencia ya descriptos, aunque conceptualmente distinto. En primer lugar, no se lleva a cabo la cross-correlación residual luego del filtrado para la determinación del retardo. En segundo lugar, no se clasifica esta cross-correlación para determinar los órdenes del modelo de función de transferencia. Por último, el ajuste de los parámetros no se realiza por métodos no lineales de aproximación, a partir de determinación de valores iniciales, sino que se estiman por el mismo método de regresión, y no se modela el ruido o residuo.

Este sistema de pronósticos, que como se ha mencionado anteriormente fue desarrollado por los autores, arranca a partir de datos observados en Puerto Iguazú con nivel de desagregación diario; de esta manera se logra mantener actualizados los parámetros del modelo. Este es el punto más conflictivo del esquema, primero porque las variaciones de este hidrómetro son bastante bruscas, fundamentalmente en etapa de crecida; además suelen producirse discontinuidades bastante importantes en las observaciones.

Por estas causas es que es complicado proponer, ajustar y verificar un tipo de modelo ARIMA que satisfaga todos los condicionantes (ya mencionados) aun con transformaciones a las variables.

Por otro lado, aunque se satisfagan ampliamente estas condiciones, la función de pronóstico no siempre es como lo indica el buen criterio hidrológico; el defecto que suelen presentar estas funciones es que las recesiones son demasiado lentas con relación a lo que realmente sucede.

En este caso se han empleado modelos ARIMA para pronosticar; no es imprescindible hacerlo, podría emplearse cualquier tipo de modelo que contenga información proveniente de aguas arriba, u otro tipo de modelo de autopronóstico.

Lo ideal sería la aplicación de un modelo de transformación lluvia - caudal en la cuenca alta del río Paraná y el conocimiento de las políticas de desembalse de las presas ubicadas en territorio brasileño, con lo que se ganaría mucha seguridad en los caudales o alturas pronosticadas en Puerto Iguazú.

La principal ventaja de utilizar modelos ARIMA bien ajustados y con funciones de pronóstico realistas es la determinación de la “banda de confianza”. Esta banda tiene límites bien determinados de acuerdo a la confianza que se le exija al pronóstico. Cuanto mayor la seguridad exigida, de mayor ancho es la banda. Lo mismo sucede con el adelanto del pronóstico: cuanto mayor es el adelanto exigido, mayor es la incertidumbre

(y más alejados están los límites de la banda de la función de pronóstico). De esta manera puede acotarse muy precisamente al pronóstico, cosa que es más complicada de realizar con otro tipo de modelos.

Conclusiones

Este sistema de pronósticos presentado mostró su bondad cuando, en ocasión de la gran crecida del año 1992, el día 15 de junio se pronosticó para el puerto de la ciudad de Santa Fe una altura de pico de $7,45 \text{ m} \pm 0,15 \text{ m}$, con un adelanto de 7 días, habiéndose registrado una marca de $7,42 \text{ m}$, lo cual lleva a pensar que los pronósticos son muy buenos con hasta 10 días de anticipación. Estos resultados se observan en la Figura 7.14. (a, b y c) y el Cuadro 7.4.

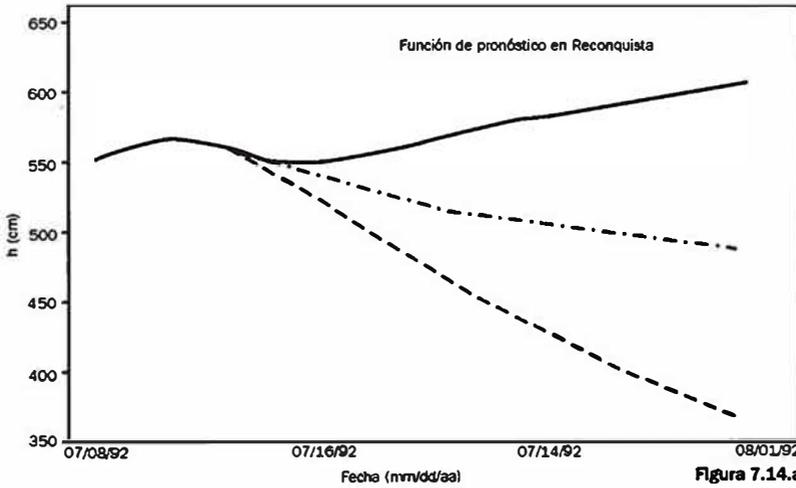
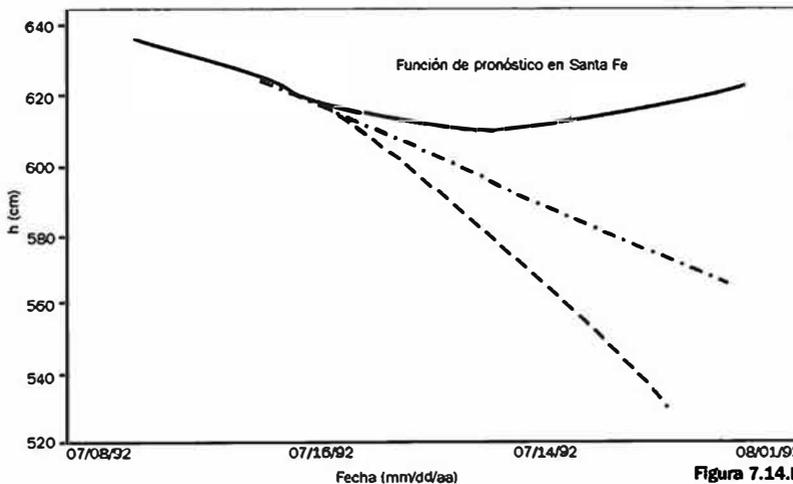
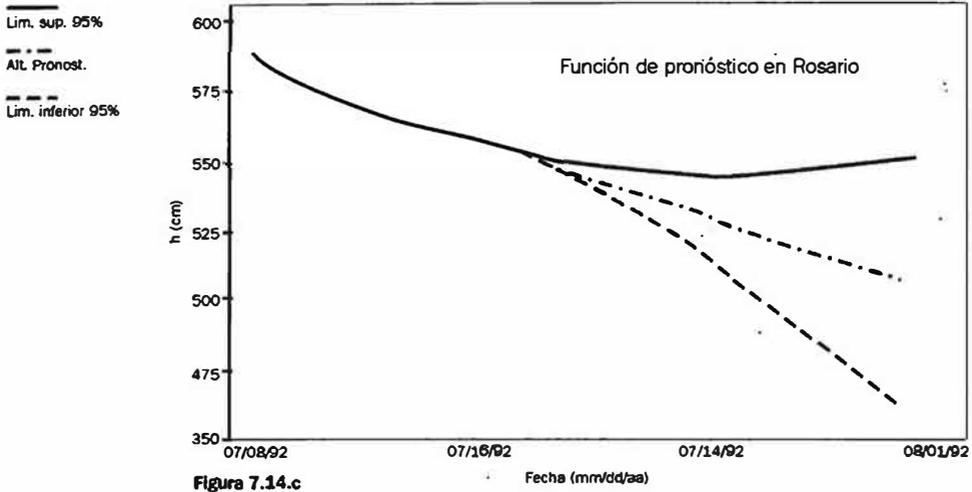


Figura 7.14. Funciones de pronóstico obtenidas con el Modelo de pronóstico SV para las ciudades de Reconquista - Santa Fe - Rosario.





Como los autores de este trabajo suponen que este tipo de crecidas será cada vez más frecuente debido a cambios climáticos y morfológicos permanentes, la adopción de un sistema de pronósticos expeditivos de este tipo puede ser de gran utilidad no sólo para prevenir los desastres que provocan las inundaciones sino también con otros fines como por ejemplo navegación comercial, recreación, tomas de agua, etc.

ALTURAS PRONOSTICADAS PARA DISTINTAS ESTACIONES

Periodo base: 08/07/81 - 07/07/82

d	m	o	POSANAS			CORRIENTE			RECONQUISTA			CANTA DE			RECONQUISTA (*)		
			f.c.p. h (cm)	Lim. Inf. 0.95	Lim. Sup. 0.95	f.c.p. h (cm)	Lim. Inf. 0.95	Lim. Sup. 0.95	f.c.p. h (cm)	Lim. Inf. 0.95	Lim. Sup. 0.95	f.c.p. h (cm)	Lim. Inf. 0.95	Lim. Sup. 0.95	f.c.p. h (cm)	Lim. Inf. 0.95	Lim. Sup. 0.95
8	7	02	281	281	291	889	889	889	558	558	558	848	848	848	589	589	589
9	7	02	284	282	307	882	882	882	581	581	581	842	842	842	582	582	582
10	7	02	281	235	329	847	848	848	588	588	588	837	837	837	578	578	578
11	7	02	278	211	344	828	825	833	588	588	588	833	833	833	571	571	571
12	7	02	275	184	355	813	803	824	586	585	588	830	830	830	588	588	588
13	7	02	272	180	364	802	581	823	580	558	581	827	827	827	585	585	585
14	7	02	270	188	371	594	598	830	552	548	555	824	823	824	582	582	582
15	7	02	267	157	378	588	537	840	544	537	552	820	820	820	580	580	580
16	7	02	265	148	383	583	518	848	538	524	551	818	815	817	557	557	557
17	7	02	263	138	387	578	500	858	532	510	554	811	808	814	554	553	554
18	7	02	261	131	381	574	484	863	527	488	558	807	803	811	550	548	552
19	7	02	258	123	385	568	488	868	523	483	562	802	805	808	547	545	548
20	7	02	257	117	388	565	455	875	518	470	567	807	807	807	543	538	547
21	7	02	256	110	401	561	441	880	515	458	572	803	807	807	538	533	545
22	7	02	254	104	403	556	428	885	512	447	577	808	808	808	535	528	544
23	7	02	252	99	408	552	415	889	508	438	581	804	801	807	532	518	544
24	7	02	251	84	408	548	403	894	506	428	585	807	808	808	528	512	544
25	7	02	248	88	408	545	382	898	503	418	588	807	808	808	524	504	544
26	7	02	248	85	411	541	380	701	500	406	583	807	810	810	520	488	545
27	7	02	247	81	412	537	388	705	487	387	587	807	812	812	517	488	545
28	7	02	245	77	413	533	358	708	484	388	601	803	814	814	514	480	547
29	7	02	244	74	415	530	348	712	481	378	604	808	818	818	510	472	548
30	7	02	243	70	418	528	338	715	488	370	607	805	818	818	507	484	550
31	7	02	242	67	418	523	328	718	488	362	611	802	821	821	504	458	551

* - No incluye efectos de viento y marea

Cuadro 7.4. Alturas pronosticadas para distintos puertos con sus respectivas bandas de confianza obtenidas con el Modelo de pronóstico SV.

Bibliografía

Abramowitz, M; Stegun, I.A. (1965). "*Handbook of Mathematical Functions*", Editado por Dover, New York.

Box & Jenkins (1976). "*Time Series Analysis – Forecasting and Control*", Editado por Holden Day, Oakland.

Bras-Rodríguez Iturbe (1985). "*Random Functions and Hydrology*", Editado por Wesley-Don Mills, Ontario, Canadá.

Draper & Smith (1981). "*Applied Regression Analysis*" 2nd Edition, Editado por Wiley – Interscience, New York.

7.

MODELOS DE PRONÓSTICO Actualización

Jorge COLLINS, José Luis MACOR

7.

Aplicación de un modelo de regresión múltiple basado en la estructura de un modelo determinístico

Introducción

Metodología

Resultados

Conclusiones

Pronósticos hidroclimáticos

Pronóstico del ENOS

Relación ENOS-niveles del río Paraná en Puerto Santa Fe

Bibliografía

Aplicación de un modelo de regresión múltiple basado en la estructura de un modelo determinístico

Introducción

Existen diferentes herramientas que permiten predecir el nivel con un determinado tiempo de antecedencia, a partir de la utilización de observaciones de niveles aguas arriba de la sección de interés. El caso presentado consiste en la aplicación de un modelo de pronóstico de niveles del río Paraná para la ciudad de Santa Fe, basado en la estructura de un modelo determinístico de propagación en ríos (Muskingum), con actualización de sus parámetros a tiempo real, utilizando técnicas de regresión múltiple.

El tramo analizado es de aproximadamente 570 km, desde la ciudad de Corrientes, aguas abajo de la confluencia con el río Paraguay, hasta la ciudad de Santa Fe, figura 7.15. Este tramo recibe aportes de los ríos Corrientes, Guayquiraró, Feliciano, San Javier, y por la extensión del valle de inundación, aportes directos durante el tránsito de la crecida y por precipitaciones sobre el cauce, que puede anticipar o modificar la onda de crecida.



Figura 7.15.

Tramo del río Paraná donde se realiza la previsión de niveles. La información hidrométrica disponible de niveles del río Paraná en el tramo mencionado tiene registros de más de 100 años.

Metodología

El modelo de previsión a tiempo real utilizado con base en la ecuación de propagación de Muskingum fue presentado por Eiger (1983), donde $I(t)$: caudal de ingreso, $Q(t)$:caudal de salida, $S(t)$:almacenamiento en el tramo, τ : tiempo de previsión, $Q(t+\tau)$:caudal de salida en el tiempo de previsión τ ,

$$\alpha \int_{S_0}^{S_t} dS = \int_t^{t+\tau} Q(r) dr$$

Integrando:

$$S_t = S_0 + [Q_{t+\tau} + Q_t] \frac{\tau}{2\alpha}$$

Utilizando la ecuación de almacenamiento de Muskingum:

$$S = K[XI + (1-X)Q]$$

Sustituyendo, se despeja la variable a conocer:

$$Q_{t+\tau} = aI_t + bQ_t + c$$

$$\text{Donde } a = 2KX\alpha / \tau, \quad b = 2K\alpha(1-X) / \tau - 1, \quad c = 2\alpha S_0 / \tau$$

Los parámetros a, b y c pueden ser estimados en base a los parámetros K y X del modelo de Muskingum y pueden ser calculados por el método de mínimos cuadrados.

$$S = \sum [Q_{o(t+\tau)} - aI_t - bQ_t - c]^2$$

Se deriva la ecuación anterior con relación a cada uno de los parámetros, obteniendo tres ecuaciones donde los parámetros a, b y c son incógnitas. Los valores son obtenidos por solución de un sistema de ecuaciones.

En el caso de representar un modelo de diferencias de caudales, el pronóstico se realiza sobre la base de la diferencia entre el valor actual y el valor de previsión

$$\begin{aligned} Q_t &= aI_{t-\tau} + bQ_{t-\tau} + c \\ Q_{t+\tau} &= aI_t + bQ_t + c \end{aligned} \quad \text{Entonces:} \quad \Delta Q_{t+\tau} = a\Delta I_t + b\Delta Q_t$$

$$\text{Donde: } \Delta Q_{t+\tau} = Q_{t+\tau} - Q_t; \Delta I_{t+\tau} = I_{t+\tau} - I_t; \Delta Q_{t+\tau} = Q_t - Q_{t-\tau}$$

$$\text{y } Q_{t+\tau} = Q_t + \Delta Q_{t+\tau}$$

Generalizado para un tramo de río con afluentes (Figura 7.16), se introduce la crecida que ingresa al tramo analizado. Se tiene:

$$\Delta Q_{t+\tau} = a_1 \Delta I_t^1 + a_2 \Delta I_t^2 + b \Delta Q_t$$

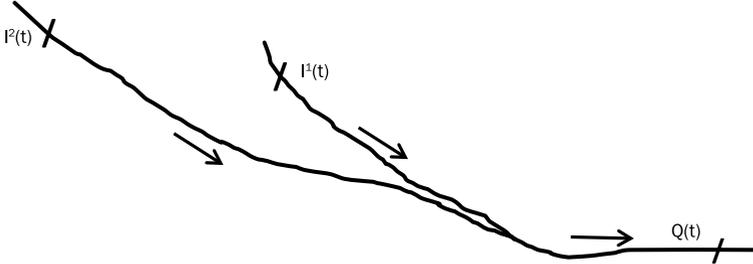


Figura 7.16. Esquema de tramo de río con afluentes.

La sección Corrientes–Resistencia resulta la condición de borde de aguas arribay la sección Santa Fe–Paraná, la condición de borde de salida del río Paraná y lugar donde se realiza la previsión, pudiendo agregarse al tramo los caudales de aporte al tramo. Esta relación de caudales puede ser aplicada también a niveles y Δ niveles.

En la representación del hidrograma pronosticado, la rama de ascenso del hidrograma resulta la de mayores dificultades y es la más importante al representar la fase real de anticipación de la ocurrencia de la crecida; en cambio, la recesión del hidrograma puede ser mejor desarrollada por los modelos. La calidad del ajuste puede ser medida por estadísticos que permiten calificar la bondad del modelo utilizado con respecto a los datos observados.

Error de eficiencia
representa el error respecto de la media.

Error de aproximación
representa un modelo alternativo que prevé el valor actual en el tiempo t.

Desvío estándar
representa la magnitud del error producido

Cuadro 7.5.
Estadísticos para calificar la bondad del modelo.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (Q_{ot+\tau} - Q_{ct+\tau})^2}{\sum (Q_{ot+\tau} - Q_m)^2} \quad RD = 1 - \frac{\sum (Q_{ot+\tau} - Q_{ct+\tau})^2}{\sum (Q_{ot+\tau} - Q_{ot})^2} \quad Sx = \sqrt{\frac{\sum (Q_{ot+\tau} - Q_{ct+\tau})^2}{N - 1}}$$

Resultados

Utilizando el modelo de previsión basado en la ecuación por diferencias de niveles, se obtuvieron los parámetros usando las series diarias de las estaciones Corrientes, Bella Vista, La Paz y Santa Fe. La expresión que sintetiza es la siguiente:

$$H_{t+\tau} = H_t + a_1 \Delta H_t^1 + a_2 \Delta H_t^2 + a_3 \Delta H_t^3 + a_4 \Delta H_t^4 + a_6$$

Donde:

$H_{t+\tau}$ = Nivel estimado en $t+\tau$ en Santa Fe ΔH_t^2 = Diferencia de nivel $t-\tau$ en La Paz
 H_t = Nivel en el tiempo t en Santa Fe ΔH_t^3 = Diferencia de nivel $t-\tau$ en BellaVista
 ΔH_t^1 = Diferencia de nivel $t-\tau$ en Santa Fe ΔH_t^4 = Diferencia de nivel $t-\tau$ en Corrientes

A partir de los coeficientes calculados para las crecidas históricas de 1992 y 1998, se estimaron los niveles en Santa Fe y se representó la crecida ocurrida en el año 2014, utilizando los parámetros obtenidos de la crecida del año 1992 sin actualización (Figura N° 7.17 a la Figura N° 7.19).

Figura N° 7.17.
Previsión de niveles para diferentes tiempos de preaviso (Lag), crecida 1998.

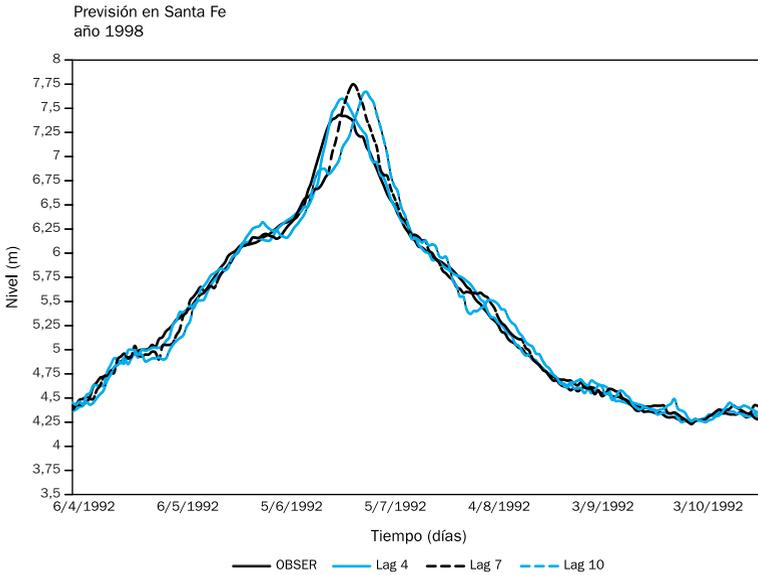
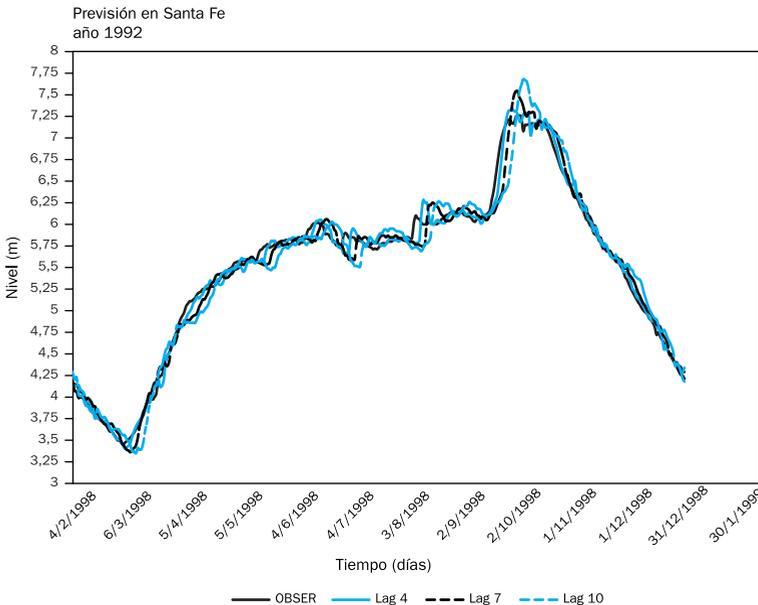


Figura N° 7.18.
Previsión de niveles para diferentes tiempos de preaviso (Lag), crecida 1992



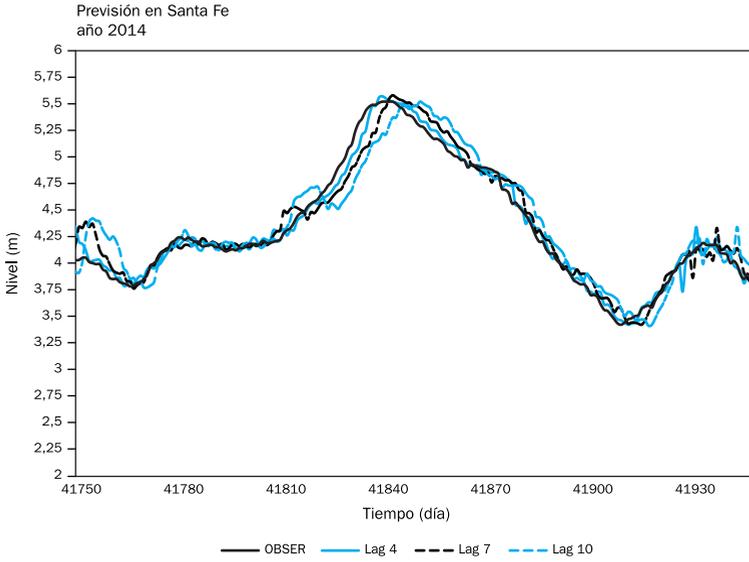


Figura N° 7.19. Previsión de niveles para diferentes tiempos de preaviso (Lag), crecida 2014.

	Análisis de las crecidas en función del tiempo de preaviso (días)	R ²	R _d	S _e
1992	Lag 4	0,9999	0,8128	0,0556
	Lag 7	0,9995	0,7507	0,1083
	Lag 10	0,9990	0,7291	0,1565
1998	Lag 4	0,9998	0,6471	0,0808
	Lag 7	0,9994	0,6327	0,1365
	Lag 10	0,9988	0,6227	0,1898
2014	Lag 4	0,9995	0,5690	0,0917
	Lag 7	0,9985	0,5546	0,1603
	Lag 10	0,9969	0,4923	0,2182

Cuadro 7.6. Errores del ajuste de previsión

En general, se observa un ajuste razonable del nivel máximo alcanzado, por la simplicidad del método, pero se produce un desfase en el tiempo al pico para el tiempo de preaviso (Lag 10), de cuatro días aproximadamente (Cuadro 7.6).

Conclusiones

Se implementó un modelo de pronóstico de niveles del río Paraná en Santa Fe, empleando una estructura de un modelo determinístico de propagación en río, con una actualización de parámetros a tiempo real, utilizando técnicas de regresión múltiple. Se presentaron tres crecidas, obteniendo los parámetros característicos de cada una y los errores de aproximación. Se analizaron diferentes tiempos de preaviso, observando los mayores errores cuando los mismos son de 10 días, dependiendo el tiempo de tránsito de cada crecida. Los niveles testigos máximos fueron razonables, observándose un desfase en el tiempo al pico del limnograma, es decir, en la llegada de la crecida a la estación.

Pronósticos hidroclimáticos

En los últimos veinte años se han incrementado los esfuerzos a nivel científico y político por mejorar los pronósticos climáticos y meteorológicos, a fin de prever con suficiente tiempo la ocurrencia de fenómenos y la planificación de acciones de prevención por parte de los tomadores de decisión.

Los pronósticos climáticos, basados en los modelos de circulación global de la atmósfera (MCG) y en modelos meteorológicos regionales, abarcan una escala espacial y temporal a nivel hemisférico, permitiendo establecer tendencias generales del comportamiento climático.

La Organización Meteorológica Mundial, como organización madre, los servicios meteorológicos e hidrológicos nacionales, las universidades y agencias de investigación en clima y meteorología, llevan adelante programas de cooperación que permiten un monitoreo y pronóstico de eventos hidrometeorológicos y tendencias climáticas, a fin de enfocar la atención hacia las posibles áreas de afectación.

Desde el punto de vista hidrológico, los pronósticos climáticos permiten prever períodos húmedos, normales o secos que pueden afectar la cuenca del río Paraná y los efectos que pueden traer aparejados.

En una aproximación determinista, el fin de la previsión numérica es la de predecir el estado del tiempo a través de las leyes de la física, mediante técnicas matemáticas y el cálculo con súper computadoras.

Para previsiones a escalas espaciales y temporales importantes, se requiere que los modelos cubran un hemisferio completo o incluso todo el globo terrestre, de modo de incluir los fenómenos atmosféricos más alejados que se propagarán hacia la zona de interés. Esto demanda miles de observaciones aportadas por estaciones meteorológicas distribuidas sobre toda la superficie del planeta, de radiosondeos y observaciones satelitales, y una etapa de análisis y selección de los datos que alimentarán los modelos.

Pronóstico del ENOS

Uno de los fenómenos climáticos que más afectan a la cuenca del río Paraná es el ENOS (El Niño–Oscilación del Sur).

Diversas Universidades y agencias gubernamentales internacionales, como el Centro Regional de Climas para el Sur de América del Sur (CRC–SAS) o el Instituto Internacional de Investigación del Clima y la Sociedad de la Universidad de Columbia (IRI–Columbia University), monitorean y pronostican la evolución del fenómeno del ENOS, mediante la probabilidad de ocurrencia de alguna de las tres situaciones posibles del fenómeno (fase El Niño, fase neutra o fase La Niña), basados en las anomalías de la

temperatura de la superficie del mar (TSM) en el océano Pacífico ecuatorial (Región Niño 3.4) (Figura 7.20).

El pronóstico del ENOS se obtiene como resultado de las corridas de los MCG. Las salidas de los modelos implican una variedad de resultados sobre la variación de las anomalías de la TSM, con diversos grados de incertidumbre, dependiendo de diversos factores (métodos matemáticos, nivel de parametrización, grado de calibración de los modelos, calidad de los datos, etc.). Para la previsión climática se consensua un proceso de promediación de los resultados del conjunto de modelos (Figura 7.21).

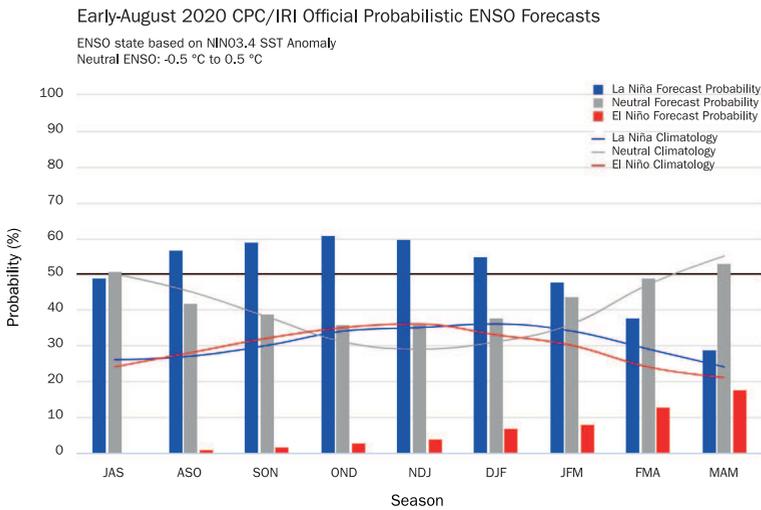


Figura 7.20. Modelo probabilístico del ENSO.
 Fuente: IRI-CPC <https://iri.columbia.edu/our-expertise/climate/forecasts/enso/current/>

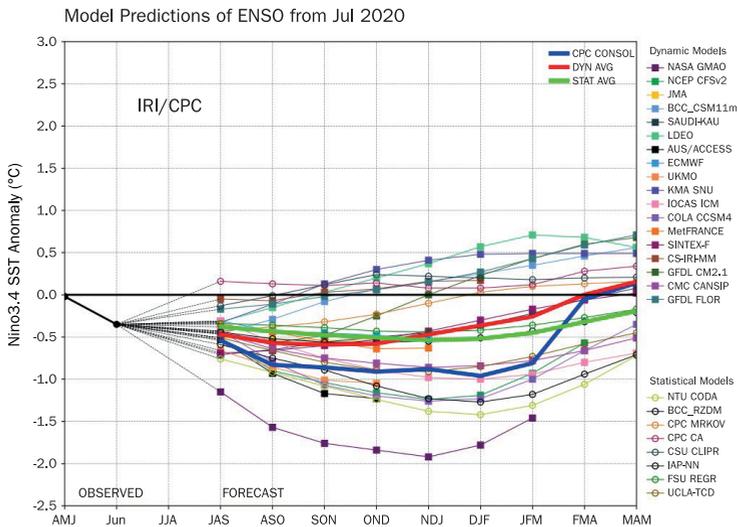


Figura 7.21. Modelo de pronóstico del ENSO.
 Fuente: IRI-CPC <https://iri.columbia.edu/our-expertise/climate/forecasts/enso/current/>

Relación ENOS–niveles del río Paraná en Puerto Santa Fe

El Centro de Informaciones Meteorológicas (CIM) de la FICH (<http://fich.unl.edu.ar/cim/>) es una unidad operativa de servicios hidrometeorológicos que realiza el monitoreo de los niveles hidrométricos del río Paraná, a partir de información suministrada por Prefectura Naval Argentina (<http://fich.unl.edu.ar/cim/alturas-rio-parana>); opera su propia estación meteorológica (<http://fich.unl.edu.ar/cim/datos-meteorologicos>) y elabora periódicamente informes de previsión climática para su región de influencia, basados en los resultados de los MCG internacionales (<http://fich.unl.edu.ar/cim/clima>).

Con la información disponible, el CIM realiza análisis de las variaciones de las anomalías de la TSM respecto de las condiciones hidrometeorológicas, de modo que permitan inferir las posibles condiciones de la Cuenca del Plata, en particular del río Paraná.

Como ejemplo, se presenta el análisis de las anomalías de la TSM del período 1991-1992, cuyo reflejo en la cuenca del río Paraná representó una crecida extraordinaria, alcanzando en el puerto de la ciudad de Santa Fe un nivel de 7,43 m. En la figura 7.22 se puede observar que, desde mediados del año 1991 hasta la mitad del año 1992, las anomalías de la TSM estuvieron por arriba del rango de 0,5 °C, correspondiendo a la fase El Niño. El valor máximo alcanzado por dicha anomalía fue de 1,7 °C. El desfase de tiempo entre la máxima anomalía y el pico de la crecida fue de seis meses.

Otro ejemplo de este tipo de análisis comparativo se efectuó sobre las anomalías de la TSM y los niveles del río Paraná en el Puerto Santa Fe, en el otoño de 2020 (Figura 7.23), donde se puede observar la influencia del ENOS para el período 2019–trimestre MAM 2020. La entrada del ENOS en una fase neutra (en el rango -0,5°C, 0,5°C), sumado a condiciones locales de baja escorrentía en la cuenca, produjo una bajante extraordinaria del río Paraná, resultando la más importante desde el año 1970.

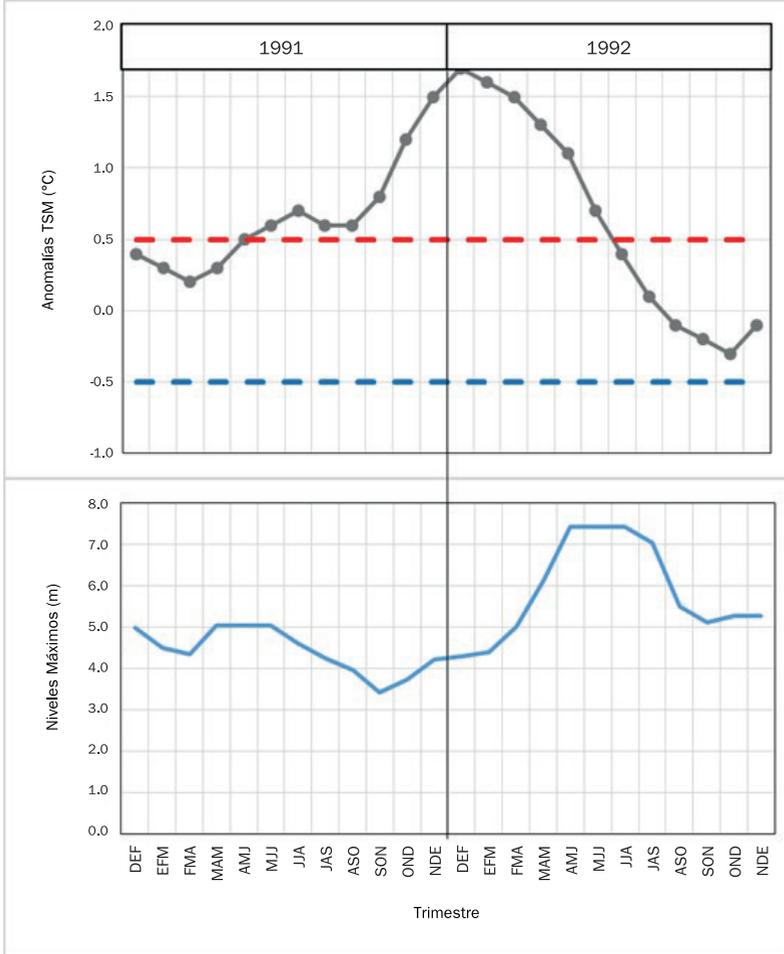
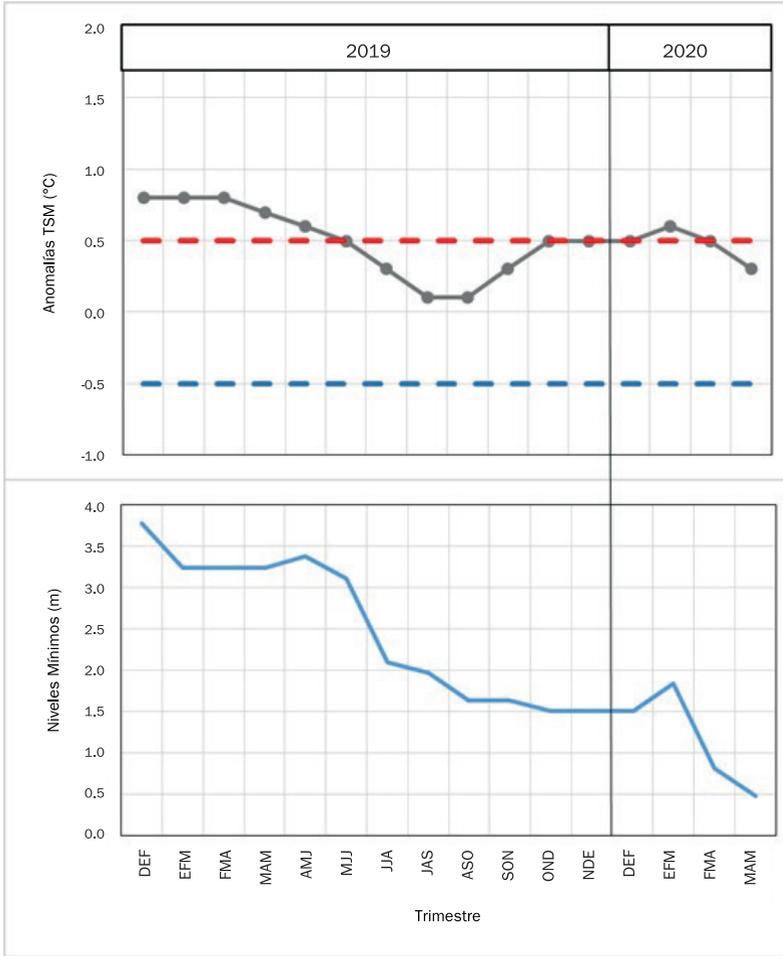


Figura 7.22. Análisis de anomalías TSM y niveles del río Paraná en Puerto Santa Fe. Período 1991-1992. Fuente CIM-FICH e IRI-CPC.

Rango Anomalías TSM: mayor a 0.5 °C: fase El Niño
 entre 0.5 °C y -0.5 cC: fase neutral
 menor a -0.5 °C: fase La Niña

Figura 7.23.
Análisis de anomalías TSM y niveles del río Paraná en Puerto Santa Fe. Período 2019–2020. Fuente CIM-FICH e IRI-CPC.



Rango Anomalías TSM: mayor a 0.5 °C: fase El Niño
entre 0.5 °C y -0.5 cC: fase neutral
menor a -0.5 °C: fase La Niña

El seguimiento de la evolución del ENOS y las previsiones resultantes de los MCG y de los modelos meteorológicos regionales resultan útiles para la identificación de períodos húmedos o secos que puedan generar eventos extremos (crecidas o sequías extraordinarias) y un punto de partida para la prevención de sus efectos.

Bibliografía

Tucci, C. E. (1998). *Modelos Hidrológicos*. Universidade / UFRGS/ Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre.

INCYTH (1988). *Aplicación de modelos de regresión múltiple para previsión de crecidas en la cuenca inferior del río Salado*. Santa Fe.

Tucci, C. (1987). Previsão de níveis em tempo atual no rioParaná. *Revista Brasileira de Engenharia*. Porto Alegre.

Eiger, S. (1983). Previsão de níveis em tempo real para a barragem do Vale Grande. Artículo presentado en el V *Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos*, Blumenau.

8.

EROSIÓN EN OBRAS DE INGENIERÍA FLUVIAL

Mario I. SCHREIDER, Graciela B.
SCACCHI y Felipe FRANCO

8.

Introducción

Breves conceptos teóricos

Erosiones generales

Estimación de erosiones generales mediante modelación matemática a fondo móvil

Estimación de erosiones generales mediante la aplicación de fórmulas de cálculo

Erosión local en pilas

Conceptos generales

Erosión en pilas en el nuevo puente del arroyo Leyes

Erosión por contracción y por estribos en puentes aliviadores del valle de inundación del río Paraná

Conceptos generales

El caso de los puentes aliviadores de la ruta nacional N° 168

Erosión local en el extremo de la cubierta deformada del Túnel Subfluvial

Analogía con la erosión local en un estribo

Desarrollo experimental

Análisis de resultados

Bibliografía

Introducción

En el contexto del desarrollo de las líneas de investigación que en la temática de la Hidráulica Fluvial ha venido llevando a cabo la FICH desde fines de la década del 70 (véase Capítulo 5), el conocimiento aplicado de los procesos erosivos, asociados a situaciones de diseño ingenieril, no tuvo una identidad propia sino hasta comienzos de la década de los 90.

Dos circunstancias se suscitaron en ese momento. Por un lado se verificó el comienzo de un creciente proceso de inserción de la FICH en el desarrollo de tareas de asistencia técnica en problemas fluviales, debido a la ocurrencia de severos procesos erosivos en el área que determinaron la necesidad de reconstruir y proteger obras de ingeniería. Por otro, la creación de un proyecto de investigación destinado a estudiar los mecanismos de erosión que específicamente actúan en el sistema fluvial del río Paraná, e identificar y adaptar las herramientas de cálculo más confiables para cuantificar la incidencia de estos procesos sobre el sistema natural, y eventualmente sobre las obras de ingeniería que se construyan en él.

Se fue estructurando de este modo un esquema de funcionamiento integrado con un fuerte proceso de retroalimentación entre el conocimiento científico-técnico y la aplicación ingenieril. En este capítulo se presentan los resultados más significativos alcanzados a lo largo de estos años. Tales resultados incluyen tanto los logros de la labor de investigación, como aquellos desarrollos realizados en el marco de servicios tecnológicos que se juzgaron trascendentes desde el punto de vista de la metodología empleada en la resolución de problemas concretos. En ambos casos se privilegió un enfoque aplicado a situaciones verificables en el río Paraná, en sus distributarios y en la planicie de su valle de inundación.

A los fines de organizar la presentación, se la ha estructurado siguiendo un orden temático. De este modo en primer lugar se introducen una serie de conceptos y terminología para familiarizar al lector con el tema. Luego se enfoca la problemática de las erosiones generales y se analizan aspectos particulares del tema, mediante estudios de casos, resaltando las herramien-

tas metodológicas aplicadas en cada oportunidad, y su adaptación y representatividad a las condiciones observadas en el río Paraná.

Se ha puesto especial énfasis al describir los resultados obtenidos en el estudio de erosiones locales. Se han combinado aquí aplicaciones ingenieriles destinadas a evaluar erosiones locales en grupos de pilotes (puente de la ruta provincial N° 1 sobre el Arroyo Leyes), con resultados de investigaciones que aportan un nuevo enfoque para el estudio de erosiones por contracción y por estribo en puentes aliviadores del valle de inundación del río Paraná, y erosiones locales junto a obstáculos sumergidos (cubierta de protección del Túnel Subfluvial Hernandarias).

Por último, se desea resaltar que en todos los casos los desarrollos expuestos constituyen ejemplos de aplicación en el contexto que ofrece el río Paraná en su tramo medio. De ningún modo se puede considerar válida la aplicación generalizada de tales metodologías a otros ambientes, sin un análisis previo de las condiciones particulares de cada problemática en estudio.

Breves conceptos teóricos

La erosión es el resultado de la acción desequilibrante del escurrimiento sobre el fondo móvil en el cual se desarrolla. La corriente remueve y acarrea el material del lecho provocando la degradación de éste. La tasa a la que se produce la erosión depende de las características del escurrimiento y del material que compone el fondo. En este sentido, el material no cohesivo es rápidamente erosionado, en tanto que el cohesivo o cementado resulta más resistente.

Si bien los sedimentos cohesivos son habituales en los ambientes fluviales, especialmente en las zonas de valle de inundación, el conocimiento de los factores que determinan su comportamiento erosivo resulta hasta la fecha muy limitado, si se lo compara con el desarrollo que se ha logrado en el estudio de lechos no cohesivos típicamente de arena, como los que habitualmente se encuentran en el cauce principal y en los cauces menores de los ríos y arroyos de sistemas fluviales como el del Paraná. Desde el punto de vista de la estimación de erosiones, este hecho no ha resultado un problema fundamental, ya que como se señala en la literatura (US Dept. of Transp, 1995), la profundidad final de erosión en un suelo cohesivo sería la misma que en un suelo granular, diferenciándose únicamente en el tiempo para lograr esa profundidad en uno y otro caso.

Referir a los procesos erosivos que pueden verificarse en una sección o tramo de río, implica considerar los mecanismos de erosión participantes del proceso. Una primera clasificación permite diferenciar:

- Erosiones generales
 - Erosiones locales
- Erosiones generales: son aquellas que se verifican a nivel de secciones o tramos de río, y se deben a un desequilibrio en la ecuación de continuidad sedimentológica (Vanoni, 1975), ya sea por la reducción del aporte de sedimentos proveniente de aguas arriba o por el incremento de la capacidad de transporte de la corriente en la sección o tramo donde se produce el proceso erosivo. Dentro de las erosiones generales se pueden diferenciar:
- Procesos de degradación
 - Erosión por contracción
 - Ocurrencia de crecidas extraordinarias
 - Combinaciones de los efectos anteriores
- Procesos de degradación: resultan en descensos del nivel del lecho debido a causas naturales o inducidas por el hombre. Estas alteraciones pueden deberse a reducciones o cortes en el suministro de sedimento, o a modificaciones de las condiciones hidráulicas de la corriente, como por ejemplo incremento de la pendiente hidráulica, aumento del caudal líquido por incorporación de un tributario libre de sedimentos, reducción del nivel de restitución aguas abajo, etc.
- Erosión por contracción: resulta en un descenso del nivel del lecho como consecuencia de la reducción del área libre de escurrimiento. Para un dado caudal total, la disminución del ancho determina un aumento del caudal específico y, consecuentemente, de la capacidad de transporte de la corriente.
- Ocurrencia de crecidas extraordinarias: en un tramo uniforme de río, en condiciones de equilibrio, se pueden verificar descensos transitorios del lecho como consecuencia del aumento del caudal líquido. Ello determina desequilibrios en el balance de transporte producto de la no-linealidad que existe entre los parámetros hidráulicos de la corriente y el transporte de sedimentos que ellos gobiernan.
- Combinaciones de los efectos anteriores: a la hora de evaluar las máximas erosiones generales en una sección o tramo, se deberá tener en cuenta las posibles combinaciones de efectos que pudieran tener lugar. Por ejemplo, en el caso de un nuevo puente, se deberá considerar el estrechamiento proyectado en la condición de ocurrencia de la crecida extraordinaria. Asimismo se deberá evaluar la posibilidad de que se produzcan situaciones de desequilibrio con procesos de degradación a largo plazo que involucren una erosión adicional a las calculadas por contracción y pasaje de la crecida.
- Erosiones locales: son aquellas que involucran la remoción del material circundante a una obra emplazada sobre un lecho móvil y sujeta a la

acción de la corriente. En todos los casos la erosión resulta de una aceleración del flujo y de la presencia de una serie de vórtices inducidos por la obstrucción del escurrimiento. A diferencia del concepto básico de erosión general, la erosión local se vincula estrechamente a la geometría del obstáculo y a la interacción del flujo con él.

La estimación confiable de las erosiones es un problema de difícil solución por la naturaleza cíclica de los procesos involucrados. La magnitud que puede alcanzar la erosión dependerá de las características de la crecida y del grado de repetición de la misma. Asimismo las mayores profundizaciones en un determinado sitio pueden verificarse en las proximidades del pico de la crecida, especialmente si éste es de gran duración, pero dicha profundización difícilmente sea visible una vez que la crecida haya pasado, dado los procesos de recrecimiento que muchas veces se asocian a la curva de recesión del hidrograma. Este hecho influye incluso en procesos erosivos locales que dan lugar a la formación de hoyas de socavación.

La transitoriedad de las máximas erosiones pone de relieve un problema sustancial para el adecuado conocimiento y estimación de las socavaciones en sitios de emplazamiento de obras de ingeniería. Este problema es la marcada carencia de datos confiables de campo medidos para la condición extrema del proceso erosivo. Ello incide especialmente en las erosiones en puentes, en particular las debidas a procesos locales. La no disponibilidad de dispositivos automáticos de medición a tiempo real, y el riesgo y las dificultades que involucra la determinación de erosiones en situaciones de crecidas extremas, han obligado a sustentar muchos de los desarrollos hoy existentes en la literatura en experimentos de laboratorio con limitada o nula verificación de campo. Sobre este aspecto se han hecho recientemente importantes esfuerzos a nivel mundial para fomentar la obtención de datos de campo confiables mediante la utilización de tecnologías de última generación (Lagasse y otros, 1997). Lamentablemente en la Argentina este tipo de dispositivos no ha tenido hasta el momento un uso difundido. Es más, no existen hasta el presente regulaciones por parte de los organismos de contralor encargados del tema, que fomenten la progresiva incorporación de estos instrumentos de medición en las nuevas obras de ingeniería que se construyan en el país.

Erosiones generales

En este capítulo el análisis de erosiones generales se limitará al estudio de los procesos inducidos por un cambio local de la morfología en planta, por ejemplo, la imposición de un terraplén de aproximación en el cauce principal o en el valle de inundación, y los debidos a los efectos transito-

rios derivados del pasaje de una crecida. No se analizarán aquí los cambios de largo plazo, particularmente las migraciones laterales de margen que ha sufrido el río Paraná en su tramo medio, las cuales son objeto de estudio en el Capítulo 4.

La necesidad de cuantificar las máximas profundidades que podría alcanzar el lecho durante la ocurrencia de una crecida extraordinaria en una dada sección o tramo de río, involucra disponer de herramientas de cálculo que, sobre la base del conocimiento de la mecánica del proceso o sustentadas en la evidencia empírica, puedan proporcionar pronósticos confiables para fundamentar los criterios de diseño adoptados. La utilización de modelos físicos, modelos matemáticos o formulaciones semiempíricas, tendrá cada una su propio ámbito de aplicación en función de la importancia del problema en análisis, de los recursos disponibles para el estudio y de la información antecedente de que se disponga.

La experiencia de la FICH en la evaluación de erosiones generales en el río Paraná y su sistema de tributarios, se centra en la utilización de herramientas de modelación matemática a fondo móvil, y en la verificación y aplicación de fórmulas de cálculo que estiman la profundidad de equilibrio para un dado caudal de diseño. En lo que sigue se describirá cada uno de estos enfoques de cálculo a partir de situaciones concretas de aplicación en el área de interés.

Estimación de erosiones generales mediante modelación matemática a fondo móvil

Proyectos de reconstrucción de la Avenida 7 Jefes Costanera de la ciudad de Santa Fe.

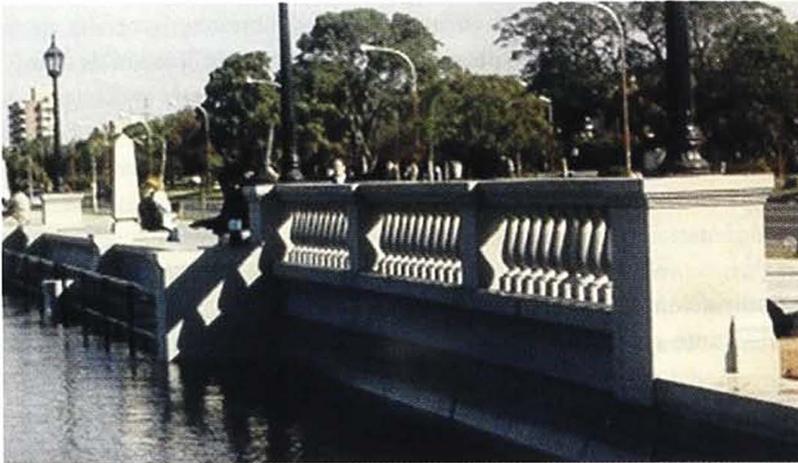
Las modificaciones sufridas por el régimen hidrológico del río Paraná (ver Capítulo 2) y los factores antrópicos a los que fue sometido el valle de inundación en la zona próxima a la ciudad de Santa Fe, determinaron un severo incremento del caudal que escurre por la laguna Setúbal, con el consecuente incremento de sección. A ello se sumó una fuerte modificación de las condiciones de llegada del escurrimiento a la zona de la laguna próxima al puente Colgante, que determinaron fuertes deterioros de la costanera y la destrucción de ese puente. Estas circunstancias llevaron al Gobierno de la Provincia de Santa Fe a decidir la reconstrucción de la costanera de la ciudad de Santa Fe (Argentina), en el sector comprendido por la Av. 7 Jefes. (Figura. 8.1.)

La definición y dimensionamiento de las obras de protección requeridas como parte de las tareas de reconstrucción, exigían un conocimiento detallado de los mecanismos erosivos actuantes. En este proceso se combinan aspectos hidrológicos, hidráulicos y sedimentológicos que deben ser

Foto 8.1.
Costanera
de la ciudad de
Santa Fe.
Vista previa a la
reconstrucción



Foto 8.2.
Costanera
de la ciudad de
Santa Fe.
Vista posterior a
la reconstrucción



adecuadamente evaluados, si se pretende una estimación confiable de las máximas erosiones que podrían verificarse en la zona de interés.

La existencia de dos thalwegs que confluyen sobre margen derecha, y la presencia de un escurrimiento típico en curva, demandaban una adecuada representación de la corriente que permitiera evaluar con precisión la magnitud y dirección de las velocidades en la zona de interés de las obras. Como respuesta a esta demanda se contó con un adecuado detalle del campo de velocidades proporcionado por un modelo matemático bidimensional (Borche Casala, 1985).

Los resultados del modelo matemático a fondo fijo se integraron a un modelo sedimentológico (Prendes y otros, 1992), conjugando así una herramienta simple y eficiente que permitió evaluar las erosiones esperables al pie del talud de la costanera de la ciudad de Santa Fe, en el tramo de la laguna Setúbal

comprendido entre el puente Colgante y el ex puente del Ferrocarril Francés (Figura 8.1.). La estimación de esas erosiones resultaba un dato fundamental a la hora de definir las dimensiones de la protección de margen a colocar.

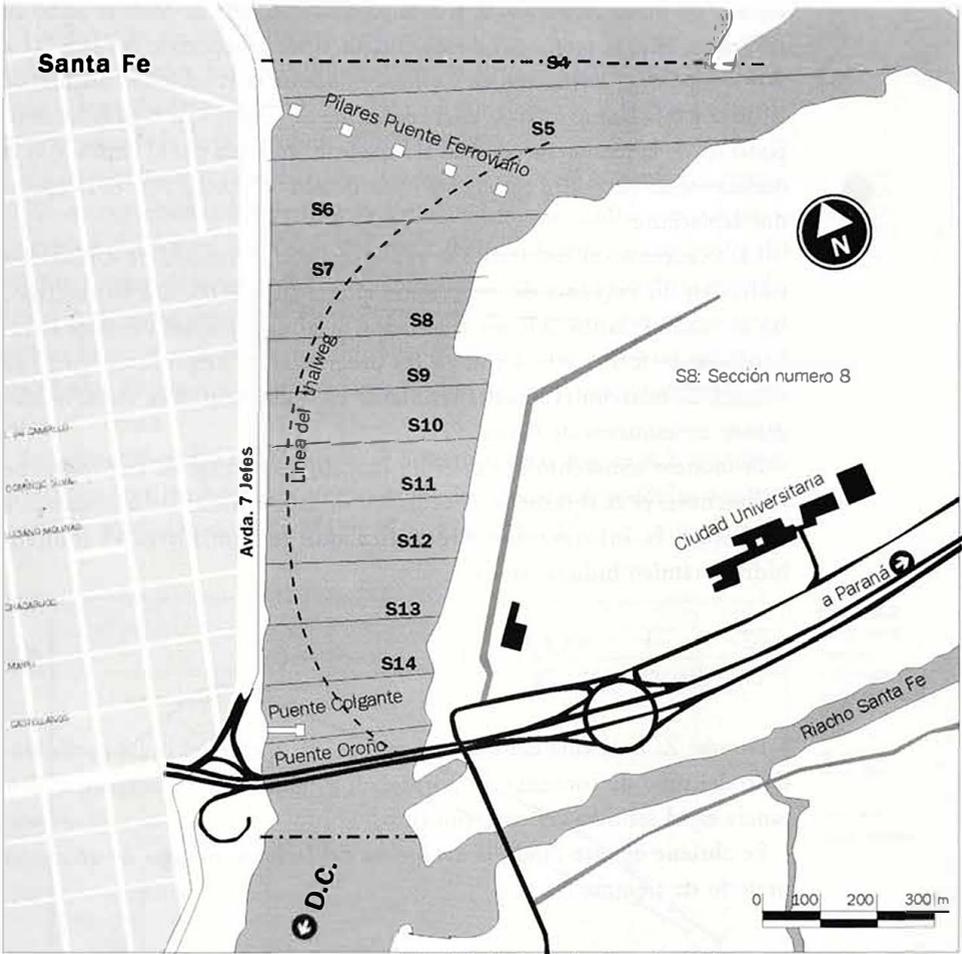


Figura 8.1. Proyecto reconstrucción costanera de la ciudad de Santa Fe. Area de estudio

Breve descripción de los modelos de cálculo:

El modelo hidrodinámico bidimensional está fundamentado en las ecuaciones de Saint Venant para aguas poco profundas (Leendertse, 1967)

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(HU)}{\partial x} + \frac{\partial(HV)}{\partial y} = 0 \tag{8.1}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} - \Omega V + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + g \frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{CH} - \frac{\tau_x}{\rho H} - \epsilon \nabla^2 U = 0 \tag{8.2a}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} - \Omega U + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + g \frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{CH} - \frac{\tau_y}{\rho H} - \epsilon \nabla^2 V = 0 \tag{8.2b}$$

Donde, U y V son las velocidades medias en la vertical, en las direcciones x e y respectivamente, de un sistema de ejes cartesianos en un plano horizontal. ξ es el desnivel desde un plano de referencia fijo, considerado positivo por encima del plano de referencia, h es la profundidad medida desde el plano de referencia, H es la profundidad total medida desde la superficie del agua, $\Omega = 2 \omega \sin \phi$, es la aceleración de Coriolis, donde ω , es la velocidad angular de la tierra y ϕ la latitud local. C es el coeficiente de Chezy, τ_x y τ_y son las componentes de la tensión de corte en la superficie, inducida por el viento. ε es el coeficiente de viscosidad turbulenta (considerado constante) y ∇ es el operador laplaciano.

Las ecuaciones diferenciales se resuelven por el método de diferencias finitas en un esquema de direcciones alternadas (ADI). Las batimetrías, los contornos, tanto abiertos y cerrados, y las condiciones iniciales se especifican en forma interactiva en los programas de preprocesamiento. El sistema de ecuaciones lineales resultante es tridiagonal, y se resuelve mediante un esquema de Gauss.

El modelo sedimentológico, es un modelo de balance de transporte de sedimentos, el cual resuelve la ecuación de continuidad sedimentológica en base a la información hidráulica que le suministra el modelo hidrodinámico bidimensional:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B \cdot \gamma_s (1 - p)} \frac{\partial (g_s B)}{\partial x} = 0 \quad (8.3)$$

Donde: Z : es la cota del lecho; t : tiempo; B : ancho del canal considerado o del tubo de corriente; p : porosidad; g_s : gasto sólido unitario; x : distancia en el sentido del escurrimiento.

Se obtiene de este modo la evolución del lecho a lo largo de un cierto período de tiempo.

Las principales características del modelo son:

- Régimen permanente
- Resolución explícita de la ecuación de continuidad sedimentológica
- Variaciones unidireccionales de los parámetros hidráulicos y sedimentológicos
- Cálculo de la variación de la cota del lecho en una grilla por el método de balance en cada paso de tiempo.

Cada celda de la grilla constituye un subtramo en el cual se resuelve el balance de ingresos y egresos de sedimento y, consecuentemente las modificaciones del nivel medio del lecho. Mayores detalles sobre el funcionamiento de este modelo se brindan en el Capítulo 10, en donde se presen-

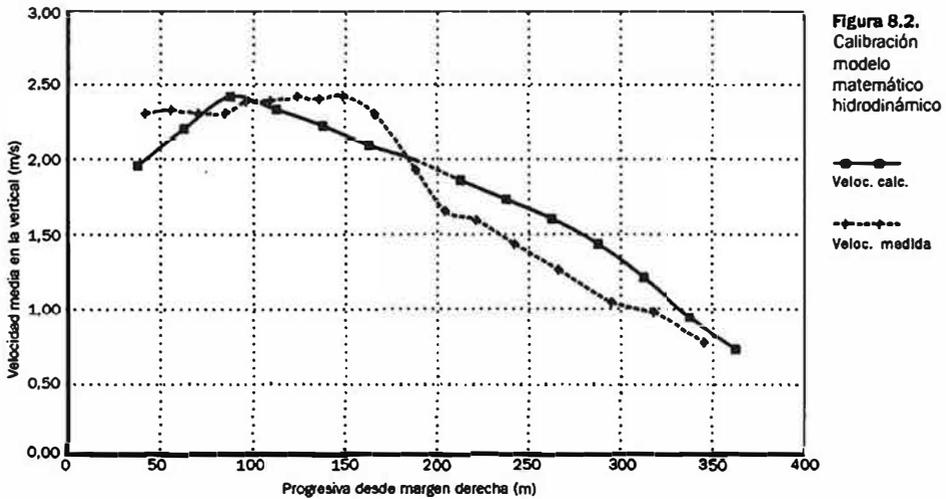
tan las ecuaciones de transporte que emplea el mismo y los demás mecanismos que contempla su desarrollo, en especial aquellos destinados a evaluar sedimentación en canales navegables.

Calibración de los modelos empleados

Ambos modelos fueron calibrados para la situación observada de la crecida extraordinaria de 1982/83, dada su semejanza con la condición de diseño adoptada para las obras. (FICH, 1993)

En lo que hace al modelo hidrodinámico, el mismo se implementó con el fin de representar los perfiles de velocidad media medidos por Agua y Energía Eléctrica en la sección de aforos de calle Maipú (aguas arriba del Puente Colgante) (Figura 8.1.), en coincidencia con el pico de la crecida, el día 6 de julio de 1983. Como resultado de este proceso se pudieron ajustar los coeficientes de rugosidad de Manning que mejor reprodujeran los niveles de agua, y las velocidades medias en la vertical observados durante el evento.

Los resultados de la calibración se muestran en la Figura 8.2. donde se presentan las distribuciones transversales de velocidades medidas y calculadas en la sección de calle Maipú. (ver Figura 8.1.)



Los resultados presentados se obtuvieron con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,025, valor que permitió la mejor aproximación al perfil de velocidades medido en el pico de la crecida seleccionada.

La calibración del modelo sedimentológico, presentó un grado de dificultad mayor, dado el volumen y detalle de la información requerida. Para este estudio no se contó con datos de transporte de sedimento que permitieran

el ajuste de las fórmulas a emplear. Ello determinó que la elección de las ecuaciones de transporte a considerar en el modelo se sustentara en el conocimiento previo de su grado de validez a partir del contraste con datos medidos en otros sectores del río Paraná en su tramo medio (FICH, 1992).

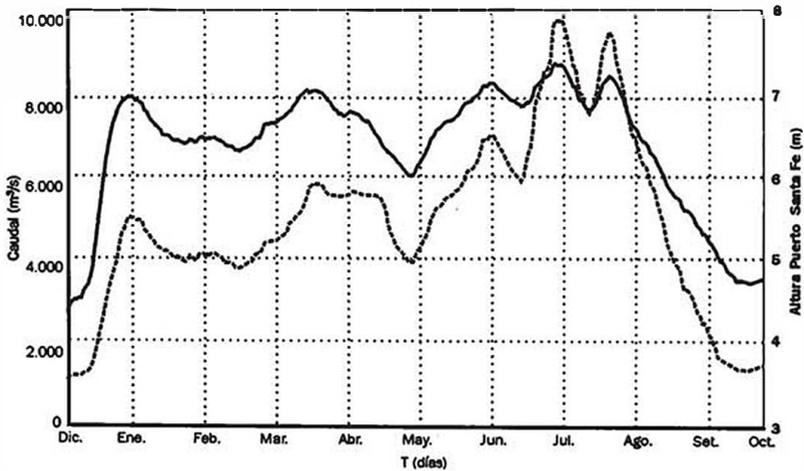
Las circunstancias apuntadas obligaron a llevar a cabo la calibración del modelo sedimentológico en base a la comparación de batimetrías. Ello implica disponer de dos relevamientos separados un dado intervalo de tiempo, durante el cual se haya producido un evento hidrológico responsable de una variación en los niveles del lecho. A tal fin se consideró la información disponible de la crecida extraordinaria de 1982/83, tanto por su condición de evento extraordinario, como por la información batimétrica disponible en ese período, suministrada por la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCP y VN).

Para la calibración, el modelo sedimentológico se aplicó a un tubo de corriente definido en coincidencia con la alineación de máximas profundidades, que contuviera un 5% del caudal total de la sección. La elección del 5% fue arbitraria y sólo hecha a los fines de definir un caudal específico promedio en la zona del thalweg. De este modo el ancho del tubo de corriente fue variable en función de la distribución de caudales dada por el modelo hidrodinámico.

La corrida de calibración abarcó desde el 15 de enero al 15 de setiembre de 1983, período en el cual se registró el pico de la crecida (9722 m³/s) (Figura 8.3.).

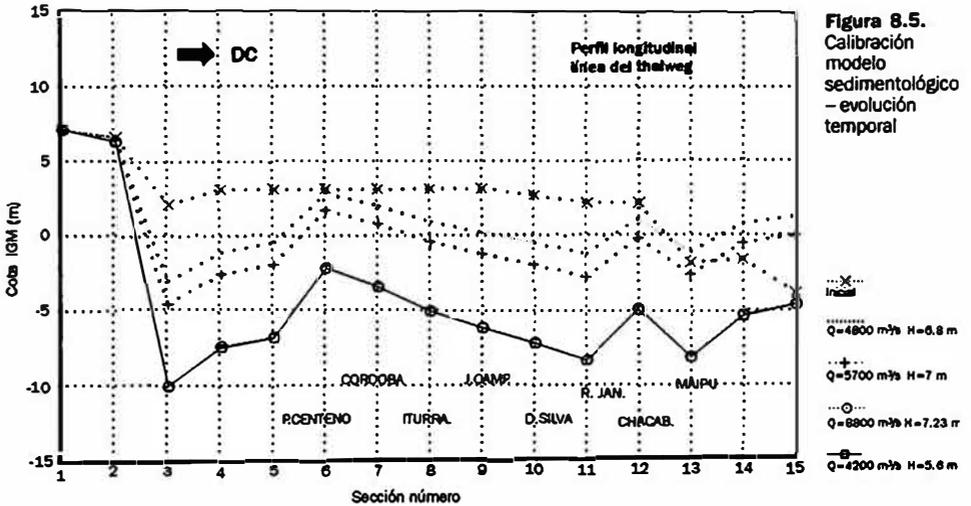
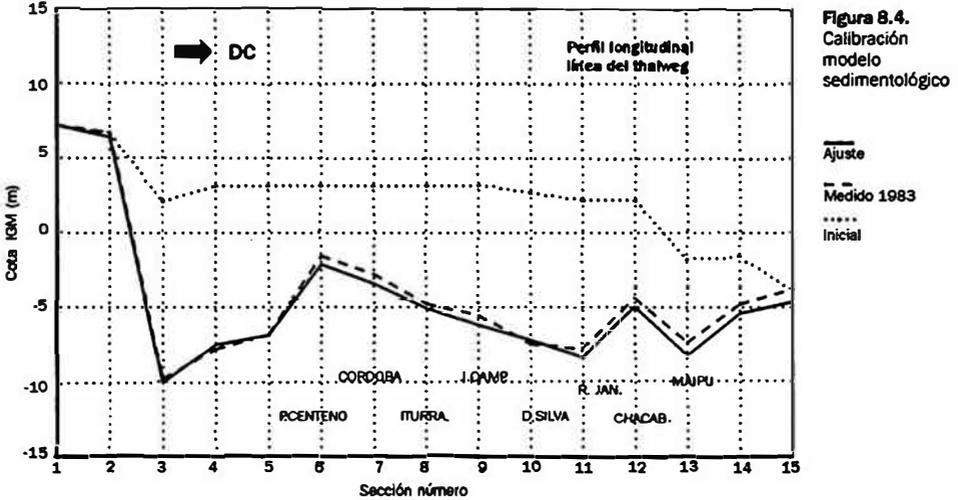
Figura 8.3.
Hidrograma
crecida 1982/83
- Sección
puente Oroño

Hidrograma
1982/83
— Limnograma
1982/83



Como resultado de la calibración se adoptó un coeficiente de Manning de 0,026, el cual prácticamente coincide con el ajustado en la calibración del modelo hidrodinámico. En la Figura 8.4. se muestra el perfil longitudinal a

lo largo del thalweg, comparándose los valores medidos con los calculados al final del período de calibración. En la Figura 8.5. se muestra cómo evolucionó el proceso de erosión con el desarrollo del hidrograma; se puede ver allí el importante incremento de la erosión durante el período de máximos caudales (15 de junio – 15 de agosto de 1983), en el cual se alcanzan las mínimas cotas de lecho, las cuales no sufren casi modificaciones en el último de los períodos considerados (16 de agosto – 15 de setiembre de 1983).

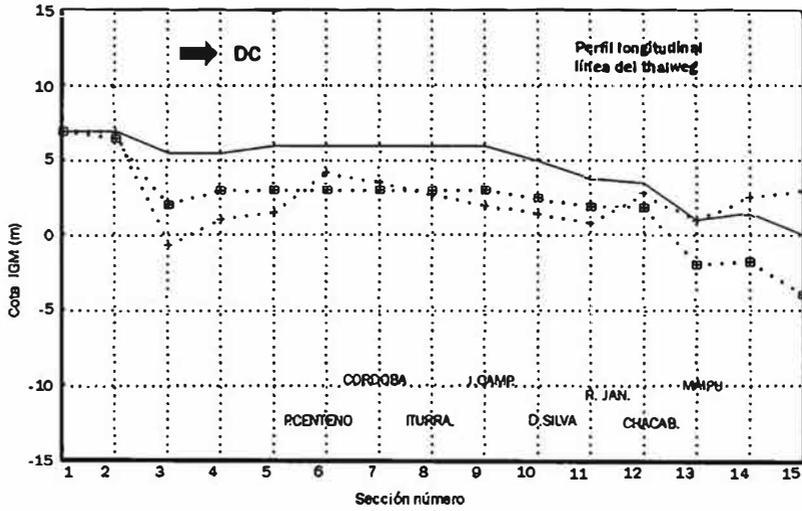


A los fines de verificar el proceso de calibración realizado se aplicaron los modelos hidrodinámico y sedimentológico a la crecida producida en 1977, de menor magnitud que la utilizada en la calibración.

Los resultados alcanzados se presentan en la Figura 8.6. Si bien se observan diferencias entre el perfil de lecho medido y el calculado, se considera que tales errores son atribuibles a las limitaciones de información disponible especialmente en lo que hace a la distribución de caudales la cual no pudo ser comprobada por no disponerse de aforos de esa crecida en el área de modelación.

Figura 8.6.
Verificación
modelo
sedimentológico

— Inicial
+ Modelo c/crec.77
■ Relevamiento 77



El análisis conjunto de los resultados de la etapa de calibración y verificación validó la aptitud de los modelos utilizados. Resultó sustancial en este proceso el adecuado ajuste de la distribución de caudales en el modelo a fondo fijo y la apropiada definición de los tubos de corriente a lo largo de los cuales se corrió el modelo unidimensional a fondo móvil para evaluar las erosiones de lecho.

Aplicación de los modelos:

El primer aspecto a considerar para la etapa de simulación fue la definición del hidrograma de diseño a considerar. El hidrograma adoptado resultó similar al de la crecida 82/83 con su caudal pico ligeramente incrementado. Dicho hidrograma fue discretizado a los fines del cálculo. Los caudales y duraciones adoptados para cada intervalo fueron los siguientes.

Permanencia (días)	Q (m ³ /s)	H _{pto. Santa Fe} (m)
105	4.873	6,90
45	5.786	7,11
60	8.934	7,34
30	4.264	5,65

Cuadro 8.1.
Escalones de
caudal del
hidrograma de
diseño

A los efectos de describir el proceso de simulación matemática de las erosiones generales, deben diferenciarse dos instancias del cálculo: anteproyecto y proyecto.

En la etapa de anteproyecto el cálculo integrado del modelo hidrodinámico y sedimentológico se puede resumir del siguiente modo:

- Se explotó el modelo hidrodinámico bidimensional para el caudal pico de la crecida en régimen permanente y de él se obtuvo la distribución de caudales en cada una de las secciones transversales que componen la grilla del modelo sedimentológico (Figura 8.1.). Esta distribución de caudales se supuso constante durante todo el desarrollo de la crecida.

- Se preseleccionó el número de tubos de corriente a lo largo de los cuales se habría de correr el modelo sedimentológico. Esta definición estuvo condicionada por la densificación de la grilla del modelo hidrodinámico, especialmente en aquellos sectores próximos a la margen en donde se habría de colocar la protección.

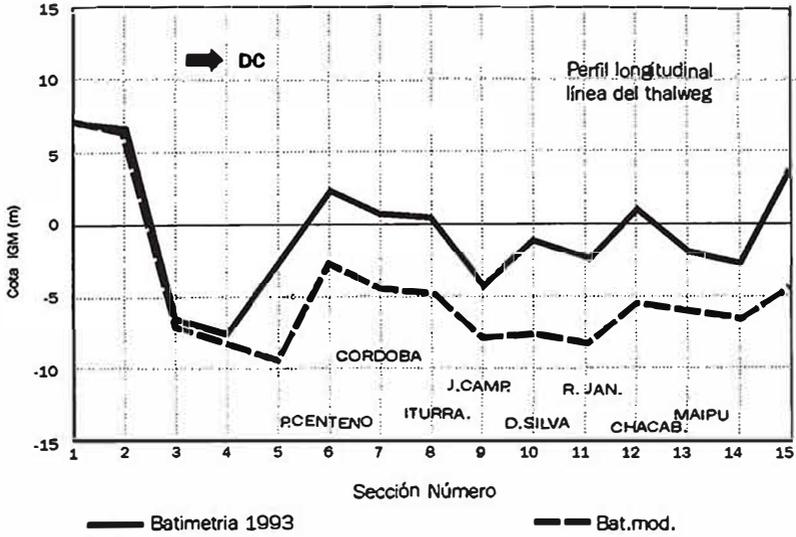
- Con los datos de distribución de caudales del modelo hidrodinámico, se calculó el ancho de cada tubo en cada una de las secciones considerada (equiespaciadas 100 m).

- Definido el caudal específico en cada tubo, éste se mantuvo constante para cada escalón de caudal considerado. De este modo las variaciones de velocidad para un dado escalón de caudal sólo obedecieron a las modificaciones de la cota del fondo resultante del balance de transporte de sedimento.

- Para los siguientes escalones de caudal se modificó el valor del caudal y el nivel correspondiente pero no el ancho de cada tubo de corriente en cada sección.

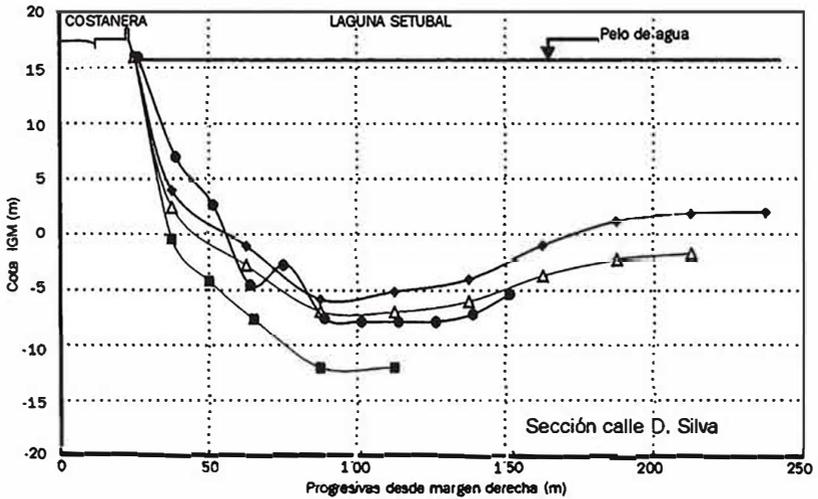
De este modo el modelo sedimentológico brindaba las cotas del lecho para cualquier momento del hidrograma a lo largo de cada uno de los tubos de corriente. En la Figura 8.7., se presentan los resultados dados por el modelo sedimentológico a lo largo del tubo de corriente que aproximadamente coincide con la línea de máximas profundidades.

Figura 8.7.
 Aplicación modelo sedimentológico - Línea del thalweg
 Distribución de caudales constante



Las secciones transversales de erosión en la zona próxima a la obra se obtuvieron a partir de los perfiles longitudinales proporcionados por el modelo sedimentológico. Así para una dada progresiva o sección se levantaron las cotas de erosión correspondientes a los distintos tubos de corriente en esa progresiva. Los resultados para la sección más comprometida por el proceso erosivo se muestran en la Figura 8.8.

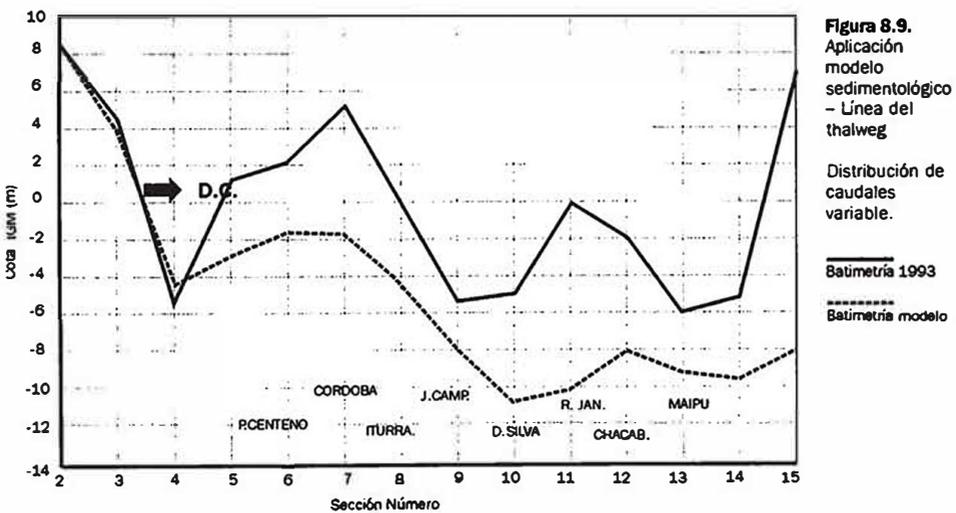
Figura 8.8.
 Sección de erosión general - Distribución de caudales constante



En la etapa de proyecto, el procedimiento de cálculo consideró las posibles modificaciones en la distribución de caudales durante el desarrollo del proceso erosivo a lo largo de la ocurrencia de la crecida. La secuencia de cálculo puede resumirse en los siguientes pasos:

- Se consideró el mismo hidrograma de diseño que en la etapa de anteproyecto discretizado de igual modo.
- Se explotó el modelo hidrodinámico con el caudal del primer escalón y la batimetría relevada a los fines del estudio. Se obtuvo de este modo la primera distribución de caudales.
- Con la distribución de caudales así obtenida y la batimetría relevada, se corrió el modelo sedimentológico para diferentes tubos de corriente que abarcaron la totalidad del área de modelación. El caudal, nivel y permanencia considerados, fueron los definidos para el primer escalón del hidrograma de diseño.
- A partir de los resultados obtenidos en el modelo sedimentológico se reconstruyó la batimetría del tramo que se verificaría una vez transcurrido el período de tiempo definido por el primer escalón de caudales.
- Se alimentó el modelo hidrodinámico bidimensional con la nueva batimetría, el cual volvió a ser explotado con el caudal del segundo escalón del hidrograma.
- Con la nueva distribución de caudales y teniendo como batimetría de partida las secciones de erosión resultantes del primer escalón, se volvió a explotar el modelo sedimentológico, para las condiciones hidráulicas del segundo escalón del hidrograma.
- El proceso se repitió para todos los intervalos en que fue discretizado el hidrograma de la crecida de diseño.

Los resultados para un tubo de corriente próximo al analizado a nivel del anteproyecto (Figura 8.7.), se presentan en la Figura 8.9.



Se observa que excepto las máximas profundidades ubicadas a la altura de la sección 10 (Figura 8.9.), en general las erosiones obtenidas en la instancia de proyecto fueron menores que las de anteproyecto. Ello se debe al hecho de que al considerar la redistribución de caudales, las erosiones sufridas sobre el centro del cauce y margen izquierda determinan una tendencia decreciente de la concentración inicial de caudales sobre margen derecha, con lo cual las socavaciones no se incrementan en forma tan marcada como se observó para la situación en que la distribución de caudales permaneció invariable durante toda la crecida.

Para la obtención de las secciones transversales de erosión se procedió de igual modo al descrito para la situación de anteproyecto.

Si se comparan las Figuras 8.7. y 8.9. correspondientes a la explotación del modelo con la Figura 8.4., resultante de la calibración, se pueden comprobar las menores cotas de erosión obtenidas en la etapa de aplicación, no obstante que el hidrograma empleado en ambos casos resultó prácticamente el mismo. La respuesta a este hecho está dada por la cota que presenta el fondo del río al momento del comienzo de cada crecida. En efecto, la crecida de 1983, empleada para la calibración, encontró un lecho con cotas muy superiores a las relevadas en 1993, situación de partida supuesta para la aplicación de la crecida de diseño. Ello se debe a la imposibilidad de recrecimiento del fondo de la laguna en ese sector (Figura 8.1.), ya que no recibe aportes de la carga de lecho desde aguas arriba. Se desprende de lo dicho, que para una condición hidrosedimentológica en la que no se ha alcanzado el equilibrio, un mismo evento provocará cotas de erosión más profundas si parte de una condición de lecho ya erosionada. Ello resalta la importancia de estudiar con detenimiento la evolución temporal de los procesos erosivos, y la adecuada definición de la magnitud y duración de la crecida de diseño.

Los resultados obtenidos permiten señalar que las herramientas de cálculo empleadas brindaron una adecuada respuesta al problema de la estimación de las erosiones en las proximidades de la costanera de la ciudad de Santa Fe (Sector Av. 7 Jefes). La integración de un modelo hidrodinámico bidimensional y un modelo sedimentológico unidimensional, demostró ser un recurso válido que permite a la vez que obtener resultados confiables, realizar un seguimiento del proceso con un detalle de la mecánica involucrada, difícil de lograr en modelos más complejos con menores posibilidades de adaptación por parte de los usuarios.

**Estudio de erosiones para el diseño
de la obra de protección del Túnel Subfluvial Hernandarias**

El Túnel Subfluvial Hernandarias que une las ciudades de Paraná y Santa Fe (Argentina), es una de las más importantes obras de vinculación vial con que cuenta el litoral argentino (Figura 8.10.). Con su inauguración en 1969, se superó una historia de aislamiento de la Mesopotamia con el resto del país.

El diseño del Túnel exige que tenga permanentemente una tapada de arena por sobre la estructura de modo que le otorgue el sobrepeso necesario para garantizar su estabilidad. Desde su inauguración hasta el año 1982, dicha tapada fue siempre suficiente y no se registraron problemas en este sentido. Pero la ocurrencia de la crecida extraordinaria de 1983 provocó erosiones del lecho y la generación de formas de fondo (dunas) de tal magnitud, que determinaron que no sólo se eliminara temporariamente la cubierta de sedimentos sino que parte de la estructura quedara transitoriamente expuesta a la acción de la corriente. Este fenómeno se repitió con la crecida de 1992, decidiéndose en ese entonces la construcción de una protección de lecho en el sector más profundo del cauce (Figura 8.10.).



Figura 8.10.
Ubicación Túnel
Subfluvial
Hernandarias y
su obra de
protección

En el año 1997, relevamientos sistemáticos de ese sector del río demostraron una tendencia de las máximas profundidades a desplazarse hacia la costa santafesina (ver Capítulo 4), fuera del área de colocación de la protección. En tales circunstancias se le encomendó a la FICH la estimación de las erosiones

que se podrían dar en la sección del Túnel de ocurrir una crecida extraordinaria de características similares a la de 1982/83, y cómo incidirían sobre esas erosiones la presencia de la manta y su posible destape.

La consideración de las posibles erosiones que tendrían lugar en la sección del Túnel, involucró evaluar las erosiones generales consecuencia del incremento de caudal y las erosiones locales que podrían verificarse asociadas a la obstrucción al escurrimiento que genera la manta al destaparse y deformarse. En este punto se hará énfasis en la estimación de las erosiones generales. Los aspectos relacionados con las erosiones locales se analizan más adelante en este mismo capítulo.

Para la estimación de las erosiones generales se empleó una crecida de diseño de 100 años de recurrencia, resultante del estudio hidrológico desarrollado para el Proyecto de Reconstrucción de la Av. 7 Jefes de la ciudad de Santa Fe. Los resultados de dicho estudio se resumen en el siguiente cuadro. (ver Capítulo 6).

Cuadro 8.2.
Crecidas
máximas y de
diseño en el río
Paraná

Crecida	Recurrencia (años)	Q _m Corrientes (m ³ /s)	Q _m Paraná Sta. Fe (m ³ /s)
1992	35	55.000	56.000
1983	61	60.215	61.000
Diseño	100	64.800	65.800

La herramienta de modelación empleada fue el modelo sedimentológico desarrollado por la FICH (Prendes y otros, 1992), cuyos principios de funcionamiento y características más sobresalientes ya se han presentado.

A diferencia de la metodología empleada para analizar los procesos erosivos en la laguna Setúbal, el modelo sedimentológico en esta oportunidad no fue alimentado por un modelo hidrodinámico. En su reemplazo la distribución transversal de caudales en el área de modelación fue obtenida a partir de corridas de flotadores llevadas a cabo en condición de aguas altas.

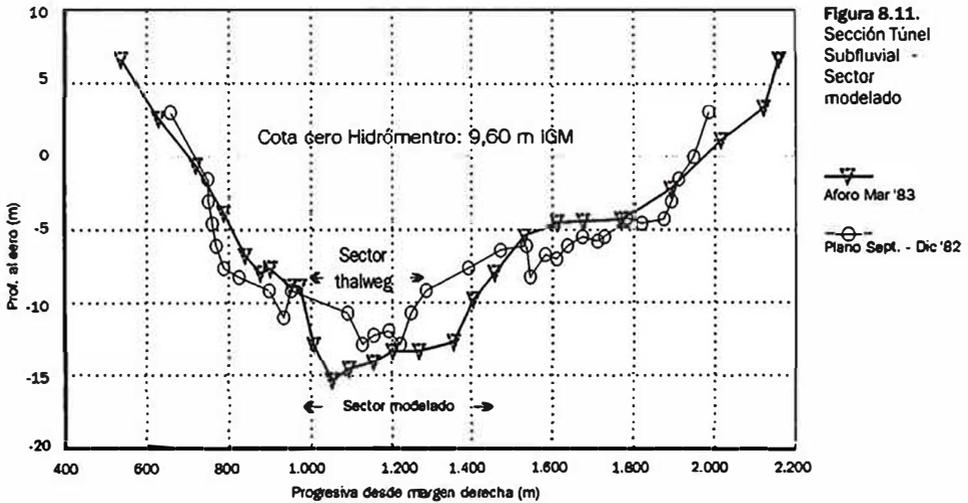
Calibración del modelo:

La importante información batimétrica, hidráulica y sedimentológica disponible en este tramo del río Paraná, resultó clave en el proceso de calibración de la herramienta de cálculo. En este sentido estudios desarrollados por la FICH en 1992, los cuales se describen en el Capítulo 5, permitieron comprobar el buen desempeño de la fórmula de Engelund - Fredsøe (1976) para la estimación del transporte de fondo y de Engelund - Hansen (1967), para el cálculo del transporte total de material de fondo. Ello determinó que en la aplicación del modelo sedimentológico a este caso en particular se emplearan las fórmulas referidas.

Aun considerando la confiabilidad de esas fórmulas, el proceso de calibración resulta igualmente imprescindible, tanto para ajustar efectos resultantes de las particularidades morfológicas propias del tramo en estudio, como para verificar el comportamiento del modelo ante una situación conocida similar a la adoptada para el diseño.

El hecho de contar con registros detallados de la crecida extraordinaria de 1982/83, brindó la oportunidad de calibrar el modelo en base a la degradación observada del lecho durante ese evento. Se empleó para ello un plano base de la situación de partida (set/dic 1982), y un plano de verificación correspondiente a julio de 1983. (Fuente: Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables, Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hernandarias).

Dado que el modelo trabaja por tubos de corriente, resultó necesario definir el sector de interés en donde se deseaban conocer las erosiones sin necesidad de modelar todo el ancho del río. Dicho sector correspondió a la zona del thalweg, claramente identificada como la de mayor actividad erosiva. Se estableció de este modo un ancho de 400 m coincidente con las mayores profundidades de la sección (Figura 8.11.)



El ancho total de 400 m en la sección de emplazamiento del Túnel se dividió en 4 tubos de 100 m cada uno. El área de modelación abarcó desde 200 m aguas abajo de la obra hasta 1600 m aguas arriba de la misma. La extensión hacia aguas arriba estuvo condicionada por la necesidad de ubicar una sección transversal de entrada al modelo que resultara estable durante el pasaje de la crecida, circunstancia que fue observada en la sección de las torres de alta tensión (Figura 8.10.).

Para cada tubo de corriente se definió su eje, obteniéndose en cada caso el perfil longitudinal de partida para la corrida del modelo. Las Figuras 8.12. y 8.13. muestran los perfiles correspondientes a los tubos 3 y 4 obtenidos a partir del plano de set/dic. 1982. La ubicación de los tubos de corriente en el plano de julio de 1983 se hizo con igual criterio que para el plano de partida, comprobándose que no se produjeron cambios significativos en la posición de los mismos.

En ambos casos los perfiles fueron suavizados de modo de filtrar las perturbaciones que sobre el nivel medio introducen las dunas presentes en el lecho.

Las características del hidrograma en el período de calibración permitieron emplear un caudal constante en el intervalo de tiempo considerado, el cual resultó de promediar las suaves oscilaciones del hidrograma observado. La altura hidrométrica y el caudal resultante fueron:

$$H_{pp} = 6,4 \text{ m} \quad ; \quad Q = 29.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con estos datos se estuvo en condiciones de efectuar las corridas de calibración adoptando como coeficiente de ajuste el n de Manning. En relación con ello se deben mencionar algunas particularidades del tramo, que influyeron sobre los valores de n a adoptar:

- La morfología del tramo, que combina una expansión en planta con una contracción en vertical, generando condiciones de no-uniformidad que debieron ser tenidas en cuenta.
- Variación significativa de las formas de fondo a lo largo de los tubos de corriente. Esas modificaciones acompañan los cambios de profundidad que se verifican en el tramo. (ver Capítulo 5)

Estos dos elementos determinaron la necesidad de introducir modificaciones de los valores de n de una sección a otra. De este proceso resultó un rango de coeficientes de Manning que variaron desde 0,020 en la sección extrema de aguas arriba, con máximas profundidades, a 0,028 en la sección del Túnel.

En las Figuras 8.12. y 8.13. se representan los perfiles de cálculo resultantes de la calibración. Se observa el buen ajuste logrado con los valores del coeficiente de rugosidad n de Manning adoptados.

Aplicación del modelo:

Para evaluar las máximas erosiones generales esperables en la sección de emplazamiento del Túnel, se consideró el pasaje de la crecida de diseño, con una condición inicial del lecho en el área de modelación similar a la relevada en setiembre de 1997 (último relevamiento disponible al mo-

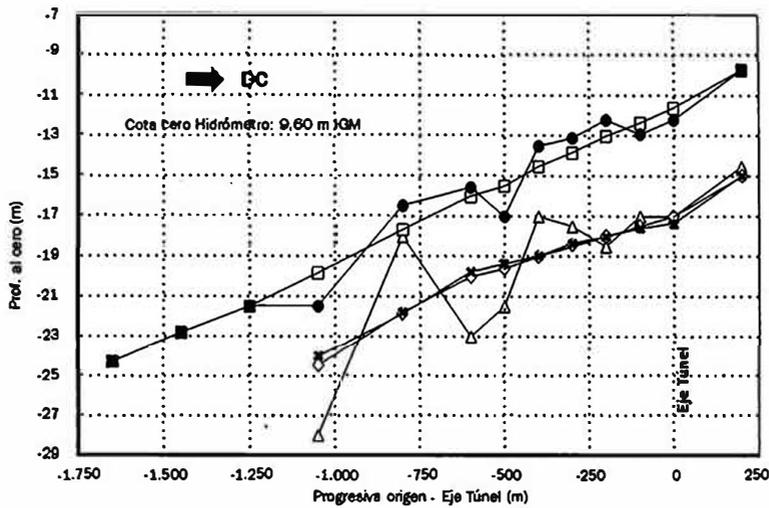


Figura 8.12. Calibración modelo sedimentológico - Tubo 3

- Perfil inicial
- Perfil inic. suaviz.
- △ Perfil 30/07/83
- ◇ Perfil 30/07/83 suaviz.
- Perfil calculado

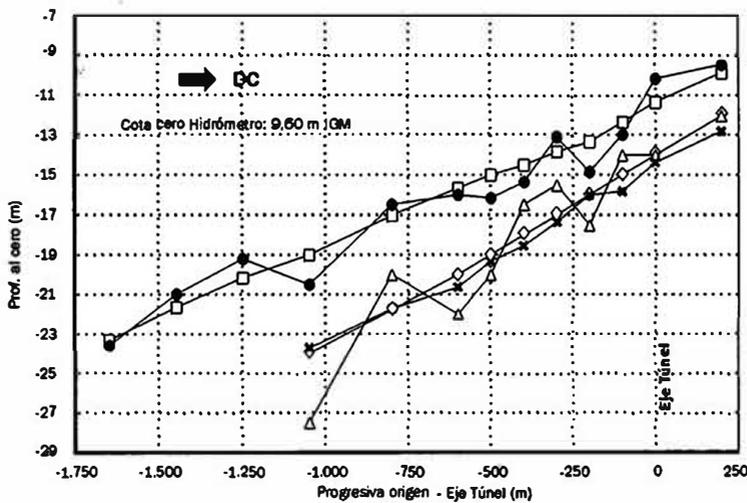
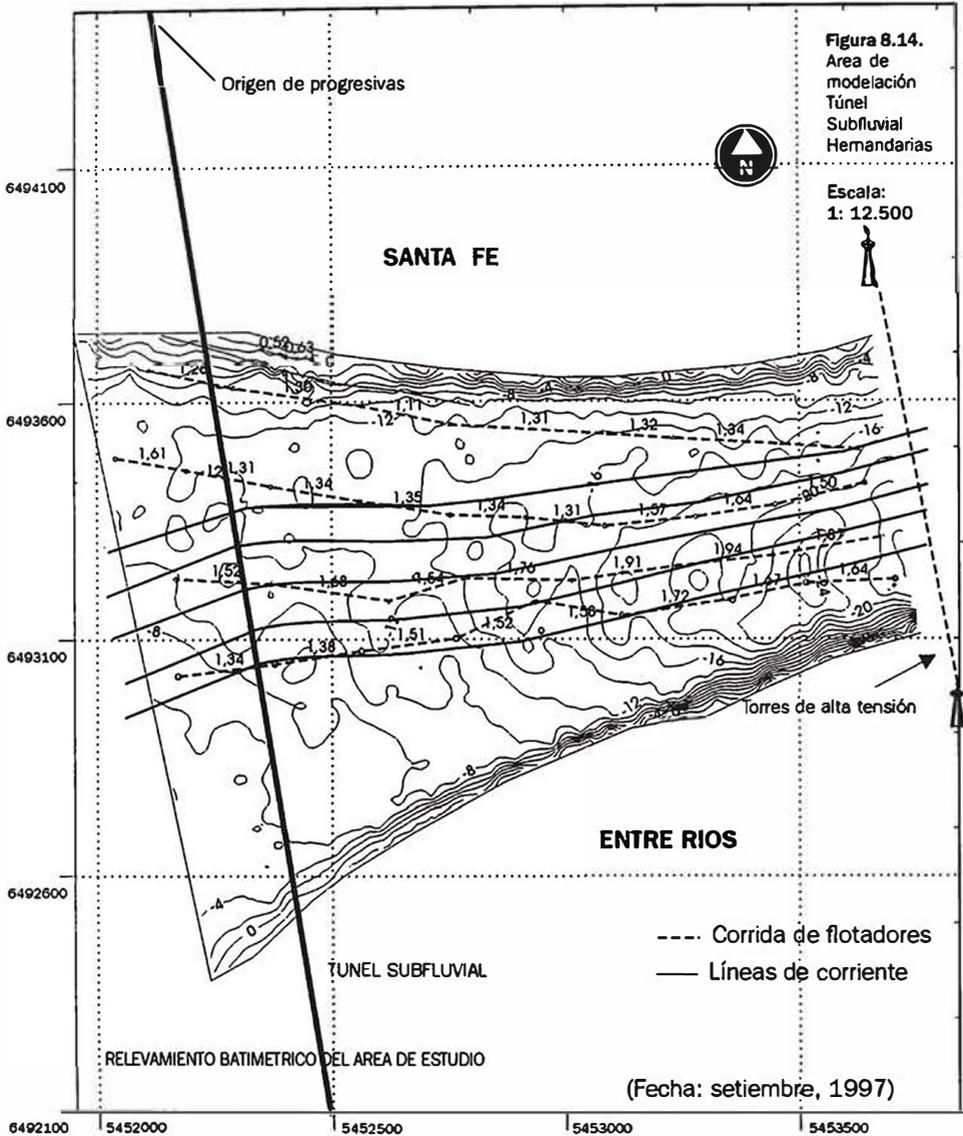


Figura 8.13. Calibración modelo sedimentológico - Tubo 4

- Perfil inicial
- Perfil inic. suaviz.
- △ Perfil 30/07/83
- ◇ Perfil 30/07/83 suaviz.
- Perfil calculado

mento del estudio). La definición del área de modelación tuvo en cuenta los mismos criterios que los considerados en la etapa de calibración del modelo. Esto es, se identificó el sector del thalweg en el tramo a modelar y se dividió el mismo en cuatro tubos ubicados de acuerdo con la distribución de caudales obtenida de la corrida de flotadores efectuada a los fines del estudio. (Figura 8.14.)



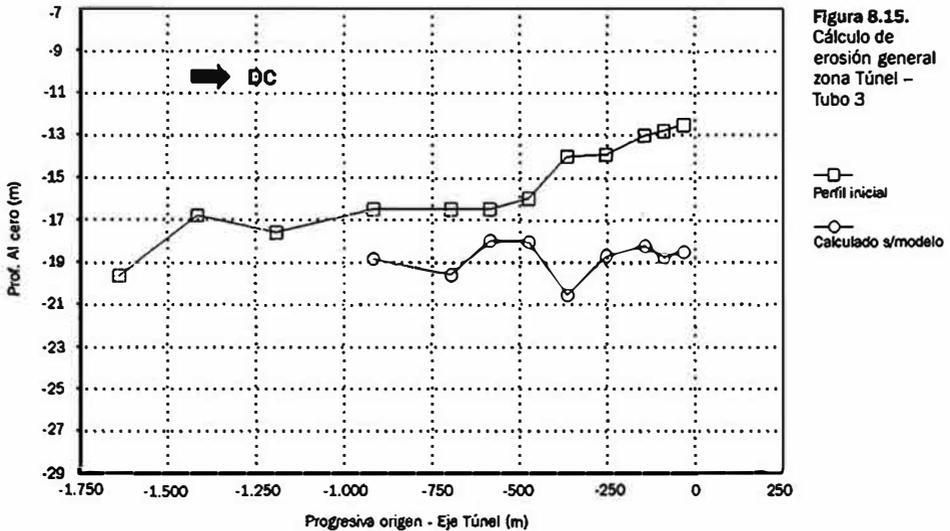
Una vez situados los tubos de corriente se definió la grilla de modelación con una separación entre secciones variable, más densa en las proximidades del Túnel y con mayor espaciamento en el tramo de aguas arriba, hasta alcanzar la condición de entrada en la zona de las torres de alta tensión (Figura 8.14.).

La prolongada permanencia de caudales altos en la crecida de diseño permitió, al igual que en la calibración, el empleo de un caudal constante

durante la corrida del modelo. Este caudal se obtuvo promediando las oscilaciones que presentó el hidrograma durante los meses de permanencia del pico. Quedaron definidos de esta forma la duración, caudal y nivel hidrométrico para los cuales se llevaron a cabo las corridas. Los valores obtenidos son los siguientes:

Duración (días)	H _{pp} (Pto. Paraná) (m)	Q (m ³ /s)
210	6,70	31.320

El perfil longitudinal obtenido para el tubo de corriente 3 se presenta en la Figura 8.15.



Si se comparan las erosiones suministradas por el modelo en la etapa de aplicación (Figura 8.15.) con las obtenidas durante la calibración en igual sector del cauce (Figura 8.12.), se puede comprobar que las profundidades alcanzadas en la sección del Túnel son similares en ambos casos. Ello se fundamenta en la similitud que existió entre la crecida considerada para la calibración y la adoptada para el diseño, como en la similitud de las batimetrías de partida en uno y otro caso. Sobre esto último cabe la aclaración de que si bien se observaron desplazamientos del thalweg hacia margen derecha, no se produjeron cambios en la profundidad característica del mismo entre el plano de partida empleado para la calibración y el considerado para la explotación del modelo.

Aunque no se empleó en este caso un modelo hidrodinámico bidimensional, la disponibilidad de información hidráulica obtenida a

partir de las corridas de flotadores, como se mencionara oportunamente, permitió adoptar distribuciones de caudales que dieron lugar a erosiones altamente comparables con las verificadas en la etapa de calibración del modelo (crecida extraordinaria de 1983). Este hecho ratifica la necesidad de contar con mediciones de campo confiables, obtenidas en situaciones que guarden alguna similitud con las consideradas para diseño, a fin de asegurar la consistencia de la herramienta de cálculo utilizada.

Estimación de erosiones generales mediante la aplicación de fórmulas de cálculo

Se ha hecho énfasis hasta aquí en dos ejemplos de aplicación de técnicas de modelación matemática que demostraron la aptitud de una herramienta de cálculo desarrollada en la FICH, y la posibilidad de trabajar en forma conjunta con un modelo hidrodinámico bidimensional a fondo fijo. En ambos casos, más allá de los resultados finales obtenidos para el diseño, se pudo conocer la evolución del proceso durante el desarrollo de la crecida. Sin embargo, debe señalarse que el uso de tales técnicas exige un conocimiento del sistema en estudio y una disponibilidad de datos con que en muchos casos no se cuenta.

En aquellas circunstancias en donde no se dispone de la información suficiente, o existen limitaciones de tiempo o presupuesto que no permiten la aplicación de modelos matemáticos a fondo móvil, sigue siendo válido el uso de formulaciones empíricas o semiempíricas que evalúan el estado final de equilibrio de una sección representativa de un tramo de río para determinadas condiciones de la corriente actuando en régimen permanente. La selección de una u otra fórmula de cálculo se sustenta en el grado de validación de que hayan sido objeto y en un conocimiento apropiado de los fundamentos teóricos y experimentales que les dieron origen.

En lo que sigue se presenta el conocimiento que la FICH ha desarrollado en relación con la aplicabilidad de fórmulas semiempíricas a secciones y tramos del cauce principal del río Paraná y otros cauces de importancia que existen en su llanura aluvial.

Comparación de distintas fórmulas de cálculo

Existe en la literatura un número muy importante de expresiones de cálculo que permiten evaluar en forma expeditiva las profundidades esperables debido a procesos de erosión general o por contracción. Si bien no se tiene la intención de efectuar aquí un resumen de todas ellas, es posible demostrar que muchas de estas ecuaciones se pueden expresar mediante una estructura común de los parámetros que intervienen, de modo de facilitar su proceso de comparación (Schreider y otros, 1999). A fin de ejemplificar

este concepto se considerarán las ecuaciones propuestas por Laursen (1963), Blench (1969), Maza y García Flores (1978) y Lischtván Lebediev (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1984). En el cuadro siguiente se presenta cada una de las ecuaciones consideradas.

Fórmula de:	Ecuación propuesta
Laursen (1963)	$h_s = \left[\frac{q_i}{6,32 \cdot d^{0,33}} \right]^{0,857} \quad (8.4)$
Blench (1969) (Concentración de sedimento pequeña)	$h_s = \left[\frac{q_i}{4,28 \cdot d^{0,25}} \right]^{0,67} \quad (8.5)$
Maza Alvarez y García Flores (1978)	$h_s = \left[\frac{q_i}{6,05 \cdot d^{0,35}} \right]^{0,87} \quad (8.6)$
Lischtván Lebediev (Juárez Badillo, 1984)	$h_s = \left[\frac{q_i}{4,7 \cdot d^{0,28}} \right]^{0,71} \quad (8.7)$

Donde, h_s : profundidad total de escurrimiento una vez alcanzado el equilibrio; q_i : caudal específico en la vertical considerada, d : diámetro de sedimentos

Se puede observar en las ecuaciones expuestas una fuerte dependencia de la profundidad de erosión respecto del caudal específico y del diámetro de la partícula del lecho, siempre considerado como granular. Ello permite expresar las cuatro fórmulas seleccionadas bajo una forma única genérica.

$$h_s = \left[\frac{q_i}{\gamma \cdot d^\eta} \right]^\omega \quad (8.8)$$

En donde los coeficientes “ γ ” “ η ” y “ ω ” adoptan en cada caso los siguientes valores, según la ecuación de que se trate:

	γ	η	ω
Lischtván- Lebediev	4,70	0,28	0,71
Laursen	6,32	0,33	0,86
Blench	4,28	0,25	0,67
Maza-García	6,05	0,35	0,87

Cuadro 8.3.
Coeficientes de las expresiones de cálculo de la erosión general

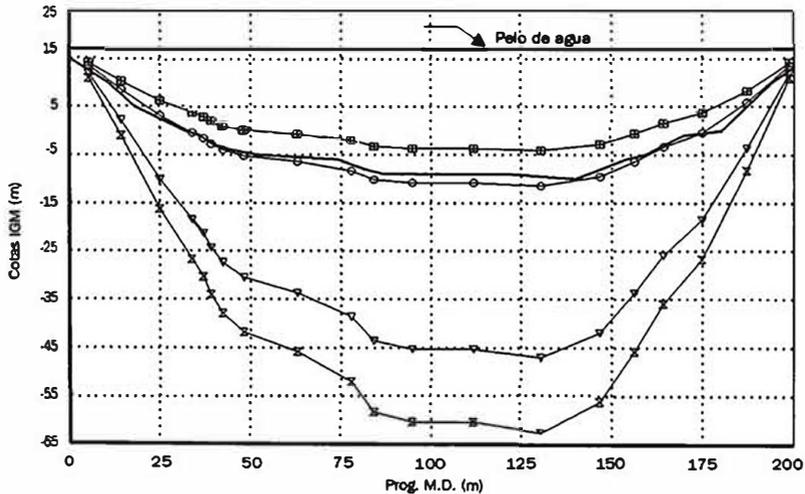
El valor del coeficiente “ ω ” en la ecuación de Lischvan Lebediev es válido para el rango de arenas finas y medias características del río Paraná.

Dada la similitud que presentan las distintas fórmulas de cálculo, queda claro que la magnitud de los resultados en uno y otro caso dependerá enteramente del valor que adoptan los coeficientes. Desde este punto de vista es evidente la influencia del parámetro “ ω ”, cuyos mayores valores se asocian a las máximas erosiones. A este hecho se suma la incidencia de los parámetros “ γ ” y “ η ”, incluidos en el denominador de la expresión, los cuales adoptan valores que en todos los casos magnifican las diferencias asociadas al valor del exponente para el rango de diámetros de las arenas. En efecto, la máxima variación determinada por el exponente “ ω ” es del orden del 30% (entre las fórmulas de Maza – García y Blench). Esta variación se incrementa a un 42% cuando se considera la influencia de todos los coeficientes en el caso de tratarse de diámetro de 1 mm y a un 69 % si el diámetro se reduce a 0,3 mm.

A los fines de comparar la aptitud de las fórmulas consideradas a situaciones observadas en el tramo medio del río Paraná se adoptaron dos secciones representativas, una correspondiente a uno de los brazos que se desarrolla sobre su llanura aluvial y la otra al cauce principal. Las Figuras 8.16. y 8.17. presentan los resultados proporcionados por cada una de las expresiones, conjuntamente con las secciones relevadas al final de la crecida extraordinaria de 1982/83.

Figura 8.16. Verificación de fórmulas de erosión general - arroyo Leyes Crecida extraordinaria 1982/83

- Medido
- Lischvan
- Laursen
- Blench
- Maza Alvarez



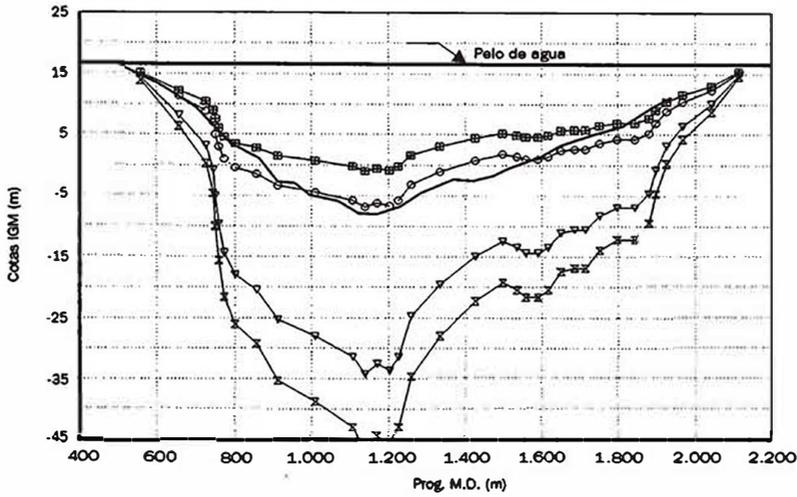


Figura 8.17. Verificación de fórmulas de erosión general - río Paraná Crecida extraordinaria 1982/83

Medido
 Lischvan
 Laursen
 Blench
 Maza Alvarez

En ambas figuras resalta el buen grado de ajuste que presenta la fórmula de Lischvan Lebediev, como también las importantes diferencias que arrojan las restantes ecuaciones utilizadas. En efecto, del análisis de las mismas se puede ver que la ecuación de Blench subestima en ambos casos las profundidades de erosión medidas. En el otro extremo, y ratificando la diferencia observada en el análisis de los coeficientes, la ecuación derivada de la expresión de Maza y García Flores, arroja resultados muy por encima de los reales, con sobrestimaciones que van de 2 a 3 veces las profundidades medidas.

Esta comparación de resultados, que se ha reflejado aquí a través de sólo dos ejemplos, se repite en muchas otras secciones y condiciones de aplicación en el tramo medio del río Paraná. Este hecho pone de manifiesto la aptitud del método de Lischvan Lebediev para evaluar en forma expeditiva profundidades de erosión para las condiciones hidráulicas y sedimentológicas características del río Paraná en su tramo medio.

El concepto de velocidad de equilibrio en la ecuación de Lischvan Lebediev

La comparación de las ecuaciones de Laursen (1963), Maza y García Flores (1978) y Lischvan Lebediev (Juárez Badillo, 1984), permite explicar en parte el grado de ajuste de los resultados obtenidos en cada caso. En efecto tanto la ecuación de Laursen como la de Maza y García Flores parten del supuesto de que la condición límite de erosión se alcanza cuando las partículas que componen el lecho cesan en su movimiento, esto es la velocidad de la corriente cae a valores compatibles con la iniciación del movimiento en los términos que considera Shields (Van Rijn, 1990). Sobre esta base, es lógico que la aplicación de ecuaciones de este tipo a un

río como el Paraná, sobrestime los valores observados, ya que aun en condiciones de equilibrio en un gran río de llanura, la velocidad de la corriente siempre resulta notoriamente superior a la correspondiente a iniciación de movimiento.

Por su parte, la metodología propuesta por Lischvan Lebediev emplea una condición de equilibrio dada por la siguiente expresión:

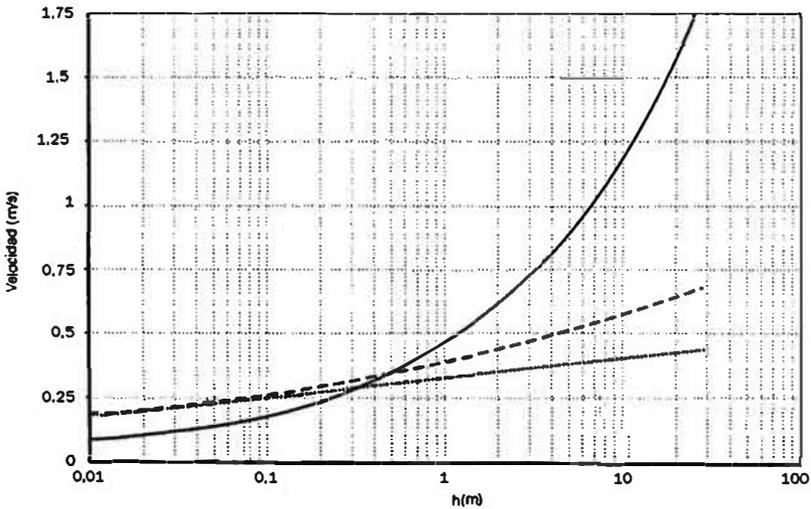
$$U_c = 4,7 h^{0,41} d^{0,28} \quad (\text{Unidades métricas}) \quad (8.9)$$

Donde, U_c : velocidad de equilibrio; h : tirante de equilibrio; d : diámetro de sedimento

Si se compara esta expresión con las que surgen de un perfil logarítmico o exponencial en las que se ha introducido el valor de velocidad de corte correspondiente a iniciación de movimiento, se puede ver el distinto comportamiento de la ecuación de Lischvan según el tirante del escurrimiento que se esté considerando y el diámetro de sedimento involucrado. En la Figura 8.18. se presenta esta comparación para un diámetro de sedimento de 0,5 mm.

Figura 8.18.
Variación de la
velocidad de
equilibrio con la
profundidad del
escurrimiento

— Expresión Lischvan
- - - Ley logarítmica
- - - Ley exponencial



Se advierte que para tirantes pequeños, inferiores a un metro, las tres ecuaciones utilizadas dan resultados similares, con lo que en todos los casos se estaría evaluando una condición límite representativa de la iniciación de movimiento. Sin embargo para tirantes mayores, la ley propuesta por Lischvan brinda progresivamente velocidades mayores que las otras dos

ecuaciones. De este modo para tirantes típicos del río Paraná, superiores a 10 m, la velocidad de equilibrio que brinda la metodología de Lischtvan supera en 2 y 3 veces la correspondiente a iniciación de movimiento, poniendo en evidencia que las profundidades de erosión así calculadas están representando una condición de equilibrio con transporte generalizado como efectivamente sucede en el cauce principal del río Paraná y sus principales brazos que recorren su valle aluvial.

Sobre la base de esta comprobación, se aplicó la metodología de Lischtvan a un gran número de verticales en diferentes secciones y tramos del río Paraná Medio. En cada vertical se conocía el caudal específico y la profundidad de equilibrio. La Figura 8.19. muestra la bondad del ajuste logrado por el método.

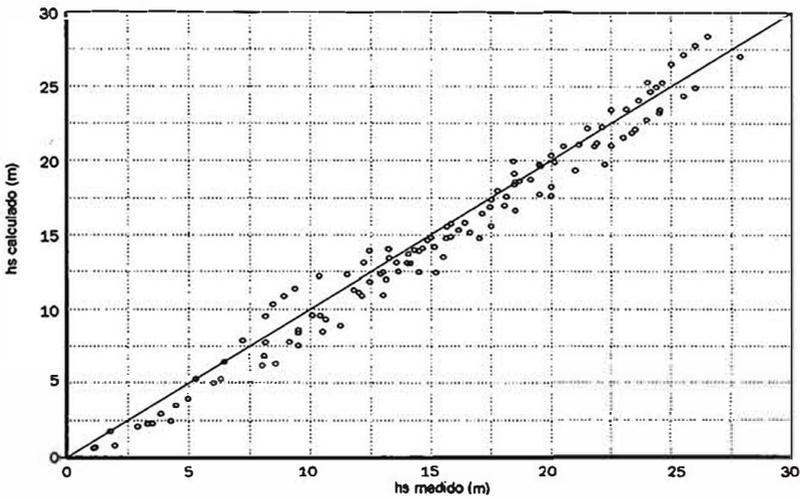


Figura 8.19. Aplicación de la ecuación de Lischtvan Lebediev a datos del río Paraná

De los 97 datos recopilados en el río Paraná, el 47% de ellos presentó errores inferiores a $\pm 5\%$ y el 69% se incluyó en la banda de error del 10%, en tanto el 85% de los datos tuvieron errores menores a $\pm 20\%$.

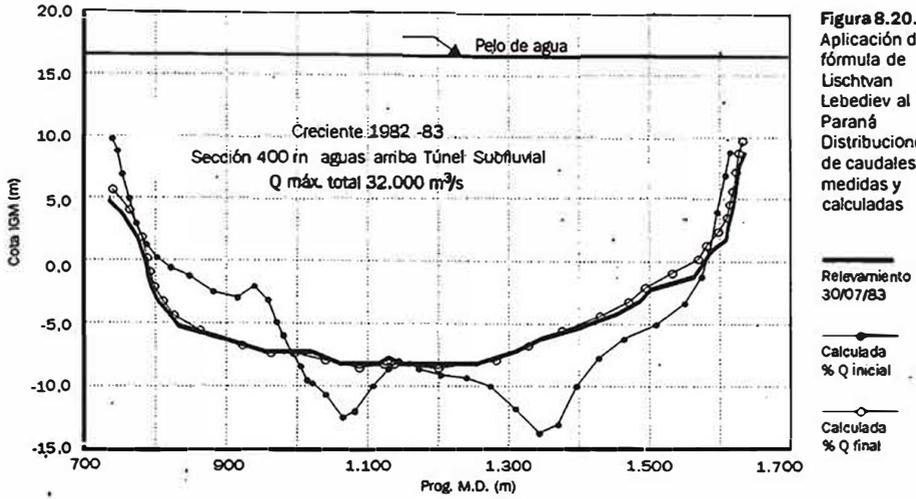
Una situación particular en la aplicación de esta metodología corresponde a los puentes aliviadores ubicados en el valle de inundación del río Paraná. Se da allí una situación de erosión con agua clara en la sección de los puentes, pero con profundidades que de acuerdo a lo que establece la Figura 8.18., traerían aparejadas velocidades de equilibrio que involucrarían una cierta tasa de transporte de sedimentos. Ello haría suponer que la ecuación de Lischtvan Lebediev debería subestimar las profundidades de erosión observadas. Sin embargo, en este tipo de puentes con luces relativamente pequeñas en relación con el ancho del flujo de aproximación, se

suman otras circunstancias además de la adecuada consideración de la velocidad de equilibrio. En efecto, la presencia de erosiones locales junto a los estribos da lugar a un proceso de interacción entre los efectos de contracción y de estribo, lo cual determina cambios en la distribución de caudales y consecuentemente altera las erosiones por contracción esperables en la sección del puente. Mayores detalles sobre estos aspectos se brindan más adelante en el punto donde se evalúa la interacción entre la erosión por contracción y las erosiones locales junto a los estribos en los puentes aliviadores del valle de inundación del río Paraná.

El empleo del caudal específico en la ecuación de Lischtvan Lebediev

La expresión de la ecuación de Lischtvan en términos del caudal específico, no es la forma original en que fue propuesta por sus autores, de acuerdo a lo informado por Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1984). Se puede demostrar, sin embargo, que ambas expresiones son absolutamente análogas (Schreider y otros, 1999).

La decisión de presentar la ecuación en términos del caudal específico obedece precisamente a las ventajas que ello representa en la aplicación a grandes ríos de llanura como es el caso del tramo medio del río Paraná. En efecto, la posibilidad de contar con datos observados de distribución de caudales permite predecir posibles cambios en la morfología de la sección a partir de la tendencia que presenta dicha distribución de caudales. Esto es frecuente en un gran río como el Paraná, donde no necesariamente la distribución de caudales obedece estrictamente a la repartición de áreas de la sección previa al inicio del proceso erosivo. Una situación de este tipo no puede ser analizada con la forma original de la ecuación, porque en ella la conductancia del cauce, " $I^{1/2}/n$ " (I : pendiente de energía), es constante para toda la sección y la ecuación pasa a depender únicamente del tirante inicial en cada vertical y del diámetro de sedimento, con lo cual para un diámetro único la sección erosionada inevitablemente tendrá la misma forma que la sección de partida. Lo afirmado aquí se refleja en la Figura 8.20. Se ha representado allí la sección medida al final del proceso erosivo luego de la crecida de 1983, y se han superpuesto a ella las secciones calculadas para dos situaciones: con la distribución de caudales obtenida de la morfología de partida y con la distribución medida durante el pico de la crecida. Se observa que la sección calculada a partir de la distribución medida concuerda en forma mucho más precisa con la sección relevada que la obtenida a partir de la distribución de caudales calculada.



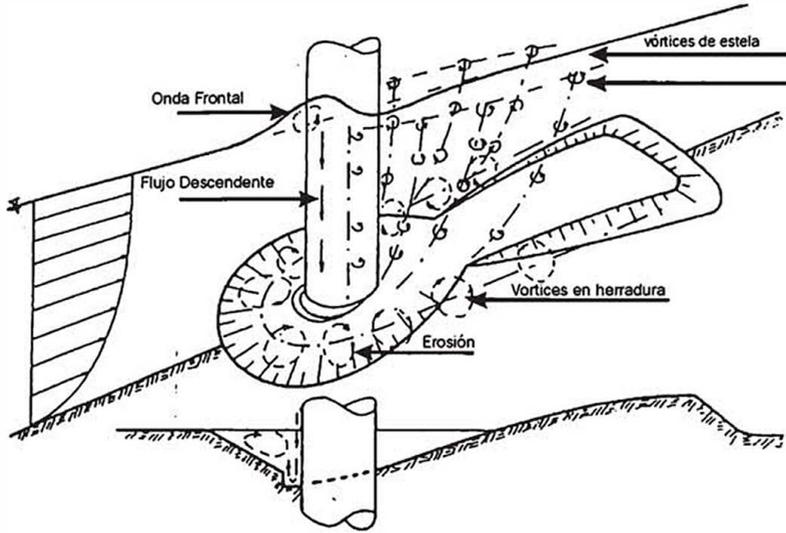
Los hechos analizados ratifican la importancia que tiene una correcta estimación de la distribución de caudales que se verificarían durante la crecida, sobre las erosiones estimadas por el método. Esa distribución puede ser obtenida a partir de un modelo bidimensional a fondo fijo, o estimada en función de tendencias visualizadas con datos relevados en crecidas anteriores.

Erosión local en pilas

Conceptos generales

El mecanismo básico que causa la erosión local en pilas es la formación de vórtices (llamados vórtices de herradura) en su base (Figura 8.21.). Los vórtices de herradura resultan de la interacción de la corriente descendente que se forma frente a la pila y de la obstrucción y consecuente aceleración del escurrimiento alrededor de la nariz de la pila. La acción de esos vórtices remueve el material del lecho en la base de la pila. El transporte de sedimentos fuera de la zona de la base de la pila es mayor que el que llega a ella y, consecuentemente, se desarrolla una hoya de erosión. A medida que la profundidad de erosión se incrementa, la potencia del vórtice de herradura se reduce, y en consecuencia se limita la capacidad de remoción de sedimentos desde la base de la pila. El equilibrio en la erosión se alcanza cuando el sedimento removido de la hoya se iguala con el proveniente de aguas arriba, o se hace igual a cero en el caso de que el proceso erosivo sea en condición de agua clara.

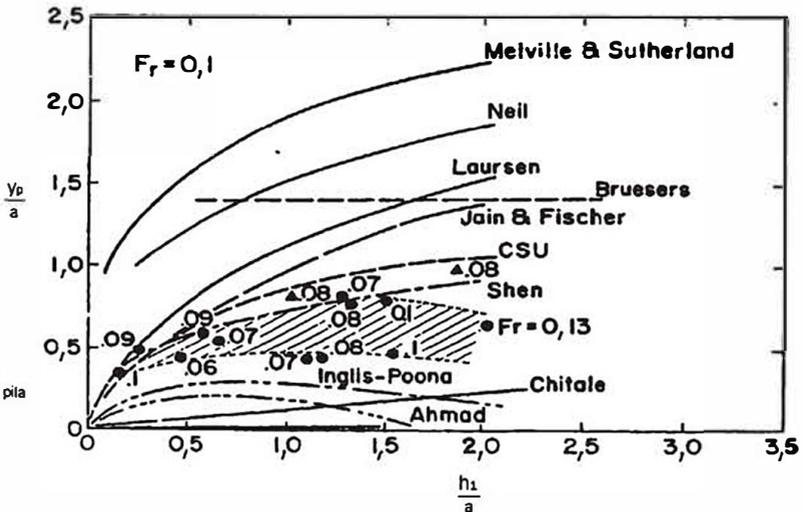
Figura 8.21. Configuración del escurrimiento alrededor de una pila cilíndrica (tomado de Raudkivi, 1990)



El estudio de la erosión local en una pila es quizá uno de los problemas de la Hidráulica Fluvial que mayor cantidad de antecedentes bibliográficos presenta. Trabajos como de los de Laursen (1960), Raudkivi (1990), Breusser y Raudkivi (1991), U.S.Department of Transportation (1995), Richardson y Richardson (1989), MOPU (1988), son referencias válidas para encarar el cálculo de la socavación local en pilas. En general la mayoría de las ecuaciones de cálculo disponibles están sustentadas en experimentos de laboratorio, con una muy reducida o nula validación de datos de campo. Una primera compilación de erosiones locales observadas en prototipo (Jones, 1983) demostró que la mayoría de las fórmulas sobrestimaban en forma muy significativa los valores medidos. (Figura 8.22.)

Figura 8.22. Comparación de ecuaciones de erosión local en pilas con datos de campo (tomado de Jones, 1983)

y_p : erosión local en la pila
 h_1 : tirante frente a la pila
 a : ancho o diámetro de la pila
 Fr : número de Froude



Ello puede deberse en parte, a la incidencia que tiene el número de Froude sobre la erosión local en pilas. En efecto, en la mayoría de las ecuaciones propuestas en la literatura el número de Froude no es una variable considerada explícitamente, sino que estaría incluida en los coeficientes que posee cada ecuación. Al comparar en la Figura 8.22. los números de Froude de los datos observados, con los típicos que se verifican en experimentos de laboratorio, normalmente superiores a 0,1 (0,4 en el caso de los datos utilizados por Laursen para su fórmula), se encuentra el por qué muchas de las ecuaciones que no incluyen el número de Froude como uno de sus parámetros básicos sobrestiman marcadamente las erosiones observadas, informadas por Jones (1983):

El antecedente bibliográfico mencionado, resulta sustancial a la hora de seleccionar la o las ecuaciones de cálculo de erosión local en pila a utilizar en un río con las características del Paraná. Resulta evidente a partir de la Figura 8.22., la necesidad de que la expresión a utilizar contemple la participación del número de Froude, dado los bajos valores que este parámetro adopta en el río Paraná y su sistema de tributarios. Mayores detalles sobre la ecuación de cálculo recomendada se incluyen en el análisis del caso de aplicación que a continuación se describe a modo de ejemplo.

Erosión en pilas en el nuevo puente del arroyo Leyes

El arroyo Leyes constituye la entrada de caudales más importante que alimenta el sistema Leyes Setúbal (Capítulo 11). Su actividad erosiva en las últimas décadas, puso en peligro el actual puente de la ruta provincial N° 1, el cual debió ser protegido con medidas de emergencia durante las últimas crecidas. Incluso se llegó a prohibir el tránsito sobre el mismo. Tales circunstancias determinaron que el Gobierno de la Provincia de Santa Fe decidiera llevar a cabo el proyecto de un nuevo puente que reemplace al actual (Figura 8.23.).



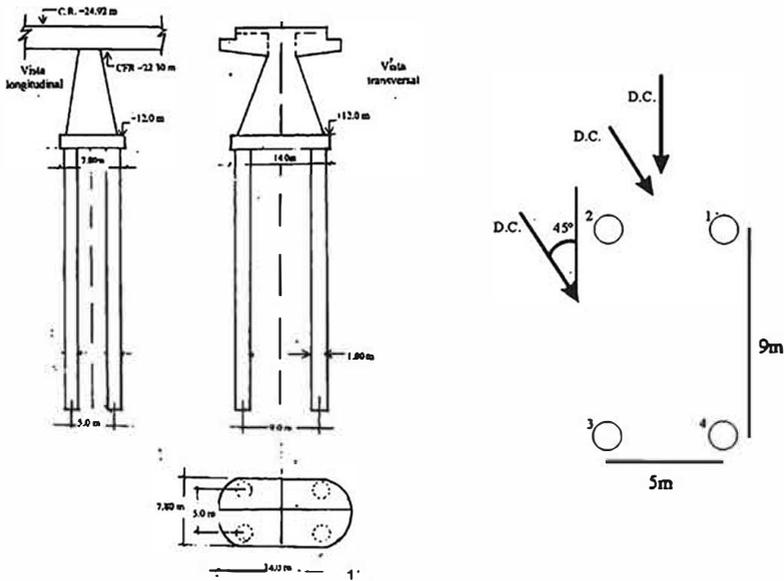
Figura 8.23.
Ubicación
geográfica
puente sobre el
arroyo Leyes

En el marco de los estudios requeridos para la concreción del Proyecto, los especialistas de la FICH tuvieron a su cargo la estimación de las máximas erosiones esperables en el sitio de emplazamiento del nuevo puente.

Los aspectos relativos a la evaluación de las erosiones generales se llevaron a cabo siguiendo lineamientos similares a los mencionados con anterioridad en este capítulo, habiéndose recurrido al uso de fórmulas semiempíricas para su cuantificación.

Para la estimación de las erosiones locales se tuvieron en cuenta las condiciones hidráulicas de la corriente, la granulometría del lecho y la configuración de los pilotes adoptados por los proyectistas. El hecho de que el diseño contemplara la presencia de pilotes múltiples con una configuración rectangular (Figura 8.24.), exigió que el cálculo se llevara a cabo en dos etapas.

Figura 8.24.
Puente sobre el arroyo Leyes -
Croquis de la configuración de pilotes



Cálculo de la erosión en una pila aislada

Se empleó para ello la fórmula de la Universidad de Colorado CSU (U. S. Dept. of Transportation, 1995). Esta fórmula permite calcular la erosión de equilibrio en pilas tanto para fondo plano sin transporte como en la situación de transporte generalizado y fondo con dunas. La expresión de cálculo es la siguiente:

$$y_p/h = 2,0 K_1 K_2 K_3 (a/h)^{0,65} F_r^{0,43} \quad (8.10)$$

Donde, y_p : erosión local en la pila; h : profundidad del escurrimiento aguas arriba; K_1 : factor de corrección por forma; K_2 : factor de corrección por ángulo de ataque; K_3 : factor de corrección por formas de fondo; F_r : número de Froude de la corriente ($= U / (g \cdot h)^{0.5}$); U : velocidad de la corriente aguas arriba de la pila, g : aceleración de la gravedad.

La erosión resultante para la condición de crecida considerada fue de 4,8 m.

Efecto de interferencia por presencia de pilas múltiples

El hecho de la presencia de pilas múltiples determina modificaciones en la magnitud de la erosión respecto de la que se daría para una pila aislada de iguales características. La ubicación relativa de los pilotes entre sí, hace que los efectos de interferencia en unos casos aumente la erosión respecto del pilote único y en otros la reduzca. En este proceso juegan un papel fundamental tanto la configuración del conjunto de pilotes como el ángulo de incidencia que la corriente tiene sobre ellos.

A los fines del cálculo de las erosiones en el nuevo puente de la ruta provincial N° 1 sobre el arroyo Leyes se analizaron dos ángulos de incidencia de la corriente respecto del conjunto: 0 y 45 grados. (Figura 8.24.).

Dado que la bibliografía no brinda un detalle del efecto de pilas múltiples en configuraciones rectangulares como la del puente sobre el arroyo Leyes, se desarrolló un análisis particular considerando las pilas de a pares y evaluando en cada caso, y según la orientación que para ese par tendría la corriente, el factor de maximización correspondiente de acuerdo a lo que informan Raudkivi y Sutherland (1981). Como resultado de este proceso se obtuvieron los porcentajes de incremento de la erosión respecto de la que se daría en la pila aislada según el ángulo de incidencia de la corriente.

Corriente alineada:

Los pilotes más afectados son los números 1 y 2 ubicados aguas arriba, con un incremento de la erosión de 27 %. Resulta de este modo una erosión local de 6,1 m.

Corriente a 45° respecto de la traza del puente:

Del análisis efectuado surge que cuando la corriente incide a 45 ° los pilotes más afectados por la superposición de efectos son los que se ubican aguas abajo (pilotes 3 y 4), con incrementos de la erosión local que oscilan entre 56 y 62%. De este modo la máxima erosión en la pila, cuando la corriente incide a 45 ° alcanza los 7,8 m.

Erosión por contracción y por estribos en puentes aliviadores del valle de inundación del río Paraná

Conceptos generales:

Existen en la bibliografía extensas referencias a los mecanismos erosivos que se desarrollan en un estribo (Melville, 1992, Kandasamy, 1989, Kwan, 1984, Dongol, 1994.) Se combinan allí adecuadas descripciones de los procesos involucrados con formulaciones de cálculo que, al igual que en el caso de erosión local en pilas, se basan solamente en experiencias de laboratorio, sin ninguna verificación en prototipo. Sólo la ecuación propuesta por Richardson y otros (1990), fue desarrollada a partir de datos de campo recopilados en el río Mississippi.

Si bien pudiera ser de interés discutir la adaptabilidad o no de una fórmula dada a situaciones observadas en puentes aliviadores del valle de inundación del río Paraná, la base de datos disponible resulta sumamente escasa para cumplir con este cometido. En su lugar se habrá de analizar el proceso erosivo en su conjunto a partir de un caso testigo relevado con detalle durante la crecida extraordinaria de los años 1982/83. La información fue suministrada por el Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua y del Ambiente (INA – ex INCyTH), y el Séptimo Distrito de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV). Sobre esta base se habrá de considerar cómo interactúan las erosiones por contracción y por estribo, y si el proceso observado se corresponde con lo que recomienda la literatura (U. S. Dept. of Transportation, 1995) como secuencia de cálculo para la estimación de las erosiones totales en un puente aliviador.

El caso de los puentes aliviadores de la ruta nacional N° 168

La crecida extraordinaria de los años 1982/83 dio lugar a un importante incremento del escurrimiento sobre el valle aluvial. En estas circunstancias, los puentes aliviadores construidos en la planicie de inundación adyacente a la ciudad de Santa Fe (Figura 8.25.) debieron descargar caudales varias veces mayores que los que se correspondían con una situación de equilibrio de la sección de paso original. Ello determinó la ocurrencia de erosiones muy importantes que dieron lugar al colapso de varios de ellos. (Foto 8.3.).

La existencia de la ruta nacional N° 168 en el tramo que une las localidades de Santa Fe y La Guardia, da lugar a una particular configuración del flujo que se puede resumir en las siguientes características:

- Escurrimiento de aproximación con frentes de avance de la corriente muy anchos, profundidades relativamente pequeñas y bajas velocidades



Foto 8.3.
 Puente aliviador
 N° 6 de la R.N.
 168, destruido
 en la crecida de
 1983.

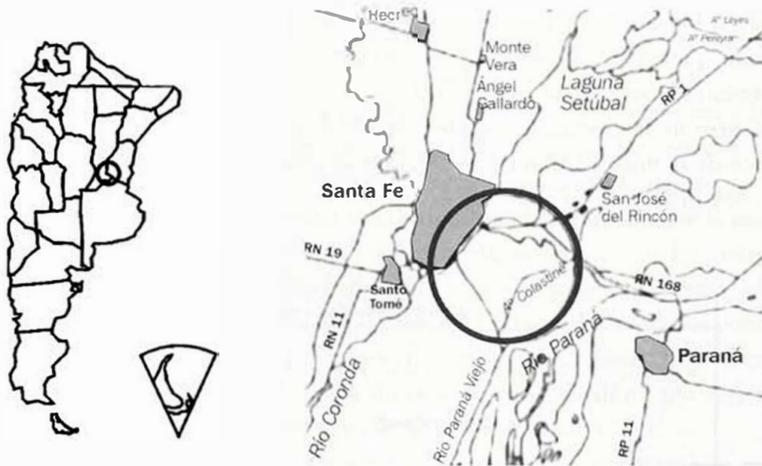
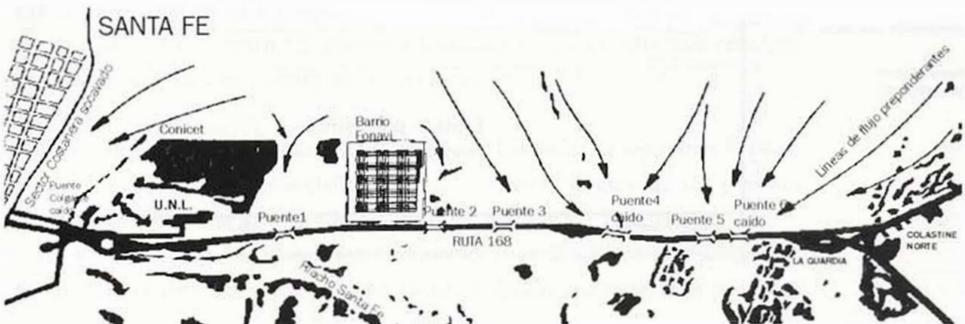


Figura 8.25.
 Ubicación
 geográfica
 puentes
 aliviadores
 tramo Santa Fe
 - La Guardia



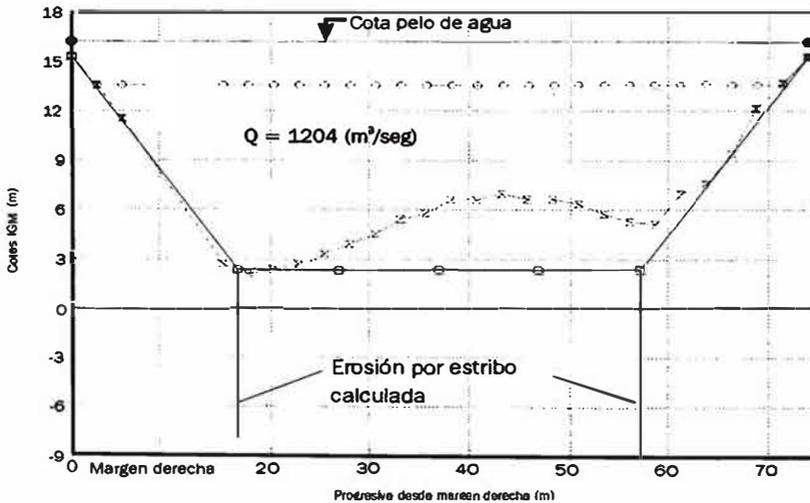
- Significativa reducción del ancho de escurrimiento en la sección de emplazamiento de la ruta, lo que da lugar a altas velocidades y sobreelevaciones del pelo de agua al comienzo del proceso erosivo. Importantes tasas de transporte de sedimentos debido al incremento de la capacidad de arrastre de la corriente en la zona del puente, a lo que se suman los mecanismos de erosión local por pila y estribo.
- Procesos de erosión con agua clara, es decir sin aportes de sedimentos desde aguas arriba. Ello determina que las erosiones esperables para una condición de corriente dada, sean las máximas posibles.

En la Figura 8.25. se aprecia el tramo de la ruta considerado en el análisis. Al momento de la crecida de 1982/83 el tramo disponía de 6 aliviadores con una luz total de 350 m, a través de los cuales debía escurrir un caudal con una sección de aproximación uniforme de 5 km. de ancho, 3 m de profundidad y una velocidad media de 0,30 m/s. Las condiciones señaladas muestran una muy importante contracción del escurrimiento, dando lugar a significativas erosiones que tuvieron lugar durante el desarrollo de la crecida.

De la información relevada durante el evento mencionado, se seleccionaron los datos correspondientes al aliviador 4, destruido por la crecida, dado que en él se verificaron las máximas erosiones. En la Fig. 8.26 se presenta la sección de escurrimiento correspondiente al aliviador 4 al comienzo de la crecida (diciembre de 1982) y la relevada al momento del pico de la misma (julio de 1983), con un caudal aforado en la sección de 1.204 m³/s.

Figura 8.26.
Puente aliviador
N° 4. ruta nac.
N° 168

- Relevamiento del 22/12/82
- Erosión por contracción calculada
- Relevamiento del 06/07/83



La sección final muestra erosiones muy importantes del orden de 10 m respecto de la cota del lecho inicial. La información hidráulica y batimétrica disponible relevada hasta el mismo pico de la crecida permitió aplicar a esta situación particular la metodología de cálculo convencional sugerida en la literatura (U. S. Dept of Transportation., 1995). Se estuvo de este modo en condiciones de contrastar los valores de cálculo con una situación adecuadamente relevada.

La erosión por contracción fue estimada a través de la metodología propuesta por Lischtvan Lebediev (Juárez Badillo, 1984), en tanto que la erosión local por estribo se evaluó por la fórmula de Richardson y otros (U. S. Dept. of Transportation, 1995)

$$y_e = 4,0 h_1 F_{r1}^{0,33} \quad (8.11)$$

Donde, y_e : erosión local en el estribo; h_1 : profundidad de escurrimiento en el tubo de corriente adyacente al estribo; F_{r1} : número de Froude en el tubo de corriente adyacente al estribo.

La comparación de los valores calculados con los observados durante la crecida de 1983, muestra una serie de discrepancias que van más allá del posible grado de ajuste de las ecuaciones empleadas. En este sentido se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- La magnitud de la erosión por contracción calculada se aproxima a las máximas erosiones observadas, sobrestimando en forma importante las profundidades de erosión medidas en el sector central de la sección.
- Las distribuciones de caudales medidas reflejan la influencia que la geometría de la sección tiene sobre la conformación de las mismas. En efecto, la sección inicial de profundidad constante a todo lo ancho, se corresponde con una distribución de caudales uniforme. En tanto las modificaciones impuestas a la sección, por los mecanismos erosivos actuantes, determinaron una distribución final, luego de producida la erosión, que difiere significativamente de la inicial considerada para el cálculo
- La adición de la erosión por estribo a partir de la cota de erosión por contracción, arrojó erosiones totales calculadas que casi duplican las máximas observadas en la sección.
- No se consideraron las erosiones locales en pila dado que resultan despreciables para el puente en consideración.

Sobre la base de estos elementos se puede formular la siguiente hipótesis acerca del funcionamiento hidráulico sedimentológico de los puentes aliviadores ubicados en el valle de inundación del río Paraná:

En el caso de puentes aliviadores en valle de inundación, caracterizados por fuertes estrechamientos e importantes erosiones locales asociadas a la presencia

de estribos, la distribución inicial de caudales en la sección del puente se modifica en virtud del desarrollo de la hoya de socavación, reduciendo, para igual caudal total, el porcentaje que escurre por la porción de la sección no afectada por el fenómeno erosivo del estribo.

Como consecuencia de esto las máximas erosiones esperables a causa del estrechamiento, estarían condicionadas por la redistribución de caudales antes aludida. La relación funcional que involucra la hipótesis planteada puede ser expresada del siguiente modo

$$\frac{\%Q}{\%Q_0} = f(h_1, y_e, B, B_e, n_e) \quad (8.12)$$

Donde, B: ancho del puente; B_e : ancho de la hoya de socavación; %Q: porcentaje de caudal que escurre en el sector de la brecha no afectado por las hoyas de erosión local por estribo, $B - B_e$, luego de finalizado el proceso erosivo, % Q_0 , porcentaje de caudal que escurre en el ancho $B - B_e$, previo al inicio del proceso erosivo; n_e : número de estribos.

Para comprobar la hipótesis planteada se llevaron a cabo una serie de experiencias de laboratorio, en un cuenco de ensayos de 22 m de largo, 10 m de ancho y 1 m de profundidad (Foto 8.4.) que posee el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas.

Foto 8.4.
Vista general del
cuenco de
ensayos



El escurrimiento se contrajo mediante la colocación de módulos metálicos, materializando así una brecha central de 3 m de ancho, con lo cual se trató de representar la configuración del escurrimiento en valle de inundación a su llegada a un puente aliviador.

Se llevaron a cabo tres series de ensayos:

- Sin muros guía
- Con un muro guía
- Con dos muros guía

En cada una de las series se empleó la siguiente secuencia de caudales: 0,048 m³/s.; 0,079 m³/s.; 0,095 m³/s.; 0,115 m³/s.; 0,140 m³/s y 0,180 m³/s. Al final del intervalo de aplicación de cada uno de estos caudales se determinó

- La profundidad máxima en la hoya de erosión asociada al estribo
- El perfil transversal de la sección de la brecha
- El caudal que escurrió por la brecha fuera de la hoya de erosión

La Figura 8.27. muestra los perfiles finales de equilibrio para las tres situaciones ensayadas correspondientes al mayor caudal utilizado.

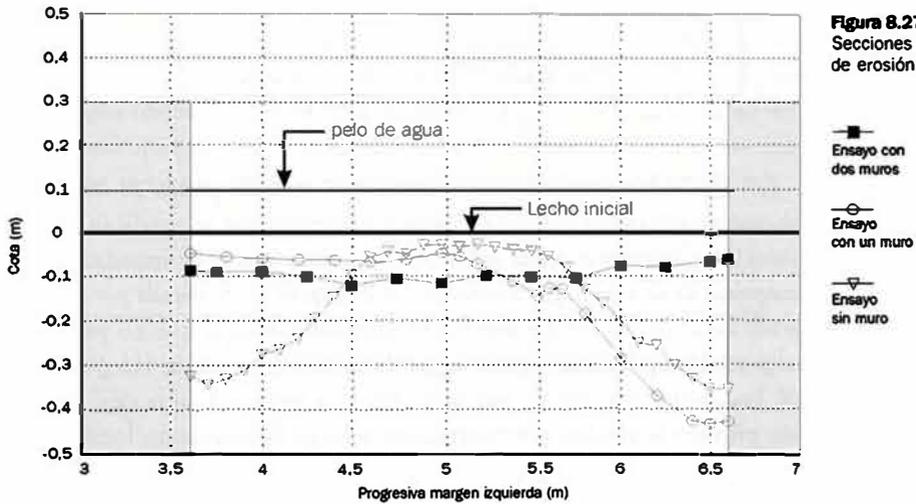


Figura 8.27.
Secciones finales de erosión

■ Ensayo con dos muros
 ▽ Ensayo con un muro
 ▽ Ensayo sin muro

Los experimentos realizados permitieron comprobar la hipótesis de partida. En efecto, los ensayos demostraron que cuanto mayor era la hoya de erosión resultaba menor el porcentaje de caudal que escurría por la parte central de la brecha y consecuentemente menor la erosión debida al efecto de contracción. (Figura 8.27.).

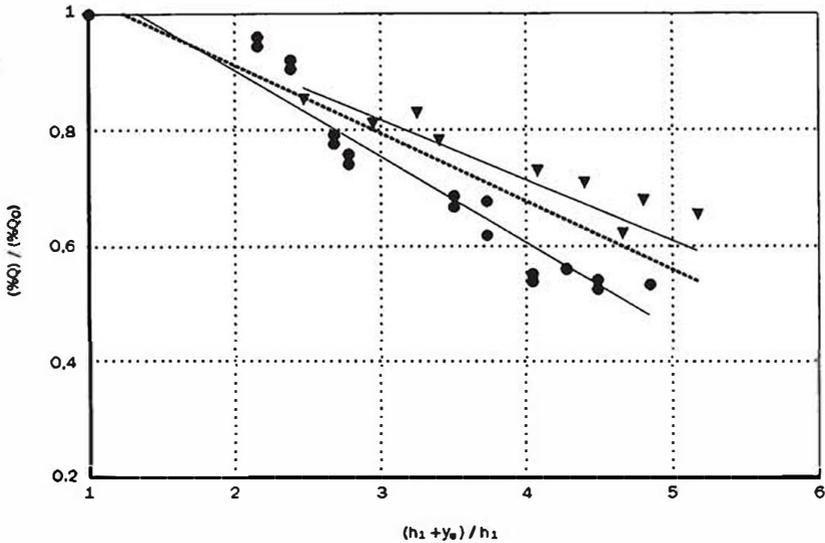
La magnitud de la redistribución de caudales resultó variable en función de la profundidad que alcanzaba la hoya de erosión y de acuerdo a si se trataba de una o dos hoyas según la condición de muros guías considerada. En este sentido los efectos de reducción de caudal en la zona central fueron más acentuados para las mayores profundidades de erosión y la no

existencia de muros guía con reducciones de caudal que alcanzaron hasta un 50 % respecto de la situación al comienzo del proceso erosivo. La Figura 8.28. resume las variaciones observadas para los distintos ensayos llevados a cabo.

Figura 8.28.
Relación de
redistribución de
caudales

● sin muros guía
▼ un muro guía

ajuste del total
de los datos



Los resultados presentados en Figuras 8.27. y 8.28. ponen de manifiesto que en contracciones significativas, como las que se verifican en los sitios de emplazamiento de puentes aliviadores en valle de inundación, *la magnitud de la erosión por contracción se encuentra condicionada por el desarrollo de la socavación por estribo*. Se desprende de aquí que no parecería aconsejable aplicar las metodologías de cálculos estándares (U. S. Dept. of Transportation, 1995), que proponen una secuencia en la cual se evalúa primero la erosión por contracción y luego la socavación local, desarrollada a partir de la primera. Este esquema fue el que se aplicó al caso del aliviador 4 (Figura 8.26.), habiéndose ya señalado la importante sobrestimación de los valores de erosión calculados, con respecto a los efectivamente medidos.

En su lugar se propone un procedimiento de cálculo que contemple las particulares condiciones que involucra la evolución de las erosiones en un puente aliviador en valle de inundación, caracterizado por una significativa contracción del escurrimiento. Dicha secuencia se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Cálculo de los parámetros hidráulicos correspondientes al caudal de diseño, característicos de la sección de emplazamiento del puente y del escurrimiento de aproximación, para la situación inicial sin erosión.

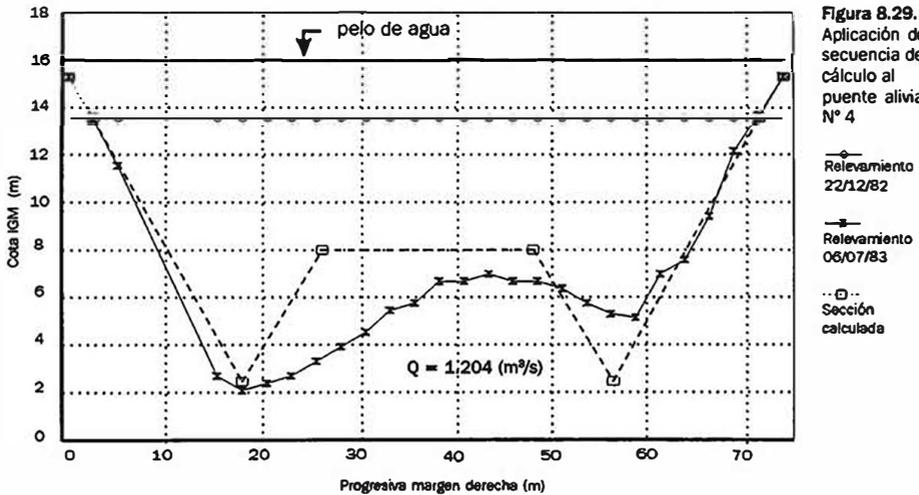
2. Cálculo de la erosión por estribo en base a los parámetros hidráulicos obtenidos en 1.

3. Delimitación de la hoya de erosión por estribo, considerando un ancho $B_e = 2,7$ veces la profundidad de socavación calculada en 2. (U.S. Dept. of Transportation., 1995)

4. Con la profundidad en la sección del estrechamiento adyacente al estribo h_1 , calculada en 1, y la socavación por estribo y_e calculada en 2, se obtiene a partir de una relación funcional como la presentada en la Figura 8.28. el porcentaje de reducción del caudal que escurre en la zona central del estrechamiento no afectada por las hoyas de erosión.

5. Con el nuevo caudal obtenido en 4 se calcula la erosión por contracción en el sector de la brecha no afectada por la influencia de los estribos.

El procedimiento de cálculo propuesto se aplicó a las erosiones observadas en el aliviador 4 de la ruta nacional N° 168 durante la crecida de 1982/83. El hecho de que la relación entre la luz del puente B, y el ancho de la hoya de erosión por estribo B_e a nivel de la cota de erosión por contracción, fuera semejante a la observada en los experimentos de laboratorio permitió el empleo de la curva de ajuste brindada en la Figura 8.28. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 8.29 Las ecuaciones de cálculo para estimar las erosiones por estribo y contracción fueron las mismas que se emplearon para el procedimiento estándar (Figura 8.26.)



El buen ajuste de los resultados brinda una primera evidencia experimental en base a datos de campo que convalida los resultados de laboratorio. Se concluye en este sentido que la erosión por contracción y por estribo interactúan y no pueden sumarse linealmente. Es más, la velocidad de

desarrollo de la erosión local supera ampliamente a la de contracción condicionando el desarrollo de esta última.

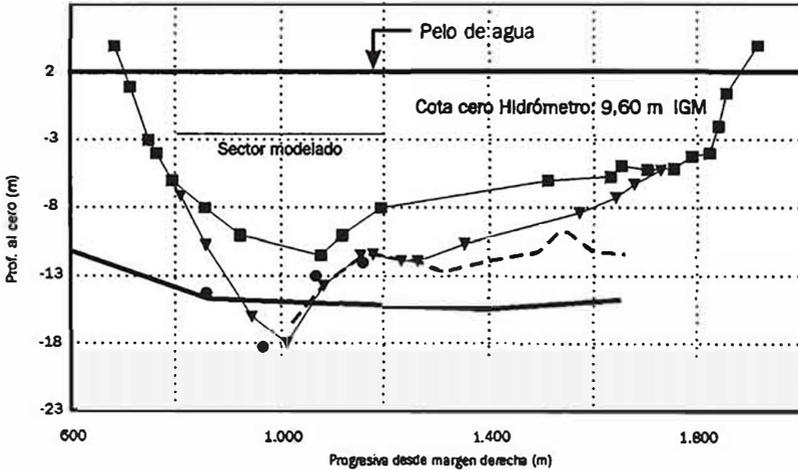
Se debe señalar que los resultados obtenidos corresponden a situaciones finales de equilibrio que en el caso del prototipo analizado involucran la rotura del estrato cohesivo superficial y el completo desarrollo de las erosiones en el lecho granular.

Erosión local en el extremo de la cubierta deformada del Túnel Subfluvial

Las erosiones generales estimadas en la sección del Túnel Subfluvial, indicaron descensos del nivel de lecho que pondrían al descubierto el extremo de la cubierta protectora ubicada en el sector central del cauce (Figura 8.30.).

Figura 8.30.
Río Paraná -
Sección
transversal
Túnel Subfluvial

■ Sec. Ago 1996
● Calculado S/modelo
— Manta protectora
— Extrados Túnel
▼ Sec. calculada



Esta situación planteó la necesidad de determinar la posible existencia de erosiones locales en el extremo de la manta, producto de la obstrucción que genera la misma al deformarse.

Analogía con la erosión local en un estribo

El descenso del lecho por debajo de la cota de colocación de la cubierta determina que la protección se comporte como un obstáculo sumergido que obstruye el escurrimiento. El estancamiento que se origina de una parte del flujo frente a la cara de aguas arriba de la cubierta, y la necesaria des-

viación de los filetes líquidos que se aproximan a la misma, configuran una estructura de la corriente que guarda cierta analogía con lo que ocurre en un estribo (Melville, 1992; Dongol, 1994).

El hecho anterior implica que el mecanismo de erosión actuante en el extremo de la protección sería análogo, de algún modo, al que ha sido ampliamente estudiado en estribos de puentes o espigones. Sin embargo, deben señalarse sustantivas diferencias que determinan que las erosiones resultantes sean muy inferiores a las que estimaría una ecuación desarrollada para evaluar el efecto erosivo de un estribo, aplicada a iguales condiciones de corriente. Estas diferencias se pueden resumir como sigue:

- El descenso general del lecho, y la consecuente deformación de la manta determina una obstrucción, pero sólo en la parte inferior del tirante. Ello hace que la corriente descendente y la vorticidad resultantes (Veiga da Cunha, 1971), sean proporcionales a la velocidad del escurrimiento en la zona obstruida, y no a la velocidad media de la corriente como en el caso de una pila o un estribo de puente.
- La forma que adopta el extremo de la protección al deformarse, la cual está estrechamente relacionada con el proceso de erosión general, resulta variable en función de la magnitud de éste, adoptando en general formas hidrodinámicas que producen menores erosiones locales.
- El desarrollo de la cubierta en el sentido de la corriente incorpora una variable más al obstáculo, que se suma a su longitud (transversal a la corriente), y a la altura del mismo. En general el desarrollo de la cubierta en el sentido de la corriente es varias veces mayor que la longitud que se opone al flujo.

Sobre la base de los efectos reductores de erosión identificados anteriormente, se postuló que la socavación en el extremo de la protección puede ser estimada a partir del valor dado por una fórmula desarrollada para estribos prismáticos, afectada por los coeficientes de reducción que tengan en cuenta los factores antes señalados:

$$y_{s\text{ manta}} = y_{sp} F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \quad (8.13)$$

Donde, $y_{s\text{ manta}}$: erosión local en el extremo de la manta; y_{sp} : erosión local en el estribo prismático que obstruye todo el tirante; F_1 : factor de reducción debido a la obstrucción parcial del tirante; F_2 : factor de reducción debido a la forma que adopta la protección; F_3 : factor de reducción debido al desarrollo de la protección en el sentido de la corriente.

Una adecuada estimación de los factores F_1 , F_2 y F_3 , limita el problema al grado de exactitud con que se calcule la erosión en el estribo prismático.

Desarrollo experimental

La investigación experimental destinada a definir los valores a adoptar por los factores de la ec. (8.13.), se llevó a cabo en un canal de pendiente fija de 16 m de largo, 0,40 m de ancho y 0,60 m de altura. Sobre su fondo se colocó un manto de arena uniforme de 1 mm de diámetro, conformando un lecho erosionable de 20 cm de espesor en el cual se colocaron, de acuerdo al objetivo particular de cada serie de ensayos una manta flexible que simuló la cubierta de protección del Túnel Subfluvial, y otros obstáculos de geometría fija que sirvieron de elementos de comparación en el desarrollo de las diferentes series de ensayos. (Foto 8.5.)

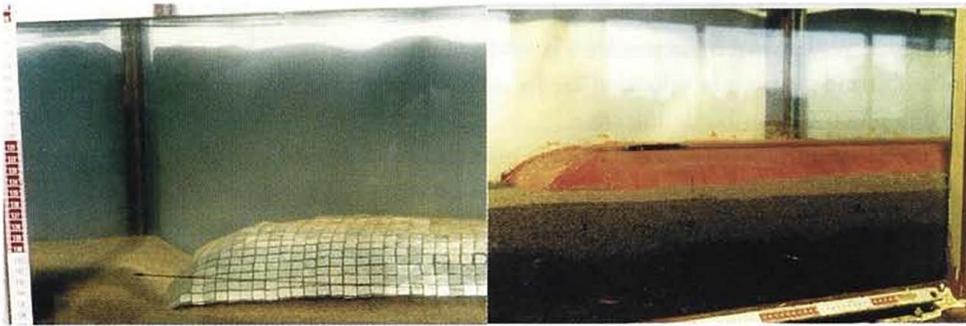


Foto 8.5. Erosión en el extremo de la manta de protección Túnel Subfluvial. Detalle de los ensayos de laboratorio.

Los objetivos de las siete series de ensayos realizados fueron los siguientes:

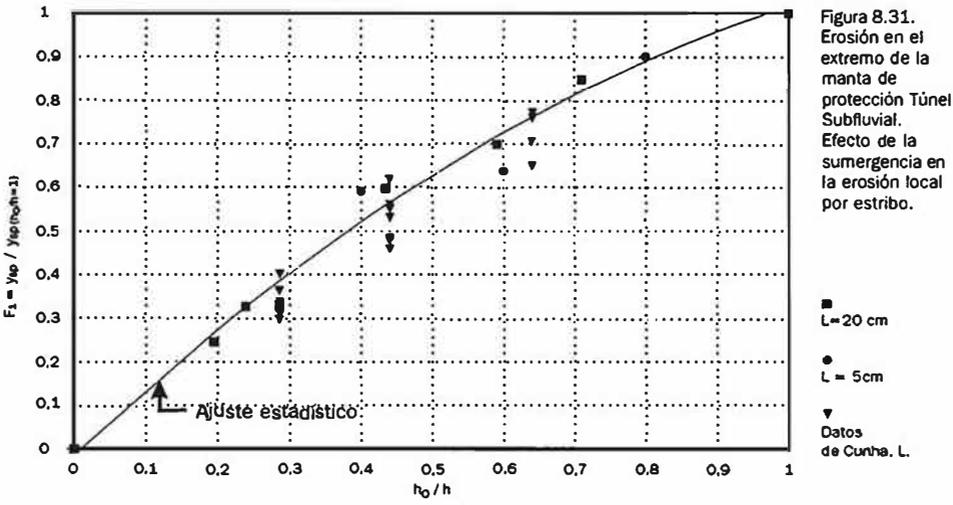
- Serie 1: estudiar la forma que adquiere la manta de protección una vez producida la erosión general.
- Serie 2 y 3: estimar la reducción en la erosión por estribo como consecuencia de que el obstáculo no abarca la totalidad del tirante.
- Serie 4: realizar un ajuste de las fórmulas de erosión local en estribo a los resultados experimentales.
- Serie 5: analizar la influencia que tiene la configuración que adopta el extremo de la manta, una vez deformada, sobre las erosiones locales que se producen al pie de la misma.
- Serie 6 y 7: incorporar el efecto introducido al considerar diferentes extensiones de manta en el sentido del escurrimiento.

Análisis de resultados:

Sumergencia del obstáculo:

En la Figura 8.31. se ha representado la influencia que tiene la sumergencia del obstáculo. Se han incluido en el gráfico los datos de los

ensayos obtenidos de las series 2 y 3, en conjunto con los datos presentados por Veiga da Cunha (1971). En todos los casos se comparó la erosión observada en un estribo sumergido de altura, h_0 , respecto de aquella medida en uno con igual forma y longitud que obstruía todo el tirante, h , manteniendo constante las condiciones del escurrimiento y del sedimento del lecho.



El buen ajuste estadístico de los datos de la Figura 8.31., confirma la influencia que tiene el parámetro h_0/h sobre la reducción de la erosión a causa de la obstrucción parcial del tirante.

Efecto de forma:

La serie de ensayos 5 permitió estudiar la influencia que tiene la forma que adopta el extremo de la manta sobre las erosiones locales. Los resultados obtenidos demuestran que la reducción debida a este efecto fue prácticamente constante para cualquiera de los tirantes ensayados. Se definió de este modo un factor $F_2 = 0,84$, que coincide, aproximadamente, con los coeficientes de forma presentados en la literatura para estribos de pared ataludada. (Laursen, 1980).

Longitud de la cubierta en el sentido de la corriente:

Tanto el análisis del efecto de la sumergencia como de la forma se llevaron a cabo sobre la base de un diseño experimental en donde el obstáculo tuvo un desarrollo transversal a la corriente sensiblemente mayor que el correspondiente en el sentido longitudinal, respetando en este sentido la

analogía con los fenómenos erosivos asociados a estribos o espigones. Sin embargo la cubierta del Túnel al destaparse presenta una configuración tal que hace que lo que típicamente sería el ancho en un estribo se torne de igual importancia, o mayor aún, que su correspondiente longitud (sentido transversal a la corriente).

Los resultados alcanzados para dos longitudes de manta en el sentido de la corriente, pusieron de manifiesto la existencia de una tendencia de reducción de la erosión en la medida que crece la relación "ancho /longitud" (B_c/L). En efecto, se pudo comprobar que para una relación $B_c/L = 2,5$; la erosión se redujo a un 75% de la que se observó para igual longitud de estribo, L , pero con un ancho notoriamente menor a su longitud (situación típica en puentes). Esta reducción alcanzó al 67% para una relación $B_c/L = 5$.

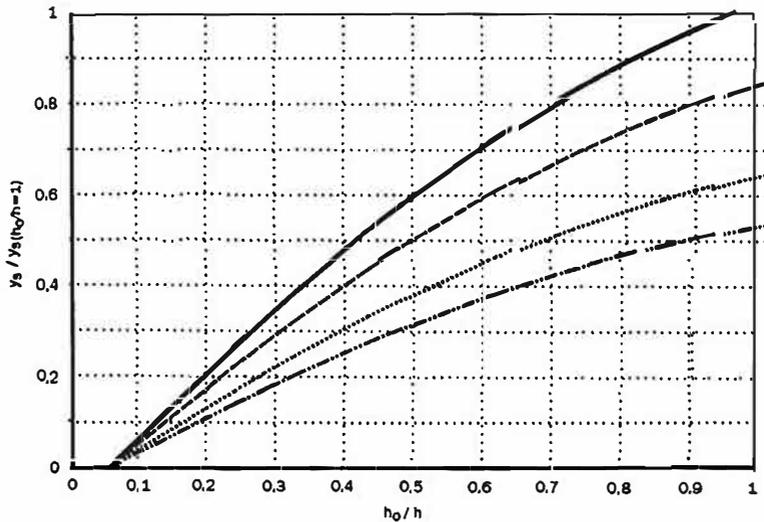
Superposición de efectos:

La acción conjunta de los tres efectos puede ser evaluada a partir del producto de los factores en consideración. La Figura 8.32. resume los resultados alcanzados. En efecto, la curva superior de la mencionada figura tiene en cuenta sólo el efecto de la sumergencia de un estribo prismático tal como fue discutido anteriormente. Por debajo de ella se ubica la curva que introduce el efecto de forma, el cual reduce en una proporción constante la curva superior. Por último las curvas inferiores reflejan, además de los efectos anteriores, la incidencia que tiene el desarrollo de la manta en el sentido de la corriente. Se ha considerado aquí una longitud semejante a la que tiene la protección del Túnel Subfluvial (100 m).

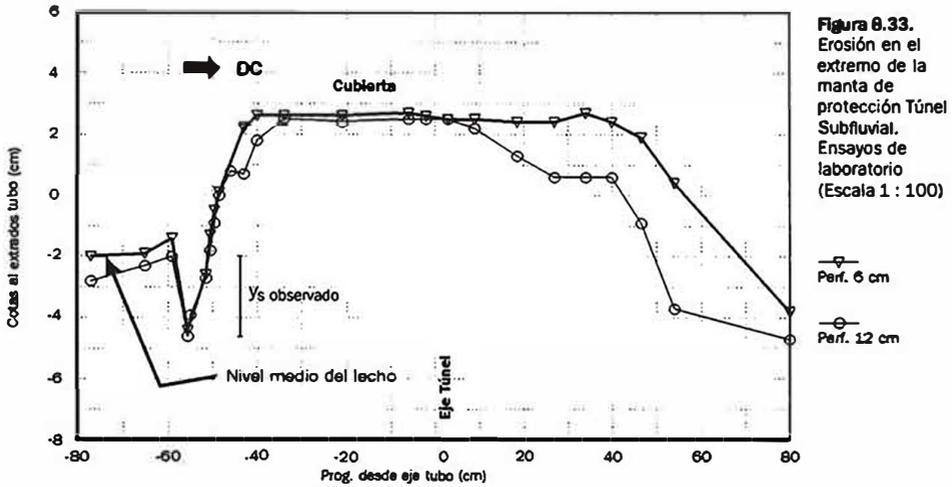
Figura 8.32.
Erosión en el extremo de la manta de protección Túnel Subfluvial.

Superposición de efectos.

— Efecto de la sumergencia
- - - Obstáculo con efecto de forma
..... Obstáculo $B_c/L = 2,5$
- - - - - Obstáculo $B_c/L = 5$



Los desarrollos experimentales de la serie 1 permitieron evaluar la deformación de la cubierta flexible ensayada (Foto 8.5.) la cual posee 20 m de desarrollo transversal a la corriente y 100 m de desarrollo longitudinal (en términos del prototipo de acuerdo a la escala considerada) cuando se produce un descenso generalizado del lecho de 5 m por debajo de la cota de colocación de la misma. La forma final que adoptó la manta una vez alcanzado el equilibrio se observa en la Figura 8.33. Se han representado en dicha figura dos perfiles longitudinales relevados sobre la manta.



La información obtenida del ensayo permitió determinar los parámetros de ingreso al gráfico de Figura 8.32. Estos son $h_0/h = 0,2$ y $B_0/L = 5$, obteniéndose de la curva correspondiente un factor de reducción total: $F_t = 0,12$.

El valor adoptado por F_t , implica que la erosión local esperable en el extremo de la manta, sería un 12% de la que se daría en un estribo prismático de 20 m de largo que obstruye todo el tirante. El valor de la erosión en el estribo prismático fue obtenido de la fórmula de Liu (Simons y Senturk, 1977), obteniéndose una erosión en términos del prototipo de $y_{sp} = 30$ m. Con lo cual la erosión en el extremo de la cubierta será:

$$y_s = y_{sp} \cdot 0,12 = 3,6 \text{ m}$$

Si se compara este valor de cálculo con el resultante de Figura 8.33., se observa un buen acuerdo, con una ligera sobreestimación del procedimiento de cálculo, quizás atribuible a las imprecisiones del factor de forma.

Si bien los resultados alcanzados no han podido ser verificados aún con la situación del prototipo, los antecedentes bibliográficos disponibles en rela-

ción con algunos de los efectos considerados, y el sustento experimental de la metodología empleada, permiten considerar al método propuesto como una aproximación válida para evaluar la erosión local en obstáculos sumergidos, como el que constituiría el extremo de la protección del Túnel al ser destapada parcialmente durante el pasaje de una crecida extraordinaria.

Debe señalarse en este punto, que al momento de la elaboración de este trabajo el extremo derecho de la protección del Túnel alcanzaba la zona del thalweg, con el consiguiente riesgo de erosión del lecho circundante. Los resultados obtenidos del estudio básico referido aquí (FICH, 1997), llevaron a las autoridades de la Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial a decidir la extensión de la protección, alcanzando con su extremo derecho prácticamente la margen santafesina. Con ello los peligros de destape del extremo de la cubierta, y la actividad erosiva en dicho sitio, para igual crecida, son sustancialmente menores.

Reconocimiento:

Los autores desean expresar su reconocimiento al personal docente y no docente de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, que participaron del desarrollo de los servicios tecnológicos especializados, sobre cuya base se ha elaborado el presente capítulo: Ing. Mario Amsler, Ing. Alfredo Trento, Ing. José Huespe, Ing. Ana Alvarez, Ing. Virginia Venturini, Ing. Horacio Toniolo, Prof. Luis Zanardi, Sr. Horacio Suppo, Tec. Héctor Martínez, Hidrotec. Horacio Gaudin, Sr. Carlos Ramonell.

Asimismo se desea manifestar el agradecimiento por la colaboración prestada a las siguientes instituciones: Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCP y VN), Distrito Paraná Medio; Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hernandarias; Instituto Nacional del Agua y el Ambiente (INA), Centro Regional Litoral; Instituto Nacional de Limnología (INALI - CONICET); Centro Regional de Investigación y Desarrollo (CERIDE - CONICET); Dirección Nacional de Vialidad (DNV), Séptimo Distrito - Santa Fe; Dirección Provincial de Vialidad - Santa Fe.

Bibliografía

- Blench, T.** (1969). *Mobile bed fluviology*, University of Alberta Press, Canadá, 168 pp.
- Breusers, H.N.C. y A. Raudkivi** (1991). *Scouring*, A.A. Balkema Ed. 143 pp.
- Borche Casala, A.** (1985). *Modelo matemático de correntología do estuario do rio Guaíba*, Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), UFRGS, Porto Alegre.
- Dongol, D.M.S.** (1994). *Local scour at bridge abutments*, School of Engineering, Report N° 544, University of Auckland, 410 pp.
- Richardson, E.V.; J.D. Simons y P. Julien** (1990). *Highways in the river environment*, FHWA-HI-90-016, Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- Engelund, F. y J. Fredsøe** (1976). *A sediment transport model for straight alluvial channels*, Nordic Hydrology. Vol. 7.
- Engelund, F. y E. Hansen** (1967). *A monograph on sediment transport in alluvial streams*, Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
- (FICH) Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas** (1992). *Diseño del sobreancho de dragado para la obra de protección del Túnel Subfluvial Hemandarias*, Convenio: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias – Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe.
- (1993). *Proyecto reconstrucción Av. 7 Jefes. Santa Fe. Estudios hidrológicos para la defensa*. Convenio: INCOCIV S.R.L. – Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe.
- (1997). *Análisis de la evolución de los principales parámetros hidráulicos – morfológicos que podrían influir sobre el comportamiento futuro de la obra de protección del Túnel*. Convenio: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias – Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe.
- Juárez Badillo, E. y A. Rico Rodríguez** (1984). "Flujo de agua en suelos", en *Mecánica de Suelos*, Editorial Limusa, 414 pp.
- Jones, J.S.** (1983). *Comparison of prediction equation for bridge pier and abutment scour*, Transportation Research Record 950, Anales de la Segunda Conferencia sobre Ingeniería de Puentes, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Kandasamy, J. K.** (1989) *Abutment scour*, School of Engineering, Report N° 458, University of Auckland, 281 pp.
- Kwan, T. F.** (1984). *Study of abutment scour*, Master Thesis, University of Auckland, Department of Civil Engineering, Report N° 328.
- Lagasse, P.F.; E.V. Richardson; J.D. Schall y G.R. Price Ayres Associates** (1997). *Instrumentation for measuring scour at bridge piers and abutments*, Report 396. Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C. 110 p.
- Laursen, E. M.** (1960). *Scour at bridge crossing*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 89. HY 3.
- (1963). *Analysls of relief bridges scour*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 89, HY3, pp. 93-118.

- (1980). *Predicting scour at bridge piers and abutment*, General Report N° 3, Arizona Department of Transportation, Phoenix, AZ.
- Leendertse, J.J.** (1967). *Aspect of computational model for long -period water-wave propagation*, Rand Corporation, RM-5294-PR.
- Maza Alvarez, J.A. y M. García Flores** (1978). *Velocidades medias para el inicio de movimiento de partículas*, Anales del V Congreso Nacional de Hidráulica, Guadalajara.
- Melville, B.W.** (1992). *Local scour at bridge abutment*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, N° 4. pp. 615 – 631.
- MOPU** (1988). *Control de la erosión fluvial en puentes*, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 69 pp.
- Prendes, H.H.; M.L. Amsler; M.I. Schreider y J. Huespe** (1992). *Metodología para calcular el volumen sedimentado en un paso de navegación*, Anales del XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (IAHR), Cartagena, Vol. 3, pp. 195-205.
- Raudkivi, A.J.** (1990). *Loose boundary Hydraulics*, Tercera Edición, Pergamon Press, Oxford.
- Raudkivi, A.J. y A.J. Sutherland** (1981). *Scour at bridge crossing*, Road Research Unit. Bulletin 54, National Roads Board Wellington, New Zealand, 102 pp.
- Richardson, E. V. y J.R. Richardson** (1989). *Bridge scour*, Actas del U.S. Interagency Sedimentation Committee Bridge Scour Symposium, Washington D.C.
- Richardson, E.V.; Simons, D.B. y P. Julien** (1990). *Highway in the river environment*, FHWA - HJ90016 Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C. 549 pp.
- Schreider, M.I.; G. Scacchi; M.Reynares y F. Franco** (1999). *Aplicación del método de Lischtván - Lebediev al cálculo de erosión general en escurrimientos con lechos de arena*, Anales del IV Congreso Internacional sobre Ingeniería Hidráulica, La Habana.
- Simons, D.B. y F. Senturk** (1977). *Sediment Transport Technology*, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
- U.S. Department of Transportation** (1995). *Hydraulic engineering circular N° 18 – Evaluating scour at bridges*, Segunda Edición. Report N° FHWA-IP-90-017. Federal Highway Administration, Washington D.C., 204 pp.
- Van Rijn, L.C.** (1990). *Principle of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, Aqua Publications, The Netherlands.
- Vanoni, V.A.** (1975). "Sediment transportation mechanics" en *Sedimentation Engineering*. ASCE, Vito A. Vanoni Ed. New York, 745 pp.
- Velga da Cunha, L.** (1971). *Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens*, Thesis Doctoral, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Lisboa.

8.

EROSIÓN EN OBRAS DE INGENIERÍA FLUVIAL **Actualización**

Graciela SCACCHI,
Marcela REYNARES,
Mario SCHREIDER

8.

Introducción

Consideraciones sobre las cuales se funda el análisis

Caracterización del proceso en términos de los parámetros típicos del escurrimiento

Máximas profundidades y geometría de la hoya de erosión junto a un estribo protegido de un puente aliviador

Análisis de las máximas profundidades y geometría de la hoya de erosión

Bibliografía

Introducción

El conocimiento de los procesos erosivos en sitios de puentes ha sido uno de los ejes centrales del desarrollo de la Hidráulica Fluvial desde la segunda mitad del siglo XX. La incidencia que este tipo de fenómenos tiene sobre las estadísticas de destrucción de puentes y las consecuencias que ello trae aparejado explica los ingentes esfuerzos realizados por profundizar el conocimiento del tema. Se destacan en este contexto los estudios de las erosiones locales que se desarrollan junto a pilas y estribos realizados, en su mayoría, en base a experimentos de laboratorio.

La adecuada valoración de los mecanismos actuantes resulta particular a la hora de considerar puentes aliviadores dispuestos en rutas, que se desarrollan transversalmente o longitudinalmente en el valle de inundación de grandes ríos de llanura como el Paraná. En este tipo de situaciones, la simpleza de la topografía del terreno, con niveles relativamente uniformes, contrasta con una morfología en planta bastante complicada. Las dimensiones del sistema y las variaciones espaciales de las variables hidráulicas intervinientes configuran a este tipo de proceso erosivo como un caso especial que presenta condiciones específicas, el cual —para ser estudiado experimentalmente— requiere de dispositivos que reflejen adecuadamente los procesos que se verifican en las situaciones de campo.

La FICH ha implementado en su Laboratorio de Hidráulica canales a fondo móvil de grandes dimensiones, apropiados para el estudio de este tipo de procesos fluviales. Se han realizado en ellos diversas experiencias de laboratorio, las que han permitido avanzar en el conocimiento de la mecánica del fenómeno de erosión local junto a estribos de puentes ubicados en planicies inundables, identificando los principales parámetros geométricos e hidráulicos que mejor lo reflejan. Los conceptos y resultados aquí presentados fueron elaborados a partir de los trabajos de tesis desarrollados por la Dra. Ing. Graciela Scacchi y la M.Sc. Ing. Marcela Reynares, en el marco de la Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos.

Consideraciones sobre las cuales se funda el análisis

En el caso de puentes aliviadores, Schreider et ál. (1998, 2000) demostraron la interacción existente entre la erosión por contracción y por estribo, lo cual se explica en la redistribución transversal de caudales, originada en la sección del puente como consecuencia del desarrollo de la fosa de socavación local. Esta situación permite postular que dicho proceso también se ve reflejado en las profundizaciones esperables junto al estribo, influyéndose—por lo tanto— recíprocamente. La valoración de este proceso de redistribución de caudales e interrelación entre las erosiones por contracción y por estribo hace necesario incorporar al análisis una variable característica de la sección de paso, tal es el ancho de la brecha B (sección de escurrimiento contraída coincidente con la traza del puente aliviador).

Un aspecto importante a tener en cuenta es la definición espacial de las variables del escurrimiento. En general, los autores que han trabajado estas temáticas ubican a las mismas en una sección de aproximación aguas arriba del puente. Si bien ello, desde el punto de vista experimental, no involucra demasiadas complicaciones, el análisis de situaciones reales con múltiples puentes aliviadores ha puesto de manifiesto que, a igualdad de las condiciones del flujo de aproximación, las erosiones resultantes fueron significativamente diferentes en virtud de las condiciones locales imperantes junto al estribo.

Estas observaciones guiaron la elección de las variables a considerar para el estudio de las erosiones locales en estribos, el análisis dimensional que a partir de ellas se realizó y la formulación de las relaciones complementarias que evaluaron el proceso de redistribución de caudales.

Se plantea, entonces, que la máxima profundidad de erosión junto a un estribo prismático, orientado normal al flujo, ubicado en un valle de inundación, puede expresarse mediante una función del siguiente tipo:

$$y_e = f_1(B, h, U, g) \quad (8.14)$$

Donde y_e es la máxima profundidad de erosión local en un estribo; B es el ancho de la brecha o semi-sección del puente; h , U son el tirante y la velocidad iniciales evaluados en la sección de la brecha, y g es la aceleración de la gravedad. Resulta necesario justificar la no inclusión en la relación (8.14) de dos variables habitualmente contempladas en estudios de erosión local: la longitud del estribo (L) y el tamaño del sedimento que constituye el lecho (D_g). La primera de ellas se funda en el hecho de que el terraplén de aproximación al puente en valles de inundación induce a que el estribo se comporte como largo, y en estas circunstancias se ha demostrado que la erosión local es independiente de la longitud (L) de los

mismos (Kandasamy, 1989; Melville y Coleman, 2000). Con respecto al material del lecho, se considera que el mismo es uniforme y lo suficientemente pequeño en relación con el obstáculo para no influir en el fenómeno (Melville y Coleman, 2000).

Si se aplica análisis dimensional a (8.14), se arriba a la siguiente expresión:

$$\frac{y_e}{B} = f_2 \left(\frac{h}{B}; \frac{U^2}{gB} \right) \quad (8.15)$$

La consideración del ancho de brecha B como longitud de referencia se ha hecho sobre la hipótesis de la importancia del proceso erosivo como fenómeno en planta. Surge de este modo una forma del número de Froude, en donde el tamaño del sistema está representado por la dimensión horizontal (número de Froude de la brecha).

Se propone también incorporar en el estudio la variación que sufre la distribución de caudales en la sección del puente, la que de acuerdo a las evidencias experimentales anteriores puede expresarse como:

$$\frac{Q_{hf}}{Q_{hi}} = f_3 \left(\frac{y_e}{B}; \frac{h}{B} \right) \quad (8.16)$$

Siendo Q_{hf} y Q_{hi} el caudal que escurre en el sector de la sección transversal correspondiente al ancho de la hoya de erosión, al final e inicio del proceso erosivo, respectivamente.

Las expresiones (8.15) y (8.16) demuestran una dependencia recíproca o retroalimentación entre los parámetros representativos del escurrimiento y la socavación resultante.

Se desarrolló, entonces, una serie de experiencias de laboratorio, de modo tal de verificar el grado de representatividad de las formulaciones (8.15) y (8.16) propuestas.

Las experiencias de laboratorio debieron reproducir la particular configuración del flujo en el entorno de un puente aliviador, el cual forma parte de un terraplén vial interpuesto en una planicie inundable. Se consideró para ello indispensable el empleo de un canal de experimentación de grandes dimensiones, en el cual se puedan representar las características principales del escurrimiento en valle de inundación, con importantes frentes de avance, pero con tirantes y velocidades de aproximación pequeños. Esta situación se logró con un canal de 19 m de longitud, 10,20 m de ancho y 0,15 m de profundidad. El canal se implementó de modo tal que en el sector central se ubica un lecho de arena uniforme ($D_{50} = 1,0$ mm) que tiene una longitud de 9,63 m, un espesor de 0,60 m y un desarrollo transversal coincidente con el del canal. A 10 m de la sección de entrada, en el recinto con fondo móvil, se materializó un cierre parcial de 3,63 m de longitud, mediante una pared de mampostería de 0,12 m de espesor,

quedando definido de este modo un estribo prismático de pared vertical. Su origen se ubicó en la margen derecha del cuenco. La longitud del estribo en combinación con los tirantes circunstantes aseguraron relaciones de $L/b > 25$, típicas de estribos largos (Kandasamy, 1989). Mediante un muro metálico longitudinal móvil, paralelo a las paredes del canal, se representaron distintos anchos de brechas, manteniendo la longitud del estribo invariable (Figura 8.34).

Figura 8.34. Vista general del cuenco de experimentación.



Las experiencias de laboratorio contemplaron cinco series de ensayos, cada una de ellas identificada por tener un único valor de caudal específico inicial q y tirantes aproximadamente constantes (ambos en la sección estrechada). Cada q fue ensayado con cinco anchos de brechas B , cubriendo un rango de variación para este parámetro de aproximadamente 300% (Cuadro 8.3).

Los ensayos se realizaron en forma desdoblada, esto es, una primera etapa a fondo fijo, representando la configuración inicial del flujo, y una segunda, con fondo móvil, en la que se permitió que se desarrollara la fosa de socavación local; luego se midieron los parámetros representativos del escurrimiento en la sección erosionada. En esta última, todas las experiencias reprodujeron condiciones de agua clara y la duración de las mismas fue de 24 horas, tiempo para el cual se ha demostrado que el proceso de erosión local ha alcanzado un desarrollo cercano al 80 % (Kwan, 1988; Kouchakzadeh y Townsend, 1997; Schreider et ál., 1998).

Serie	Ensayo	B* (m)	Q (m³/s)	q (m²/s)	h (m)	Serie	Ensayo	B (m)	Q (m³/s)	q (m²/s)	h (m)
I	I ₁	1,5	0,541	0,0286	0,0960	III	III ₁	1,5	0,066	0,0438	0,1070
	I ₂	2,0	0,058	0,0291	0,0986		III ₂	2,0	0,086	0,0430	0,1095
	I ₃	3,0	0,086	0,0288	0,1000		III ₃	3,0	0,133	0,0444	0,1130
	I ₄	3,5	0,102	0,0292	0,1035		III ₄	3,5	0,158	0,0451	0,1160
	I ₅	4,0	0,115	0,0288	0,1050		III ₅	4,0	0,185	0,0463	0,1210
	I ₆	5,0	0,162	0,0325	0,1130		IV	IV ₁	1,5	0,081	0,0535
II	II ₁	2,0	0,074	0,0368	0,1050	IV ₂		2,0	0,102	0,0508	0,1160
	II ₂	3,0	0,106	0,0355	0,1065	IV ₃		3,0	0,158	0,0526	0,1180
	II ₃	3,5	0,122	0,0350	0,1090	IV ₄		3,5	0,178	0,0508	0,1220
	II ₄	4,0	0,143	0,0360	0,1120	V	V ₁	1,5	0,090	0,0601	0,1215
	II ₅	5,0	0,196	0,0391	0,1200		V ₂	2,0	0,119	0,0593	0,1230
					V ₃		3,0	0,181	0,0603	0,1248	

Cuadro 8.3
Síntesis de las experiencias de laboratorio

Caracterización del proceso en términos de los parámetros típicos del escurrimiento

En el análisis de los procesos erosivos en puentes aliviadores en valles de inundación se ha planteado la necesidad de incorporar los parámetros del flujo evaluados junto al estribo, en contraposición con las metodologías clásicas que consideran decisivos en la génesis del fenómeno al escurrimiento definido por las condiciones del flujo en la sección de aproximación. Sobre esta línea argumental, en la figura 8.35 se han representado las variaciones del caudal en el sector de la hoya de erosión como una función

del número de Froude del escurrimiento $\left(\frac{U}{\sqrt{g h}}\right)$, a partir de los parámetros

hidráulicos en la sección misma de emplazamiento del estribo, es decir, con las velocidades y tirantes medidos en la brecha, al inicio del proceso (etapa a fondo fijo). El valor de la ordenada se calculó como el cociente de la diferencia entre los porcentajes de caudal medidos en el sector afectado por la hoya de erosión al final (%Q_f) e inicio (%Q_i) del proceso y el porcentaje medido en la situación inicial (%Q_f - %Q_i) / %Q_i.

Puede verse cómo los puntos se agrupan en torno a posibles relaciones funcionales, pero parametrizadas en función del ancho B. Este comportamiento permite señalar que el fenómeno en análisis no queda totalmente explicado a través de los efectos gravitacionales del flujo en las inmediaciones del estribo, sino que falta considerar una variable que describa la particular geometría que involucra la hidráulica definida por el conjunto terraplén-puente aliviador. Tal como fuera planteado, el proceso en estudio

podría definirse como un fenómeno en planta y no en elevación, por lo que se recomienda considerar al ancho B en las variables típicas condicionantes del fenómeno. Surge de este modo la figura 8.36, en la que se ha incorporado como parámetro determinante del proceso de redistribución de caudales junto a los estribos de puentes aliviadores a la geometría del contorno, representada por B . De esta forma se relacionó la variable adimensional $(\%Q_f - \%Q_i) / \%Q_i$ con el número de Froude de la brecha, Fr_{Brecha} , contenido

en la expresión (8.16), $\left(\frac{U}{\sqrt{gB}}\right)$. Los diferentes agrupamientos de datos que

se identificaban claramente en la figura 8.35 confluyen de modo tal que se disponen siguiendo una ley única de variación, cuya expresión se incluye en la figura 8.36.

Figura 8.35. Variación del porcentaje de caudal actuante en la zona comprometida por la erosión local vs. número de Froude en la brecha.

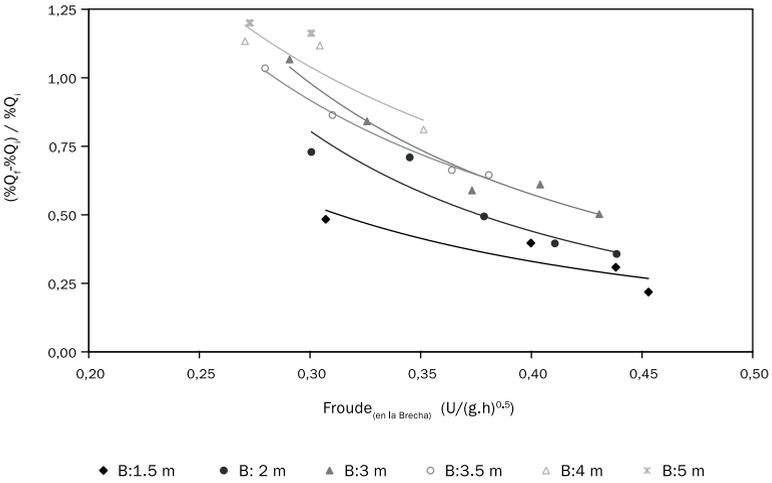
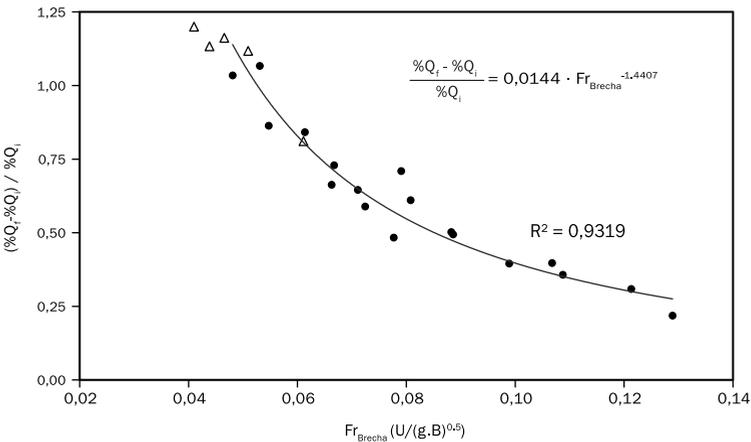


Figura 8.36. Ley de ajuste para la variación del porcentaje de caudal actuante en la zona comprometida por la erosión local vs. número de Froude de la brecha (Fr_{Brecha}).



Iguals resultados que los obtenidos en relación con la redistribución de caudales pueden presentarse para la erosión local medida junto al estribo, definida en forma adimensional, ya sea como y_e/h se considera al tirante en la brecha como la variable determinante del proceso, o como y_e/B se asume al ancho de la brecha como variable decisiva. Prueba de ello son las figuras 8.37 y 8.38.

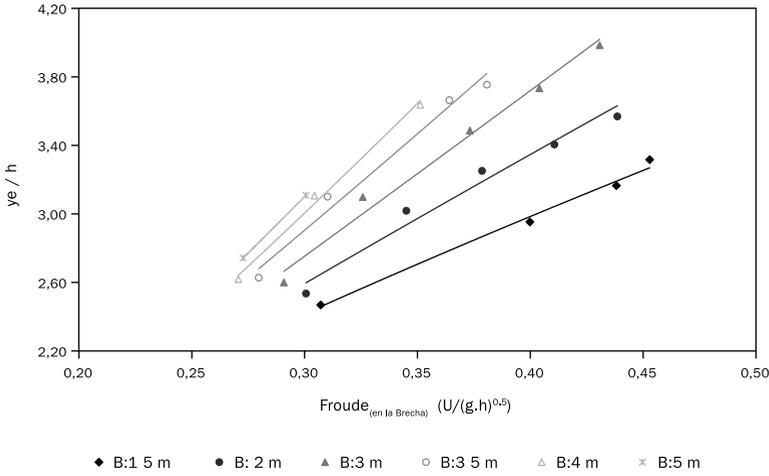


Figura 8.37. Máxima profundidad de erosión adimensional en función de los parámetros del flujo evaluados en la sección de la brecha.

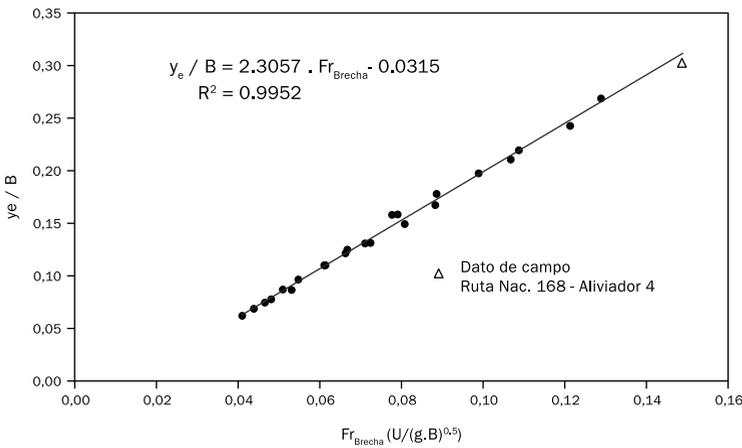


Figura 8.38. Máxima profundidad de erosión adimensional en función del número de Froude de la brecha (Fr_{Brecha}).

La figura 8.38 permite ver cómo los diferentes agrupamientos de datos identificables en la figura 4 confluyen en una ley única de variación, expresada como:

$$\frac{y_e}{B} = 2.3057 Fr_{Brecha} - 0.0315 \quad (8.17)$$

La posibilidad de contar con información confiable de los procesos erosivos observados durante la crecida extraordinaria del río Paraná, ocurrida durante los años 1982-83, permitió aplicar la metodología desarrollada en este trabajo a una situación de campo. Los datos hidráulicos–morfológicos relevados en el puente aliviador 4 de la Ruta Nacional 168, Santa Fe, Argentina, empleados a tal efecto, fueron los siguientes:

- Caudal (valor medio del período 17/06/83–06/07/83): 765 m³/s.
- Cota inicial del lecho: 12 m IGN.
- Tirante (valor medio del período 17/06/83–06/07/83): 3,70 m.
- Ancho puente (2B): 74 m.

El valor de erosión calculada se presenta en la figura 8.38.

Los resultados obtenidos del diseño experimental propuesto, sumado al buen ajuste logrado con el único dato de campo que reunió la información necesaria para la aplicación de la metodología, ponen en evidencia que las erosiones locales estudiadas son el producto de la acción conjunta del escurrimiento principal, caracterizado por sus condiciones junto al estribo al inicio del proceso, y de la transferencia lateral de caudal a la hoya, una vez desarrollada esta. Se ha comprobado que dicha transferencia, para igual caudal específico y tirante inicial, depende del ancho de la brecha. Este parámetro, en estrecha interrelación con la profundidad de erosión, gobierna la redistribución de caudales, lo cual prueba la interdependencia que existe entre las relaciones funcionales (8.15) y (8.16) propuestas inicialmente.

Máximas profundidades y geometría de la hoya de erosión junto a un estribo protegido de un puente aliviador

Conocidas las principales variables que intervienen en el proceso erosivo que tiene lugar en las inmediaciones de un estribo de un puente aliviador, y definida una expresión que permite estimar las máximas profundidades de erosión en esta particular y compleja configuración del escurrimiento, surge la necesidad de diseñar medidas de protección que resguarden a la estructura de las socavaciones.

En general, en la literatura específica, las dimensiones en planta de una protección se asocian a las erosiones esperables junto a un estribo no protegido o a la profundidad del flujo en las proximidades de la estructura. Sin embargo, es dable considerar que dicha erosión podría modificarse, tanto en profundidad como en ubicación, debido a la presencia de la protección y, aun más, que exista una relación entre las dimensiones de la protección y la configuración geométrica de la hoya de erosión resultante.

Se destacan en este contexto dos aspectos que se consideran claves a la hora de estudiar los procesos de erosión junto a un estribo largo protegido. En primer lugar, la presencia de la protección junto a un estribo

impide que tengan lugar profundizaciones del lecho en las inmediaciones del mismo, pero promueven el desarrollo de erosiones en sectores del canal que no se veían afectados para la situación sin protección (Reynares et ál., 2005; Melville et ál., 2006a y 2006b; Morales et ál., 2008; Cardoso y Fael, 2009). En segundo lugar, quedó demostrado que en la sección de emplazamiento de puentes aliviadores existe una interacción entre el desarrollo de las erosiones locales junto al estribo y la distribución transversal de caudales en dicha sección. Este proceso resulta directamente dependiente del semi-ancho del puente B (definido como «Brecha»), por lo que la máxima profundidad de erosión en un puente aliviador puede ser estimada mediante la expresión 8.17.

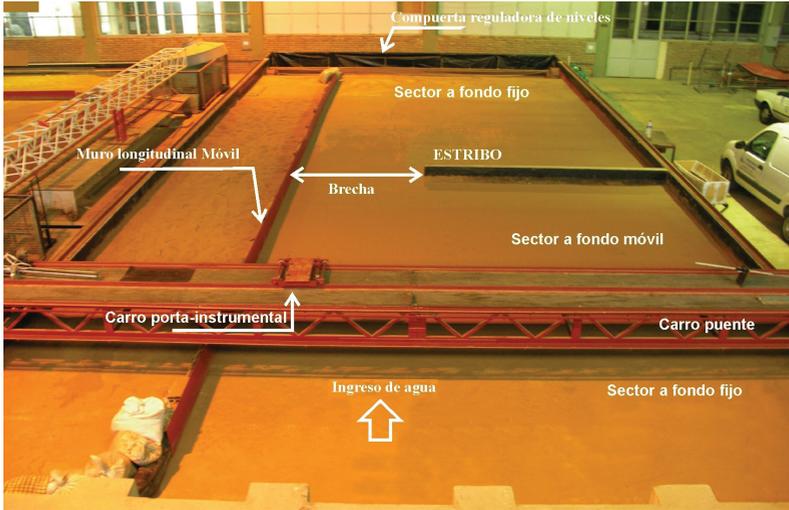
Sobre la base de tales premisas surge entonces la necesidad de considerar como variables determinantes de los procesos mencionados a la semi sección del puente B y aquellas otras que definen las dimensiones en planta de la protección:

$$\frac{y_{EP}}{B} = f_4 \left(\frac{W}{B}, \frac{W_L}{B}, \frac{h}{B}, \frac{U^2}{Bg} \right) \quad (8.18)$$

Donde y_{EP} es la profundidad de erosión junto al estribo protegido; W es la extensión de la protección en el sentido transversal a la dirección principal del escurrimiento, y W_L la extensión de la protección en el sentido longitudinal a la dirección principal del escurrimiento.

Bajo estas consideraciones se realizó una serie de experimentos, tomando como datos de partida las condiciones hidráulicas correspondientes a la serie II, descrita en el cuadro 8.3. La experimentación fue realizada en un canal que posee 18,50 m de largo, 7,65 m de ancho y 0,93 m de profundidad (Figura 8.39), ubicado en la Nave I del Laboratorio de Hidráulica de la FICH. Su porción central está conformada por un lecho de arena uniforme de diámetro medio de 1 mm y 0,60 m de espesor. Un estribo prismático de pared vertical se encuentra emplazado en dicho sector, el cual posee 3,65 m de largo y 0,12 m de espesor.

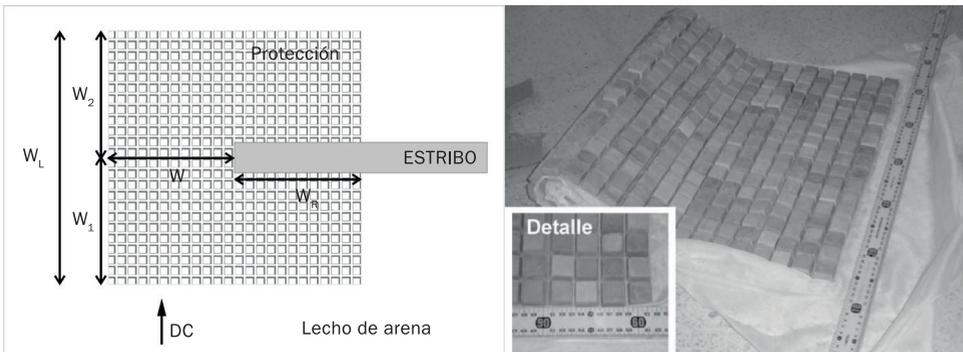
Figura 8.39. Dispositivo de ensayo para evaluar erosiones junto a un estribo protegido.



Protecciones flexibles constituidas por bloques de concreto adheridos a geotextil fueron colocadas sobre el lecho junto al pie del estribo (Figura 8.40). Los bloques tenían forma prismática, con sección cuadrada de 0,027m de lado y 0,012m de espesor, distantes entre sí 0,002m.

Los experimentos fueron organizados en tres series de ensayos, donde cada una de ellas se caracterizó por poseer un ancho de brecha (semi-sección del puente) diferente ($B=2; 3$ y $4m$). En cada serie se realizaron un ensayo de referencia, donde se dejó desarrollar la hoya de erosión junto al estribo sin protección, y cuatro experimentos más, cada uno de ellos con un ancho de protección W diferente (0,25; 0,50; 0,75 y 1,00m). El caudal total debió ser modificado en cada serie, de manera de mantener constante el caudal específico adoptado ($q_m = 0,036m^2/s$). En todos los casos se mantuvo $W_1 = W_2 = W_R = 0,50m$ (Figura 8.40). La totalidad de los experimentos fueron ejecutados en condiciones de agua clara y tuvieron una duración 24 horas.

Figura 8.40. Esquema de las dimensiones de la protección y detalle de la misma.



En cada ensayo se midieron perfiles de velocidades (en sus tres componentes), en la sección correspondiente a las máximas profundizaciones. Una vez finalizado cada experimento y desagotado el canal, se realizó un relevamiento topográfico de detalle del lecho y un exhaustivo registro fotográfico de la configuración final.

Análisis de las máximas profundidades y geometría de la hoya de erosión

Para analizar el comportamiento de las máximas erosiones observadas respecto del ancho de la protección, fue elaborada la figura 8.41, donde se vincularon las máximas profundidades de erosión relevadas adimensionalizadas con el ancho de la brecha (y_{EP}/B) versus el porcentaje de sección de paso protegido (W/B).

Las máximas profundizaciones prácticamente no tuvieron variaciones para los distintos anchos de protección considerados en cada una de las series de ensayo (Figura 8.41). Asimismo, resulta evidente el agrupamiento de los valores de ordenadas en función del ancho de la brecha B .

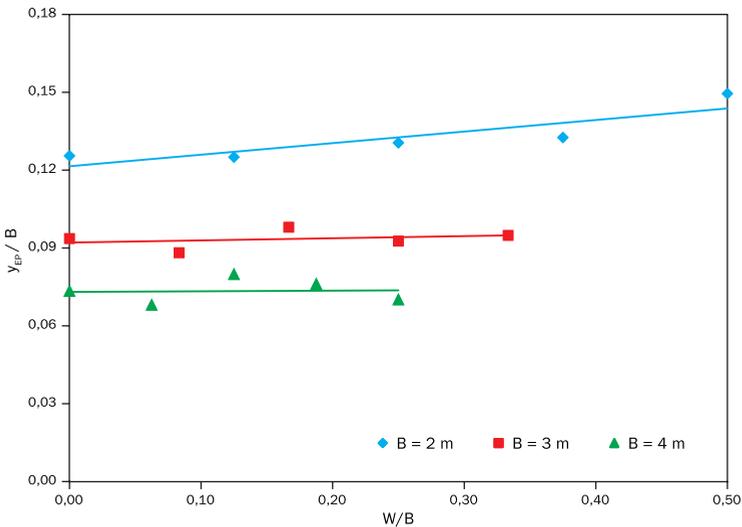
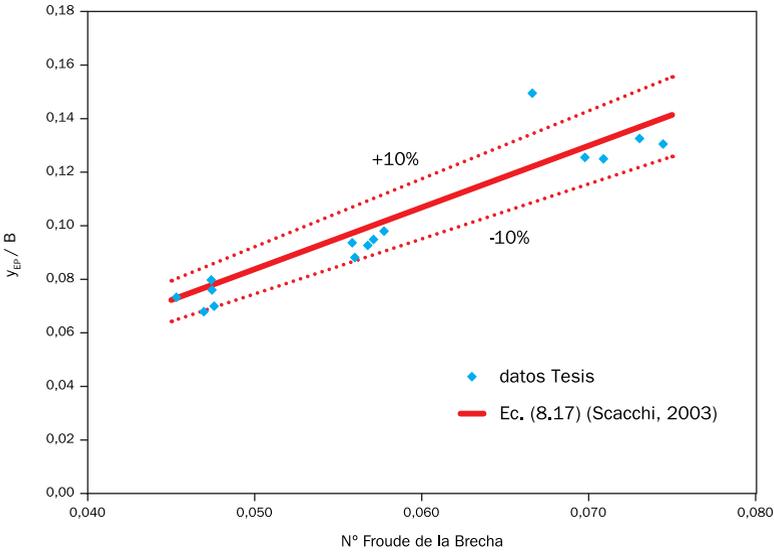


Figura 8.41. Máximas erosiones observadas junto al estribo protegido como una función del ancho de la protección.

Dado que las máximas erosiones observadas no presentaron variaciones significativas respecto de la situación sin protección (Figura 8.41), las mismas fueron contrastadas con el valor calculado a partir de la expresión 8.17 y representadas en la figura 8.42.

Los resultados muestran el buen ajuste de dicha expresión con errores que, salvo en un solo dato, son menores al 10 % (Figura 8.42). Este comportamiento indica que la ecuación mencionada resulta una herramienta válida para estimar las máximas erosiones que se presentan en la hoya, ratificando al número de Froude de la brecha (Fr_{Brecha}) como un parámetro representativo del fenómeno en estudio, aún con la presencia de la protección, con independencia del lugar en donde se producen las profundizaciones.

Figura 8.42. Máxima profundidad de erosión en función del número de Froude de la brecha (Fr_{Brecha}). La línea continua representa la expresión 8.17 (Scacchi, 2003).



Un aspecto que surge del estudio realizado es que la presencia de la protección junto al estribo influye en la geometría de la hoya de erosión. Por un lado, genera un alejamiento del sector erosionado desde el extremo del estribo y, por otro, una elongación de su geometría en planta. En efecto, en la medida que la protección es más ancha, más distante se encuentra la zona erosionada, y la típica forma cónica de las hoyas de erosión junto a estribos no protegidos fue reemplazada por hoyas con mayor desarrollo en el sentido del escurrimiento (Figura 8.43).

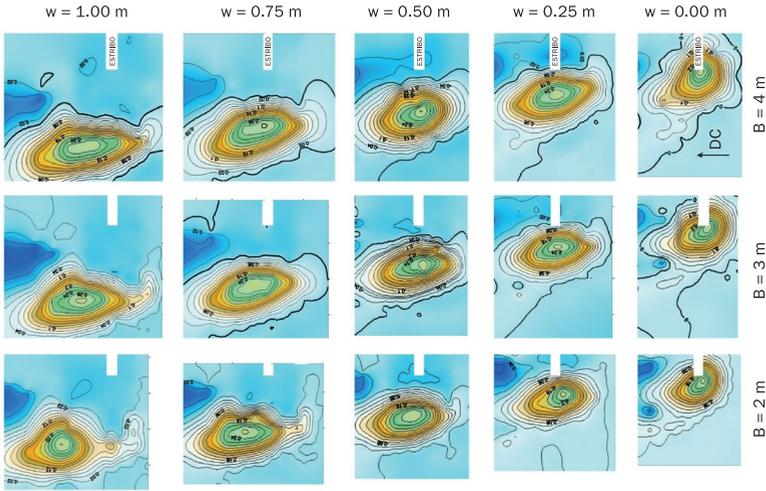


Figura 8.43. Influencia del ancho de la protección en la topografía del lecho erosionado.

Si a medida que el ancho de la protección crece, para un dado B , las máximas profundidades de erosión se mantienen y las extensiones en planta de las hojas se incrementan, los volúmenes erosionados deberían mostrar una tendencia creciente. Para demostrar dicha hipótesis, fueron calculados los volúmenes adimensionales removidos en cada una de las experiencias realizadas y representados en la figura 8.44, en función de la relación W/B (fracción de la brecha que se encuentra protegida).

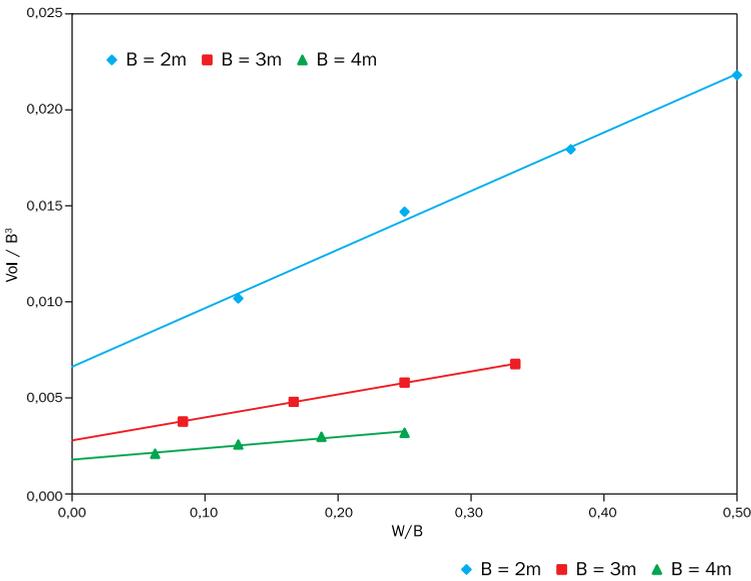


Figura 8.44. Variación del volumen de sedimento removido adimensional en función de W/B (proporción de la sección de escurrimiento protegida).

En dicha figura se observa cómo los datos se agrupan en función del ancho de brecha B , pero con una tendencia creciente en todos los casos. El hecho que las máximas profundidades de erosión se ajusten adecuadamente a lo previsto por la expresión 8.17, permite suponer una dependencia del volumen erosionado de los parámetros antes señalados: B y W .

La secuencia de experimentos realizados, en los que se representaron estribos de puentes aliviadores protegidos con mantas flexibles, permiten reconocer al número de Froude de la brecha (Fr_{Brecha}) como parámetro representativo del proceso de erosión y asumir la validez de la expresión 8.17 como herramienta para predecir las máximas profundidades de erosión local esperables.

Bibliografía

- Cardoso, A. y Fael, C. (2009).** Protecting Vertical-Wall Abutments with Riprap Mattresses. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(6), 457–465.
- Kouchakzadeh, S. y Townsend, R.D. (1997).** Maximum scour depth at bridge abutments terminating in the flood plain zone. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24, 996–1006.
- Melville, B.W. y Coleman, S.E. (2000).** Bridge Scour. *Water Resources Publications*.
- Melville, B., Van Ballegooy, S., Coleman S. y Barkdoll, B. (2006a).** Countermeasure Toe Protection at Spill-Through Abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(3), 235–245.
- Melville, B., Van Ballegooy, S., Coleman S. y Barkdoll, B. (2006b).** Scour Countermeasures for Wing-Wall Abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(6), 563–574.
- Morales, R., Ettema, R., y Barkdoll, B. (2008).** Large-Scale Flume Tests of Riprap-Apron Performance at a Bridge Abutment on a Floodplain. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 800–809.
- Reynares, M.L. (2009).** Procesos erosivos locales en estribos protegidos de Puentes aliviadores. Tesis de Maestría en Ingeniería de los Recursos. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe.
- Reynares, M., RocaCollell, M., Scacchi, G. y Schreider, M. (2005).** Incidencia de las protecciones de estribo en el desarrollo de la erosión local. En *Anales del XX Congreso Nacional del Agua*, Mendoza.
- Scacchi, G.B. (2003).** Erosión en estribos de puentes ubicados en valles de inundación. Tesis de Maestría en Ingeniería de los Recursos. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe.
- Schreider, M., Zanardi, L., Scacchi, G., Franco, F. (1998).** Erosión por contracción y por estribo en puentes aliviadores en valle de inundación. *Revista Ingeniería del Agua*, 5(2), 23–34.
- Schreider, M., Scacchi, G., Franco, F. y Romano, C. (2000).** Incidencia del ancho del puente en la interacción entre la erosión por contracción y por estribo. En *Anales del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, 359–368, Córdoba.

9.

EROSIÓN DE MÁRGENES

Norberto MORBIDONI, Mario AMSLER,
Mario SCHREIDER

9.

Introducción

Conceptos básicos

Erosión de márgenes en el río Paraná

El caso del Túnel Subfluvial Hernandarias

El caso de la ruta nacional N° 168

en la isla Santa Cándida

Erosión de márgenes en la costanera de la ciudad de Santa Fe

Presentación del problema

La variación del thalweg frente a la Avda. 7 Jefes

Conclusiones

Bibliografía

Introducción

En el Capítulo 8 se desarrollaron los conceptos fundamentales de los procesos erosivos en lechos fluviales y las aplicaciones más significativas llevadas a cabo por la FICH en el cauce principal y sistema de tributarios del río Paraná en su tramo medio. En todos los casos la degradación del fondo fue el resultado de las tensiones cortantes aplicadas por el escurrimiento al contorno (erosión general), o producto de fuertes alteraciones en la configuración del flujo resultante de la interposición de un obstáculo en el mismo (erosión local). El estudio de estos fenómenos tuvo un gran desarrollo durante la segunda mitad del siglo XX, lo cual produjo numerosas fórmulas de cálculo o más recientemente los modelos matemáticos a fondo móvil, destinadas a evaluar estas erosiones. Sin embargo, en todos estos cómputos la definición de la margen como la línea de intersección del talud costero con la superficie del agua resulta una condición de borde inamovible que no admite desplazamiento. Esto no se ajusta a la realidad de una corriente aluvial como el río Paraná, donde sus márgenes son el producto de la elaboración del mismo río a las que construye y destruye en el marco de sus procesos de evolución morfológica, como se describe en el Capítulo 4. Resulta evidente en consecuencia que las herramientas de la hidráulica fluvial, si bien sumamente valiosas para el análisis, no resuelven completamente el problema de evaluar los procesos erosivos en márgenes de cauces fluviales. Frente a este panorama, surge la necesidad de encontrar criterios multidisciplinarios que abarquen las diferentes facetas que encierra el tema.

Sobre esta base se apoya conceptualmente el presente capítulo. En él se reúnen los conocimientos de la hidráulica fluvial, la geomorfología y la geotécnica, para dar respuestas a problemas concretos de erosiones de márgenes en el tramo medio del río Paraná. Se ofrece en primer lugar una apretada síntesis de los mecanismos que condicionan la estabilidad de una margen fluvial y sus procesos de degradación para luego seguir con su aplicación concreta, mediante el análisis de casos. Así se desarrollan dos situaciones específicas de estudios de erosión: sobre la margen derecha

del río Paraná en el sector comprendido frente a la ciudad homónima, y las que podrían verificarse sobre la margen derecha de la laguna Setúbal en el sector de la Avda. 7 Jefes de la ciudad de Santa Fe.

En todos los casos el estudio partió de las estimaciones de erosión presentadas en el Capítulo 8, estableciéndose a partir de esa base metodologías de análisis específicamente diseñadas para cada caso. En las mismas se combinaron hipótesis de evolución morfológica del thalweg, adecuadamente fundadas en el conocimiento del sistema, con un análisis de estabilidad del talud para las situaciones de erosión resultantes de cada una de las hipótesis adoptadas. Se logró de este modo advertir situaciones críticas de erosión en estructuras como la del Túnel Subfluvial Hernandarias, o evaluar dimensiones de protecciones de margen que resulten seguras ante el análisis de estabilidad del conjunto.

En síntesis, se desea rescatar el concepto integrador de este capítulo donde con un enfoque netamente aplicado, se ha dado respuesta a problemas concretos, a través de metodologías propias que vinculan las diversas disciplinas que que pueden contribuir a la solución del mismo.

Conceptos básicos

Los mecanismos que condicionan la estabilidad de una margen fluvial están gobernados por una serie de variables, entre las cuales figuran:

- la cohesividad y el espesor del manto limo-arcilloso superior que conforma las márgenes de la mayoría de las corrientes aluviales y que puede alcanzar gran heterogeneidad;
- la acción aleatoria del oleaje debido al viento en corrientes muy anchas;
- las características del sustrato del manto cohesivo superior;
- la mayor o menor cercanía del thalweg, que se relaciona con la complejidad del escurrimiento en las cercanías de las riberas, etc.

Estas circunstancias han dificultado el avance en la construcción de herramientas apropiadas (como la modelación matemática a fondo móvil por ejemplo, mucho más desarrollada para el caso de evolución de lechos aluviales), que permitan la predicción dentro de errores aceptables, de las tasas y/o tiempos de erosión-depositación de las márgenes fluviales.

En general, se reconocen dos mecanismos principales de desestabilización de la margen en los que interviene la serie de factores mencionados. Son los siguientes (ASCE, 1994):

1) Falla masiva de la margen por deslizamiento de taludes, rotacionales o en fajas planas. Estas últimas pueden ocurrir cuando el río socava el sustrato

arenoso del pie de la ribera debilitando el sustento de los mantos superiores.

II) Erosión progresiva debido a que el sedimento constitutivo de la margen no resiste las tensiones de corte del escurrimiento. Es decir, la tensión de corte crítica del material que compone la margen es menor que la del flujo.

En raras circunstancias uno solo de estos mecanismos es el principal responsable de la inestabilidad de la margen. En el río Paraná, en el área que comprenden los casos que se presentan en este capítulo, la margen derecha, donde han ocurrido en el transcurso del siglo las mayores erosiones y en general su llanura aluvial, presentan una composición bastante homogénea, tal como se explica en el Capítulo 4. Normalmente este sector está constituido por un manto superior limo - arcilloso, de características cohesivas, de 4 a 6 m de espesor, que se extiende sobre un sustrato de arenas finas y medias limosas (Figura 4.7.).

Erosión de márgenes en el río Paraná

El caso del Túnel Subfluvial Hernandarias

Presentación del problema

Según lo expuesto en el Capítulo 4, en cuanto al comportamiento morfológico del cauce principal del río Paraná, han quedado suficientemente establecidos una serie de hechos vinculados especialmente con la cuantificación de las erosiones de márgenes, que se podrían producir en el sector de emplazamiento del Túnel:

a) Se ha comprobado que el comportamiento morfológico del río Paraná a “largo plazo” (i.e. en el transcurso del siglo XX), ha respondido fundamentalmente a alteraciones de sus condiciones hidrológicas, reflejadas en las variaciones experimentadas por su caudal dominante (o generador del cauce) (Cuadro 4.9.).

b) Durante aproximadamente 4 décadas ese caudal dominante alcanzó un valor mínimo prácticamente constante, que originó un “ajuste” de las dimensiones del cauce a esa condición, traducido en una disminución marcada de su ancho y de la sinuosidad del thalweg, entre otros parámetros.

c) Se han detectado diferencias en la “respuesta morfológica” del cauce a los cambios en el caudal dominante, según se trate de sus zonas de ensanchamientos (i.e. frente a Paraná), o de estrechamientos (i.e. subtramo de Aguas Corrientes). Esas diferencias se evidencian, entre otros aspectos, en las tasas de erosión o depositación distintas que se verifican en una u otra zona, o lo que es lo mismo en los tiempos dispares que se necesitan en un ensanchamiento con respecto a un estrechamiento para que se

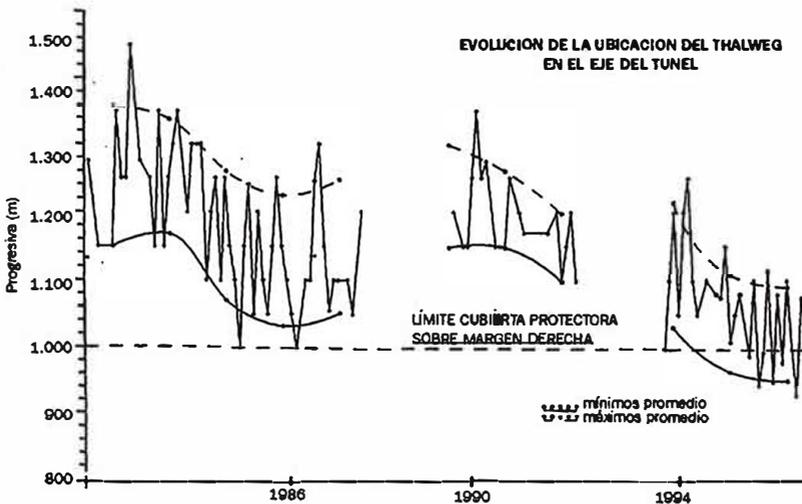
produzca una magnitud dada de esos procesos.

d) Aproximadamente desde la década del '30 la sección del Túnel quedó conformada con un thalweg único (Drago, 1977) y a partir de allí fue ajustando su morfología a las variaciones del caudal dominante, según lo especificado en el inciso b anterior. El thalweg experimentó divagaciones desde aquella fecha hasta la actualidad, encontrándose hacia 1997 con una franca tendencia de desplazamiento hacia margen derecha comenzada a mediados de 1990 (Figura 9.1.). Ello ha producido una progresiva concentración de caudales desde el centro del cauce hacia esa margen, originando las condiciones propicias para las erosiones consecuentes de márgenes. Nótese en Figura 9.1.:

- Las periódicas oscilaciones que sufre la posición del thalweg cada 2-3 meses con amplitudes de alrededor de 150-200 m.
- A pesar de esas oscilaciones se verifica una tendencia clara de desplazamiento hacia MD en los últimos dos años (1995-1996). En la Figura 9.1. se han representado también las curvas promedio de las posiciones más lejanas y más cercanas a MD (la distancia entre ambas da una idea de la amplitud media de las oscilaciones). Se observa cómo el thalweg desde fines de 1995 ha comenzado a posicionarse intermitentemente en la zona del lecho sin protección (para 1997) cercana a MD, en una progresiva semejante a la que ocupaba en los años '50. (Figura 9.2.).

e) El pasaje de la creciente de 1983, en virtud de su gran duración, habría aumentado la sección del Túnel tanto en profundidad como en ancho. Sin embargo, los reducidos valores de sección registrados luego de ese evento (inferiores incluso a los de equilibrio a fines de la década del '60), se interpretó que fueron producidos por la intensa depositación que habitualmente se produce luego de crecientes de este tipo.

Figura 9.1.
Evolución de los desplazamientos del thalweg a la altura del eje del Túnel entre 1984-1996. (Tomado de FICH, 1996a)



No se debería descartar un efecto en el mismo sentido del evento de 1992, aunque de menor magnitud que el de 1983. El resultado de todo ello es que la morfología del cauce del Paraná en el sector de Aguas Corrientes, y en particular en la zona de emplazamiento del Túnel, aún no habría respondido al aumento del caudal dominante que se viene dando de 1970 a la fecha. Las secciones transversales en estos lugares, por lo tanto, están "subajustadas" a las condiciones hidráulicas imperantes, por lo que deben esperarse erosiones en ancho y/o profundidad a fin de que el cauce se amolde a los caudales líquidos y sólidos impuestos. Un primer síntoma en esta dirección, podría estar dado por los sistemáticos corrimientos de la isobata de 0 m. hacia margen derecha que se vienen manifestando a tasas crecientes desde 1985 (antes incluso de que comiencen los desplazamientos del thalweg) a la fecha (Cuadro 9.1.).

Fecha relevamiento	Progresiva Isobata de 0 m en eje del Túnel (m) ⁽¹⁾	Desplazamiento promedio por año hacia MD (m/año)
9/85	770	
10/90	750	4
10/95	720	6
10/96	709	11

Cuadro 9.1. Desplazamiento hacia margen derecha de la isobata de 0 m (en el hidrómetro de Pto. Paraná) a la altura del eje del Túnel (tomado de FICH, 1996a).

⁽¹⁾ Origen de progresivas en torre de ventilación de margen derecha.

Planteado este estado de situación en la sección del Túnel, en lo que sigue se explican los procesos físicos que estarían originando las erosiones de márgenes observadas en el lugar. Luego de ello, se presentan y aplican las formulaciones y procedimientos que permiten determinar los anchos y profundidades medias de equilibrio que debería alcanzar el cauce del Paraná en ese sitio, compatibles con el caudal dominante actual.

Al comparar estos anchos y profundidades con los actualmente observados, quedan patentizadas las erosiones esperables en el sector. En función de estos valores y del comportamiento pasado del cauce a la altura del Túnel, se brinda a continuación un método que permite estimar el momento más oportuno para comenzar con eventuales obras de protección de la margen. Finalmente, a lo largo de todo este proceso, se incluyen y discuten las justificaciones y recomendaciones relacionadas con los criterios ingenieriles adoptados en el diseño de la defensa de una obra muy particular como el Túnel Subfluvial, sometida a la acción de una manifestación gigantesca de la naturaleza como lo es el río Paraná.

Descripción de los procesos erosivos de margen derecha a la altura del Túnel Subfluvial

Para analizar los mecanismos de erosión que operan sobre la margen en la zona de emplazamiento del Túnel, en el marco de los objetivos planteados, se siguieron una serie de pasos a saber:

- Se llevó a cabo un cálculo clásico de estabilidad de taludes al deslizamiento masivo (uno de los mecanismos de desestabilización, en este caso el rotacional, señalados en el desarrollo de los conceptos básicos), considerando el thalweg en la situación de 1996 (Figura 9.1.), por un lado, y desplazado una cierta distancia hacia margen derecha por el otro. En ambas circunstancias, la cota del lecho se fijó teniendo en cuenta la erosión general calculada en Capítulo 8, más la mitad de la altura de la duna representativa de la creciente de diseño que produce esas erosiones. Los resultados del cálculo respectivo, similar que se describe al analizar la erosión de márgenes en la costanera de la ciudad de Santa Fe, revelaron que con el thalweg en la posición mencionada, el talud permanece estable incluso si se produjera una bajante pronunciada manteniendo las mismas cotas del lecho; el thalweg se tendría que desplazar poco más de 200 m hacia margen derecha para que el coeficiente de seguridad sea 1, y el talud respectivo se vuelva inestable por el efecto de deslizamiento masivo por rotación.

- Ampliando lo ya mencionado en la presentación del problema, en relación con las características de los procesos de erosión y depositación de márgenes se ha comprobado que:

- Las máximas tasas de erosión se presentan normalmente en el ápice de los ensanchamientos y disminuyen progresivamente hacia los estrechamientos de aguas arriba y aguas abajo.

- La relación entre tiempos de erosión y depositación, para un mismo desplazamiento de margen, se aproxima a 1 (en promedio) en el ensanchamiento entre Villa Urquiza y Aguas Corrientes y tiene un valor entre 3 y 5 (en promedio) en el estrechamiento de Aguas Corrientes (FICH, 1997 a). Esto indicaría que las erosiones serían aceleradas en las zonas ensanchadas del cauce, revelando la posible existencia de mecanismos adicionales de desestabilización de las márgenes además de los ya señalados al exponer los conceptos básicos (la acción del oleaje debida al viento por ejemplo). Pasando a la zona de emplazamiento del Túnel, más cercana a un estrechamiento que aun ensanchamiento del cauce, y tomando en consideración los aspectos anteriores analizados, se han establecido aquí relaciones entre tiempos de erosión y sedimentación del orden de 3,9.

- A pesar de que los resultados mencionados en cuanto al cálculo de estabilidad de taludes revelan que no existe la posibilidad de un

deslizamiento masivo rotacional del talud con la actual posición del thalweg, su paulatino acercamiento a margen derecha (Figura 9.1.) incrementa la concentración de caudales sobre ella, favoreciendo la acción erosiva de la corriente. Se deduce de aquí que el mecanismo de erosión progresiva de la margen, explicado en los conceptos básicos, en combinación con la probable erosión del sustrato, serían los principales responsables de la desestabilización en el área de mayor interés. Ello implicaría que a medida que se desplaza el thalweg hacia margen derecha desde una posición cercana a la misma, ésta se debería erosionar progresivamente en la sección del Túnel. En el cuadro siguiente se demuestra que esta es realmente la situación, comparando tasas de desplazamiento del thalweg y de la isobata de 0 m como indicadora de la margen derecha en la sección del Túnel, para diferentes períodos:

PERIODO	Tasas de desplazamiento hacia margen derecha (m/año)	
	Thalweg	Isobata de 0 m.
1905-1917	30,4	5,3 ⁽¹⁾
1947-1953	18,6	15,7 ⁽²⁾
1966-1970	25,0	0,0 ⁽³⁾
1983-1988	40,0	4,0 ⁽⁴⁾
1990-1995	43,4	6,0
1995-1996	40,0	11,0

Cuadro 9.2. Tasas anuales de desplazamiento hacia margen derecha del thalweg y de la isobata de 0 m (en el hidrómetro de Puerto Paraná), en la sección del Túnel para diferentes períodos en los últimos 100 años.

- (1) Tasa máxima de desplazamiento hacia MD de la isobata de 0 m. entre 1918-1920: 55,0 m/año.
 (2) Idem para el thalweg entre 1949-1952: 80 m/año.
 Idem para la isobata de 0 m entre 1949-1950: 100 m/año.
 (3) Desplazamiento del thalweg hacia MD partiendo desde la posición de máximo alejamiento de la misma en los últimos 50 años, por lo cual no se registraron movimientos en la isobata de 0 m.
 (4) Tasa media en el período 1985 - 1990 (isobata de 0 m.)

De los valores de este cuadro surgen además, tres evidencias muy significativas:

- Las tasas de desplazamiento para un lapso de tiempo corto perteneciente a un período dado, pueden alcanzar magnitudes muy superiores a la media para el período.

- Es posible que las tasas de desplazamiento medias (y máximas) en un período dado, para el thalweg y para la isobata de 0 m, sean equivalentes.
- Salvo un lapso de 2 años entre 1988 y 1990, durante los últimos 13 años el thalweg se ha desplazado hacia margen derecha (ver Figura 9.1.) a una tasa media prácticamente constante de 40 m/año. Ello se tradujo en un movimiento de la isobata de 0 m a una tasa media creciente desde 1985 a la fecha. Aparentemente en 1995 podría haber comenzado una aceleración marcada de esta última tendencia.

Determinación de las erosiones de márgenes probables

Existen en la literatura específica diversas expresiones matemáticas que permiten establecer las dimensiones geométricas hidráulicas (B: ancho; h: profundidad; U: velocidad media; etc.) de equilibrio de los cauces aluviales, en función principalmente del “caudal dominante” (Capítulo 4). Esas fórmulas son conocidas, en general como “relaciones de régimen” y en su mayoría tienen un carácter netamente empírico. Las expresiones surgidas del cuerpo de ideas conocido como “geometría hidráulica” (Leopold y Maddock, 1953), para calcular los parámetros morfológicos e hidráulicos más habituales para una dada situación de caudal dominante a lo largo de corrientes naturales, se puede incluir también dentro del concepto de las anteriores (Leopold y otros, 1964). Estas formulaciones son del tipo:

$$B = a Q^b \quad (9.1)$$

$$h = c Q^f \quad (9.2)$$

$$U = k Q^m \quad (9.3)$$

para el ancho superficial (B), la profundidad media en la sección (h) y la velocidad media en la sección (U), donde a, c, k, b, f y m, son constantes a establecer. Dado que se debe respetar la ecuación de continuidad, necesariamente debe cumplirse que:

$$b + f + m = 1 \quad (9.4)$$

$$a c k = 1 \quad (9.5)$$

Para el exponente “b” en la ecuación (9.1), está ampliamente aceptado (Yalin, 1992) que puede adoptarse:

$$b = 0,5$$

como válido para una gran variedad de ríos, en diversas regiones del mundo.

La serie de ecuaciones anteriores que predice el ancho más probable de un cauce aluvial, fue utilizada para establecer los anchos del río Paraná pasados y presentes en distintas situaciones del caudal dominante del río, determinado de acuerdo con la metodología descrita en Capítulo 4. La combinación de estos resultados surgidos de ecuaciones de carácter netamente empírico, con la fórmula de Manning para expresar el caudal:

$$Q = B \cdot h \cdot \frac{1}{n} h^{2/3} I^{1/2} \quad (9.6)$$

donde:

n: coeficiente de rugosidad de Manning,

permitió verificar la consistencia teórica de los valores de ancho calculados.

Queda claro que, establecidos en la sección de emplazamiento del Túnel, el ancho, B, y la profundidad, h media de equilibrio para un dado caudal dominante, automáticamente queda determinada la tercera incógnita, la velocidad media en la sección, U. Se advierte que para llevar a cabo el cómputo se requieren por lo menos tres ecuaciones. Se decidió en consecuencia utilizar la ecuación (9.1) para el ancho, B, en conjunto con la ecuación de Manning y continuidad combinadas como se las presenta en la ecuación (9.6), a fin de determinar, h y U.

El hecho de seleccionar dentro de las ecuaciones de "régimen", únicamente la correspondiente al ancho para los cálculos, se debe a la consistencia mencionada, basada en una amplia verificación experimental, del valor del exponente, b (= 0,5).

Para poder emplear la ecuación (9.1) es preciso conocer el valor del coeficiente, "a" que depende de las condiciones locales de la corriente y el lugar donde se la aplica. La determinación de a, requiere de la información del ancho, B, en una situación de equilibrio del cauce en la zona de emplazamiento del Túnel. De acuerdo con lo especificado en Capítulo 4, ese estado se habría alcanzado en el transcurso de los casi 40 años de estabilidad del caudal dominante ($Q = 12.560 \text{ m}^3/\text{s}$; Cuadro 4.9.). El ancho para esa condición, fue medido en el plano N° 13.703 de la DNCP y VN de 1975, donde el río presentó alturas hidrométricas compatibles con las del caudal de $12.560 \text{ m}^3/\text{s}$, en un estado alejado de influencias de crecientes o bajantes pronunciadas. Ese ancho fue uno de los más bajos observados, como correspondería a la condición del caudal dominante imperante hasta ese momento y se mantuvo luego en ese orden para estados similares del río hasta la actualidad. El valor observado fue de:

$$B = 1.290 \text{ m}$$

Con esta información, se estableció un valor para el coeficiente a , de:

$$a = 11,51$$

con lo cual resulta que la ecuación “de régimen” para obtener el ancho de equilibrio en la zona de emplazamiento del Túnel para un dado caudal dominante, es:

$$B = 11,51 Q^{0,5} \quad (9.7)$$

Para la aplicación de la ecuación (9.6), se requiere conocer el dato de la pendiente de energía, I , y estimar el coeficiente de rugosidad, n , de Manning. En el caso de I se adoptó el valor de:

$$I = 1,2 \times 10^{-5}$$

para todos los cálculos efectuados, teniendo en cuenta las conclusiones del análisis sobre este parámetro efectuado en FICH (1997 a). También en esta última referencia, se demuestra que los valores de n para el rango de alturas hidrométricas correspondientes a los caudales dominantes que se dieron en el transcurso del siglo (Cuadro 4.9.), variaron entre 0,019 y 0,022. Dada esta reducida alteración del coeficiente de rugosidad, se decidió adoptar en todos los cálculos un valor promedio constante de:

$$n = 0,021$$

Con este coeficiente y el valor señalado para I , se calculó con la ecuación (9.6) la profundidad media en la sección del Túnel para el final del período de estabilidad ($Q = 12.560 \text{ m}^3/\text{s}$ y $B = 1.290 \text{ m}$). Se obtuvo un valor de:

$$h \cong 11,60 \text{ m}$$

muy similar al observado en el plano de 1975 ($h = 11,70 \text{ m}$), ya mencionado.

Este resultado respaldó la decisión de utilizar la ecuación (9.6) para calcular las profundidades medias de equilibrio en la sección del Túnel para los distintos caudales dominantes del Cuadro 4.9.

En Cuadro 9.3., se presentan los resultados de la aplicación de las ecuaciones (9.7) y (9.6) en la sección del Túnel para los caudales referidos. Se incluyen allí los anchos y profundidades medias observados, obtenidos de los planos seleccionados para estos cómputos y tratados como se

menciona en FICH (1997 a). En Cuadro 9.3., aparecen, asimismo, los valores de velocidad media en la sección, correspondientes a los anchos y profundidades calculados.

Al examinar los resultados consignados en Cuadro 9.3., surgen una serie de hechos a destacar:

1- Comparando los anchos observados y calculados se desprende que la sección del Túnel se encuentra en la actualidad “subajustada” si se tienen en cuenta los anchos que debería tener (alrededor de 1.470 m según la ecuación 9.7) en virtud de los caudales dominantes que viene presentando el Paraná durante los últimos 15 años.

Cuadro 9.3. Anchos y profundidades medias de equilibrio y otros parámetros morfohidráulicos en la sección del Túnel Subfluvial para los caudales dominantes del río Parana en el transcurso del siglo.

Período	Caudal dominante	H_{po}	$B_{obs.}$	$h_{obs.}$	Anchos calculados ec. (9.7)	h	U
	(m^3/s)	(m) ⁽¹⁾	(m) ⁽²⁾	(m) ⁽²⁾	(m)	(m) ⁽³⁾	(m/s)
1/01/04-31/12/31	13.600	2,74	1700 ⁽⁴⁾	11,60	1340	11,80	0,856
1/01/32-31/12/69	12.560	2,40	1290	11,70	1290	11,60	0,843
1/01/70-31/12/80	15.146	3,08	1300	11,63	1420	12,20	0,875
1/01/81-31/12/90	16.460	3,77	1220	12,95	1480	12,50	0,888
1/01/91-31/12/95	16.311	3,72	1250	12,48	1470	12,50	0,888

⁽¹⁾ Altura hidrométrica en Puerto Paraná correspondiente al caudal dominante.

⁽²⁾ Obtenidos de planos seleccionados y tratados según se detalla en FICH (1997 a).

⁽³⁾ Profundidad media calculada con la ecuación (9.6).

⁽⁴⁾ Ancho efectivo (descontado el ancho de la isla existente en ese período).

Ello es equivalente a decir que, de mantenerse estos caudales dominantes, son esperables erosiones de márgenes en la zona de emplazamiento del Túnel de entre 200 – 250 m.

Adviértase que a principios del siglo (entre 1904-1931) la sección del Túnel, aparentemente, tampoco estaba “ajustada”, aunque en un sentido inverso al actual. Es decir el ancho observado era “mayor” que el que realmente debía tener para el caudal dominante de ese momento escurriendo en un cauce único. Las razones de esta discrepancia, se tratan en detalle más adelante.

2- Las profundidades medias de equilibrio en la sección calculadas están en el orden de las observadas en la actualidad (para el último período son iguales), lo cual es un índice de que en el sector del Túnel, en este aspecto,

el río ya se habría “ajustado” al caudal dominante. Este hecho es compatible con el tipo de corriente aluvial en que fue clasificado el río Paraná en Capítulo 4: (cauce con transporte total de fondo mayor que el 16% de la carga total, entre otros índices), y en donde en situaciones de erosión predomina el ensanchamiento por sobre el descenso de los niveles del lecho.

3- Se desprende, como conclusión de lo expresado en los puntos anteriores, que el comportamiento morfológico cuali-cuantitativo del cauce del río Paraná en la zona del Túnel tiende a ratificar la confianza en las magnitudes esperadas de erosión de márgenes presentadas en el punto 1.

Finalmente, y a título ilustrativo, cabe señalar que combinando las ecuaciones (9.7) y (9.6), es posible obtener directamente las ecuaciones de la geometría hidráulica (9.2) y (9.3) para h y U en la zona del Túnel. Ellas son las siguientes:

$$h = 0,681 Q^{0.3} \quad (9.8)$$

$$U = 0,128 Q^{0.2} \quad (9.9)$$

Alcances de los resultados obtenidos del estudio de erosión de márgenes

Al observar la Figura 9.2. se puede verificar que durante el período de estabilidad del caudal dominante entre 1930-1970, el ancho de la isóbata de 0 m fluctuó, en función del mayor o menor alejamiento de las zonas más profundas del cauce, alrededor de un valor aproximadamente constante de 1.220 m. Al comparar este valor con el correspondiente del plano de 1975, mencionado anteriormente y utilizado para calibrar la ecuación (9.1), se puede verificar que la diferencia es de sólo 20 m (1.240 m en el plano referido). Se infiere de aquí que el ancho de régimen de 1.290 m (y el calculado para la situación actual de 1.470 m), es en realidad un valor medio al que tiende el cauce para el caudal dominante dado, alrededor del cual se producen fluctuaciones como consecuencia de los movimientos citados de las zonas más profundas.

Esas fluctuaciones, de acuerdo con lo que se puede establecer de Figura 9.2. para el período de estabilidad, son del orden del 15% del ancho medio. Por lo tanto, el ancho medio calculado de 1.470 m se podría incrementar hasta los 1.700 m, suponiendo que se mantiene la magnitud de las fluctuaciones. Es decir, la erosión de la margen en la situación actual podría llegar a alcanzar en cierto momento los 400 m, siendo esperable un recrecimiento posterior alrededor del valor medio calculado.

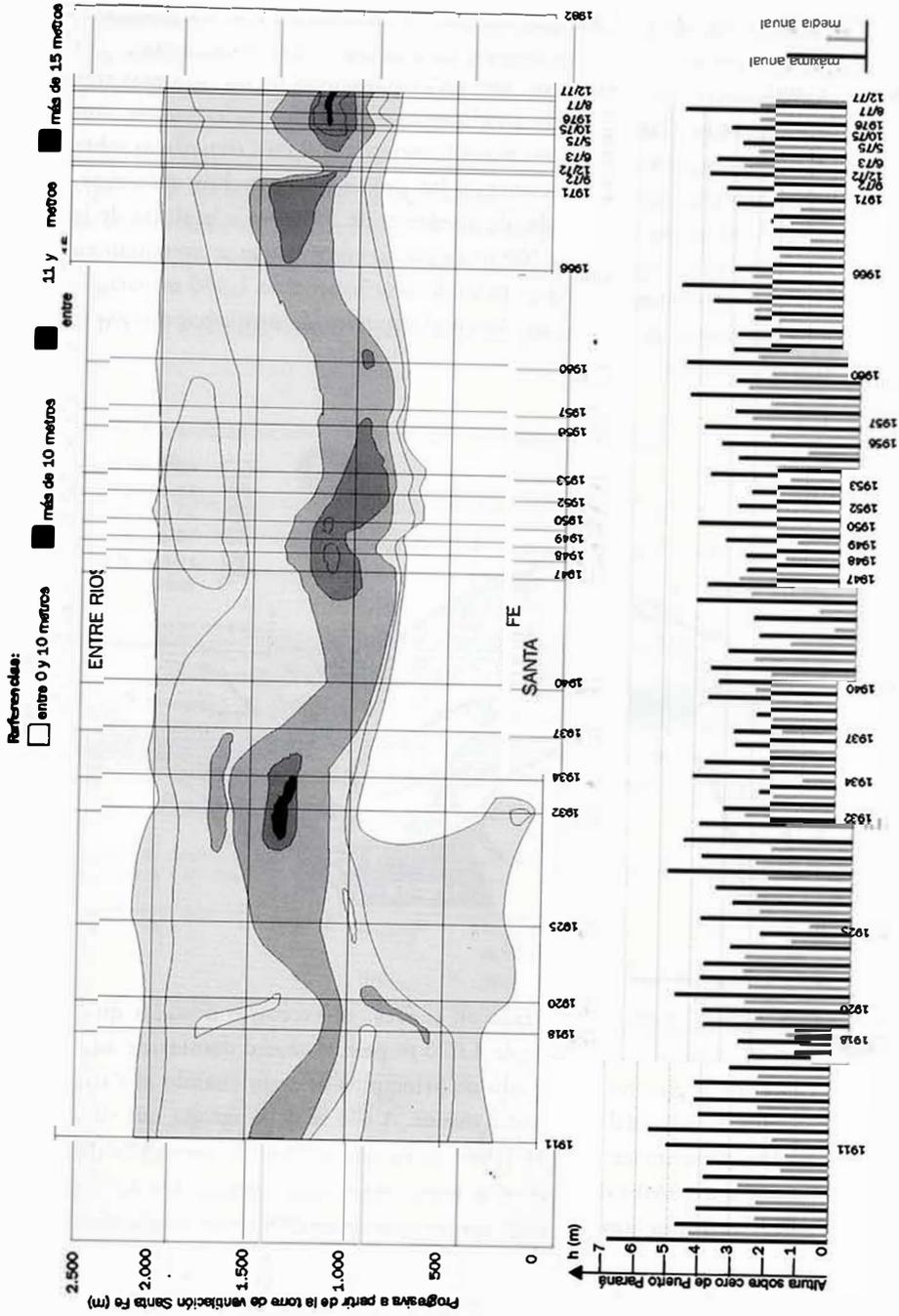
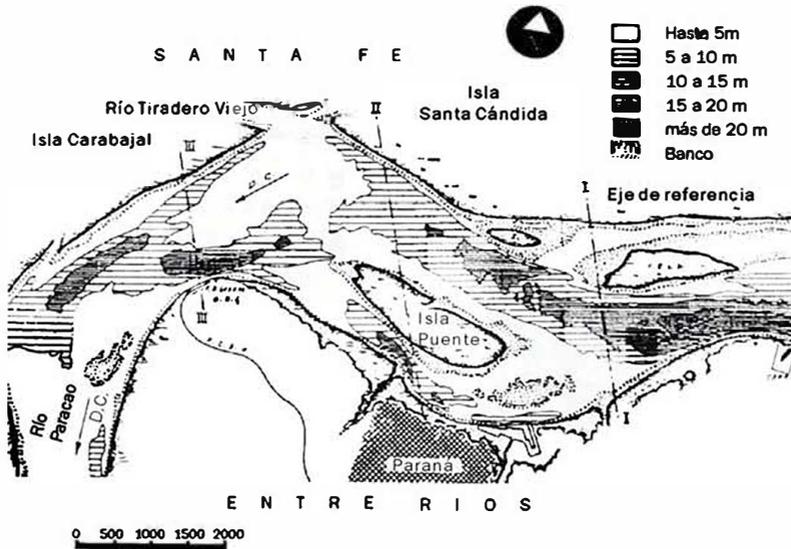


Figura 9.2. Diagrama de evolución temporal de la sección transversal del Túnel Subterráneo de LHA, 1982

Es necesario señalar asimismo, que los conceptos de geometría hidráulica y de "régimen" aplicados en los cálculos tienen implícitos la suposición de la existencia de un cauce y un thalweg únicos, que caracterizaron la configuración del Paraná en el lugar a partir de la década del '30 hasta el presente. Con ese tipo de morfología, se calibraron coeficientes, se verificaron parámetros y se infirieron las erosiones correspondientes.

Cabe destacar, sin embargo, que en el transcurso de las primeras tres décadas del siglo, (Figura 9.3), en el cauce se desarrolló un banco-isla, con dos thalwegs: el principal sobre margen entrerriana y uno secundario sobre margen derecha. Estas circunstancias provocaron anchos máximos, incluyendo el ancho de la isla, de alrededor de 2.050 m a la altura de la sección del Túnel, con los 1.700 m de ancho efectivo que se presentan en Cuadro 9.3. Adviértase que el ancho debería haber sido 1.340 m para un caudal dominante de 13.600 m³/s en el supuesto de una sección regular, sin cauce dividido.

Figura 9.3.
Tramo Aguas
Corrientes -
Bajada Grande
del río Paraná en
1932 con cauce
dividido a la
altura del Túnel
(reproducida de
Prestien, 1970).



Ante esta situación registrada en el área, es necesario destacar que el ancho calculado de equilibrio de 1.470 m para el caudal dominante actual es inferior al efectivo observado de principios de siglo cuando el Paraná presentaba un caudal dominante menor. A ello se debe agregar que de los estudios presentados en FICH (1997 a) en relación con la evolución del thalweg aguas arriba del Túnel en el tramo entre Villa Urquiza (km 619) y Aguas Corrientes (km 603), surge que se estarían evidenciando condiciones morfológicas tales, como para no descartar un posible contexto similar al de las primeras décadas del siglo en plazos que se discuten más adelante.

Se desprende de esta observación que los 200 – 250 m de erosión de margen derecha en el sector del Túnel, calculados anteriormente, deben considerarse como valores mínimos de ensanchamiento de la sección que no serán superados en el futuro inmediato, en tanto y en cuanto se mantengan en lo esencial las configuraciones actuales del cauce y del escurrimiento en el sector de Aguas Corrientes.

Por último sobre este particular, y a fin de contar con datos acerca de los anchos factibles de producirse a la altura del eje del Túnel, en caso de generarse una subdivisión del escurrimiento para el caudal dominante vigente, se ha diseñado un procedimiento de cálculo que es una extensión de la aplicación de la ecuación (9.1) realizada por Richards (1982), a cauces divididos. La ecuación resultante es la siguiente:

$$B' + B'' = a(k'Q)^{0.5} + a(k''Q)^{0.5} = aQ^{0.5} (k'^{0.5} + k''^{0.5}) = B (k'^{0.5} + k''^{0.5}) \quad (9.10)$$

donde:

B' , B'' : anchos de los brazos en que se ha subdividido el cauce de ancho original, B .

k' , k'' : fracciones que permiten estimar qué parte del caudal Q escurre por cada uno de los brazos de anchos B' y B'' , respectivamente. Se deduce que: $k' + k'' = 1$.

La ecuación (9.10) fue aplicada en la sección del Túnel con $a = 11,51$ para:

- La situación registrada a principios de siglo ($B = 1.340$ m ; $Q = 13.600$ m³/s) con el fin de verificar el ancho observado efectivo de 1.700 m y,
- La situación actual considerando el ancho de equilibrio ($B = 1.470$ m ; $Q = 16.311$ m³/s), dándole distintos valores a k' y k'' . En Cuadro 9.4., se pueden observar los resultados obtenidos.

Cuadro 9.4. Anchos de equilibrio en la sección del Túnel en caso de división del cauce en dos brazos, para distintas fracciones (k' y k'') del caudal total escurriendo por ellos.

k'	k''	$k'^{0.5} + k''^{0.5}$	$B_{0.4 \cdot 31}$ (m) (1)	$B_{0.4 \cdot 31}$ ($k'^{0.5} + k''^{0.5}$) (m)	$B_{0.1 \cdot 95}$ (m) (2)	$B_{0.1 \cdot 95}$ ($k'^{0.5} + k''^{0.5}$) (m)
0,5	0,5	1,414		1.900		2.080
0,6	0,4	1,407		1.890		2.070
0,7	0,3	1,384	1.340	1.860	1.470	2.035
0,8	0,2	1,342		1.800		1.970
0,9	0,1	1,265		1.700		1.860
0,95	0,05	1,198		1.600		1.760

(1) Ancho de equilibrio para el cauce no dividido estimado con la ecuación (9.7), al final del período 1904-1931.

(2) Idem, para la situación actual.

Se advierte allí, que el ancho observado efectivo de 1.700 m, tendría que haberse producido para una distribución del caudal total dominante (13.600 m³/s) de 10% y 90% en cada uno de los dos cauces, respectivamente, en que estaba dividido el Paraná a la altura del Túnel a principios de la década del '30. En FICH (1997 a), aplicando la ecuación (9.6) en cada brazo de la sección de 1932, para el nivel dominante y considerando lógicamente una rugosidad algo mayor en el brazo menor, se demuestra que la distribución de Q, fue aproximadamente la predicha. Asimismo, en base a aforos disponibles realizados en esa época, se pudo establecer que en mayo de 1921 el caudal en el brazo menor era un 26% del total ($H_{pp} = 3,94$ m), mientras que en octubre de 1933, esa proporción era del 4% del total ($H_{pp} = 0,65$ m). Estas comprobaciones brindan consistencia al procedimiento basado en la ecuación (9.10).

Pasando a la circunstancia actual de caudal dominante, los resultados predicen, en el supuesto de una distribución similar de Q, que el cauce dividido alcanzaría un ancho efectivo aproximadamente 400 m superior al del cauce único y alrededor de 150 m mayor que el que presentó en 1932. (Se recuerda que si el banco que divide el cauce aflora sobre la superficie del agua y se transforma en isla, a los anchos apuntados hay que sumarle el correspondiente a esa formación, para obtener el ancho total en la sección. En 1932, como se mencionara, ese ancho fue de 2.050 m).

Estimación del momento oportuno de comienzo de las obras de protección de margen derecha

Las erosiones del lecho (generales y locales) factibles de producirse en el área no protegida del Túnel Subfluvial ante la ocurrencia de una creciente extraordinaria (Capítulo 8), y de las márgenes detalladas en el punto anterior, determinaron que la FICH efectuara a las autoridades del Túnel Subfluvial una serie de recomendaciones que se pueden sintetizar como sigue (FICH, 1997 a):

- Las consecuencias erosivas que traería aparejada la ocurrencia de una crecida extraordinaria para el actual estado de evolución morfológica del sistema, exigen la realización de manera perentoria de las obras de prolongación de la manta protectora del Túnel Subfluvial. (Ya ejecutada al momento de la edición de este Libro).
- La actual configuración de corriente que domina la sección, sugiere el desarrollo de una primera etapa de las obras que extienda la protección hasta aproximadamente progresiva 800 m (origen de progresivas: torre de ventilación de margen derecha). El proyecto se debería efectuar de modo que contemple la realización a posteriori de una segunda etapa que involucre la continuidad de la obra hacia las márgenes, ante la eventualidad de su corrimiento, en los próximos 5 años.

- La factibilidad de este proceso y su velocidad de avance, deben ser verificados y permanentemente monitoreados mediante un seguimiento sistemático del desplazamiento del thalweg y del movimiento de la línea de cero metros. Los resultados que se obtengan determinarán en última instancia el momento más oportuno para comenzar la segunda etapa.

Las razones de dejar para una segunda etapa la fijación de margen derecha, se fundamentan en la conveniencia de perturbar lo menos posible la tendencia natural del río a erosionar esa margen en la búsqueda de su ancho de equilibrio. De ese modo se aumentan las probabilidades de un funcionamiento exitoso de las construcciones relacionadas con esa segunda etapa. Ello se apoyaba en las conclusiones del detallado estudio morfológico, llevado a cabo en esa oportunidad, de tramos del río Paraná de diversa longitud aguas arriba del Túnel. Se consideraba, asimismo, que en última instancia las medidas de control del ancho serían inevitables, dadas las magnitudes de las erosiones de margen que podían producirse.

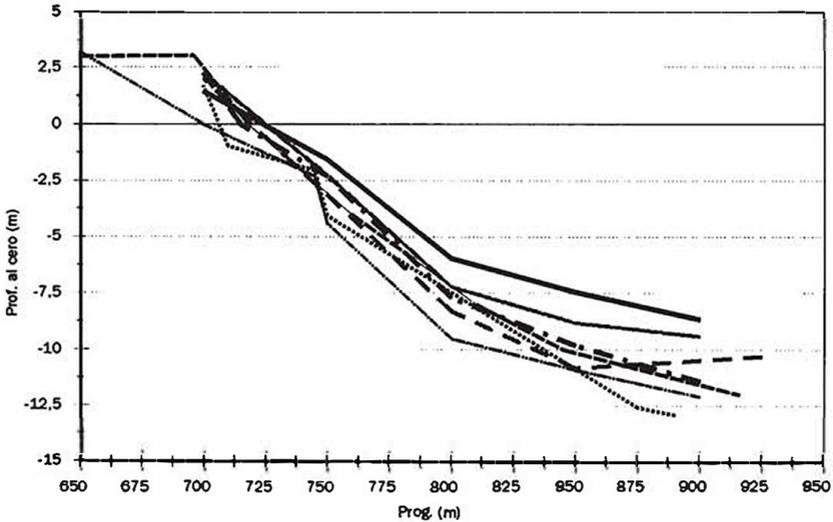
Como consecuencia de lo explicado fue necesario diseñar un procedimiento (FICH, 1997b) que permita precisar las circunstancias que indicarían la conveniencia de comenzar las obras tendientes a contener los desplazamientos laterales del río sobre margen derecha. Se trataba de conocer cuáles son las magnitudes que deberían alcanzar ciertos parámetros claves (batimétricos, hidráulicos, etc.), luego de construida la extensión de la cubierta protectora, que anuncien el momento apropiado de iniciar la segunda etapa de obras, ante el riesgo que significaría para el Túnel la ocurrencia de una gran creciente en esas condiciones con la margen no protegida. Los cálculos de erosión efectuados como parte del dimensionamiento de la extensión de la cubierta protectora (FICH, 1997b) llevaron a la determinación de la progresiva 750 m (origen de progresivas ya mencionado), como límite hasta donde debía extenderse el extremo de la nueva cubierta. Esos valores son válidos para la morfología de la sección del Túnel existente en setiembre de 1997, con la margen derecha en la posición relevada en ese momento.

El procedimiento elaborado para establecer el momento oportuno de inicio de la segunda etapa de obras, se basó en suponer sucesivos descensos del fondo desde la progresiva 750 m hacia margen derecha implicando corrimientos hipotéticos del río en esa dirección, y calculando las erosiones que produciría la creciente de diseño en cada una de esas posiciones. De ese modo se pudo llegar a establecer en cuál de esos corrimientos la creciente originaría erosiones totales que llegarían al extradós del Túnel en la progresiva 750 m. Con ello quedaron definidos valores críticos de profundidades, caudales y corrimientos de margen derecha a los que, de arribar al río en situaciones de aguas medias, exigirían el comienzo de las obras de la segunda etapa.

La aplicación de este criterio requirió la definición de la forma de las sucesivas secciones que quedan configuradas entre progresiva 750 m y margen derecha, para cada uno de los descensos supuestos en esa progresiva (implicando los sucesivos corrimientos del río en aquella dirección). Para solucionar este aspecto, se recurrió a los relevamientos sistemáticos realizados por personal técnico del Túnel Subfluvial entre 1995 y 1997 de las profundidades cercanas a margen derecha entre progresivas 650 m y 900 m. Con ellos se construyó la Figura 9.4. en donde se puede apreciar la forma que fue adoptando la sección del río en el lugar entre las fechas citada, en su desplazamiento hacia la margen. Con el auxilio de esta figura, los descensos supuestos del fondo en progresiva 750 m, se fueron llevando hacia margen derecha proporcionalmente a las diferencias existentes entre las secciones extremas de Figura 9.4. y copiando, de requerirlo el caso, las alteraciones mayores que podrían existir en los taludes. En última instancia, la intersección del talud más superficial así determinado con la margen (situada en el lugar aproximadamente a una altura de + 3,00 m en el hidrómetro de Paraná), da el hipotético corrimiento de ésta con respecto a la situación actual, para un dado descenso del fondo en progresiva 750 m.

Figura 9.4.
Evolución de la
margen derecha
del río Paraná
sobre el eje del
Túnel Subfluvial
entre 1996 y 1997.

18/01/95
28/02/97
Relev. FICH
Set. 1997
02/06/95
12/03/97
30/10/95
07/08/97



En definitiva, el procedimiento señalado englobó los siguientes pasos:

a) Se supuso, en la condición del río de setiembre de 1997 y aguas medias, un descenso hipotético del fondo en progresiva 750 m producto de un desplazamiento del río hacia margen derecha.

b) En función del descenso supuesto se construyó la sección entre progresiva 750 m, y la margen, con la ayuda de Figura 9.4. de acuerdo a lo explicado con anterioridad.

c) Construida la nueva sección, se obtuvo la distribución de caudales en la misma utilizando la ecuación de Manning (ecuación 9.6).

d) Considerando la creciente de diseño, se calculó la erosión general en la progresiva 750 m teniendo en cuenta una redistribución de caudales del 50% mediante el procedimiento de Lischtvan-Lebediev (Capítulo 8). A partir de la erosión general se determinó la erosión local y la sobreprofundidad por dunas mediante los procedimientos explicados en el Capítulo 8, con los cuales es posible establecer la erosión total en el punto. Ese valor se maximiza luego mediante un coeficiente de 1,25, para llevarlo al que se obtendría de haber utilizado la modelación matemática para el cómputo de las erosiones generales.

e) Si con las cotas de fondo en progresiva 750 m producto de las erosiones totales establecidas en d, no se llega al extradós del Túnel, se supone un descenso mayor del lecho en esa progresiva, y se repiten los pasos anteriores hasta que las erosiones resultantes del cálculo destapan el extradós.

La aplicación del procedimiento de aproximaciones sucesivas descripto permitió encontrar, para una condición de aguas medias, cuáles serían las modificaciones que habría de sufrir la sección del Túnel en el sector no protegido en margen derecha, el corrimiento que experimentaría esta última, y los porcentajes de caudal que escurrirían en ese sector, que determinarían erosiones en progresiva 750 m incompatibles con la seguridad del Túnel, de verificarse la crecida de diseño, provocando el destape del extradós del mismo. Es decir, si el río en sus desplazamientos hacia margen derecha llega a producir esos valores de sección desplazada, corrimiento de margen y caudales específicos (los parámetros o indicadores de alerta buscados), es que ha llegado el momento de comenzar con la segunda etapa de construcciones, protegiendo el resto de la sección entre progresiva 750 m y el enrocado existente que finaliza en progresiva \approx 470 m.

Los resultados de la aplicación del procedimiento para descensos supuestos del fondo de 1, 2 y 3 m en progresiva 750m, se presentan en Cuadro 9.5. Los indicadores (o parámetros) de alerta que se incluyen en ese cuadro son: las profundidades de la sección desplazada en diversas progresivas, el caudal específico en progresiva 750 m y los respectivos corrimientos de margen derecha en relación con la situación observada en setiembre de 1997, todos valores para una condición del río similar a la de esa fecha (aguas medias). Se advierte en Cuadro 9.5., que para un descenso del fondo en progresiva 750 m de alrededor de 2 m (implicando un corrimiento de margen derecha de aproximadamente 60 m), de producirse la creciente de diseño, las erosiones totales resultantes destaparían el Túnel en ese punto. Esta situación, superpuesta a la actual, ha sido representada en la Figura 9.5.

Cuadro 9.5. Parámetros batimétricos, morfológicos e hidráulicos para varios desplazamientos de la sección del Túnel subfluvial entre progresiva 750 m y margen derecha, correspondientes a los descensos indicados del fondo en progresiva 750 m.

Descenso en prog. 750 m (m)	Profundidad al cero en progresivas: (m)			q _{ag.medias} (m ² /s)	q _{ag.altas} (m ² /s)	Cota erosión total (m)	Desplazamiento de margen (m)
	700	725	750				
0	3,00	-0,77	-2,60	3,50	17,00	-12,30	0,00
1	3,00	-0,20	-3,60	3,60	17,50	-12,40	0,00
2	-0,34	-1,54	-4,60	5,40	22,00	-15,80	60,00
3	-1,20	-4,36	-5,60	7,70	25,70	-18,50	85,00

Cota extradós Túnel en progresiva 750 m: - 15,70 m.

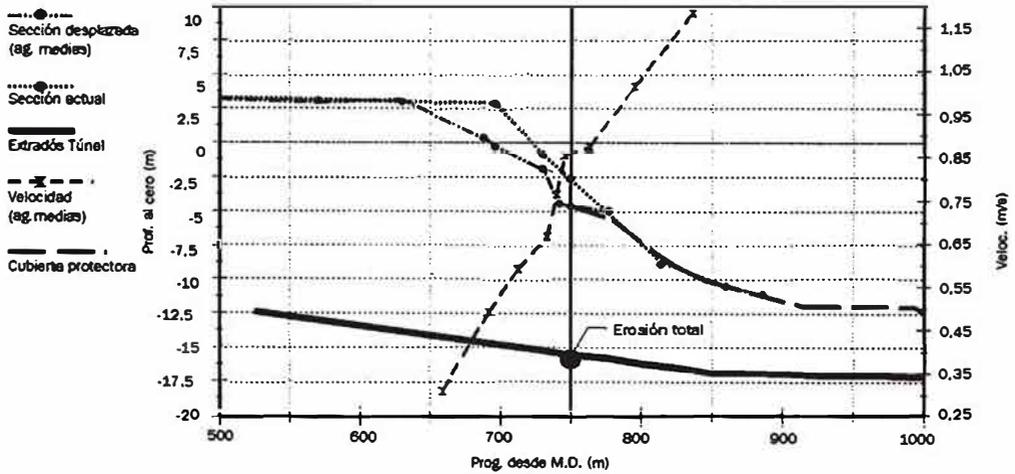


Figura 9.5. Condición crítica para el inicio de la segunda etapa de obras (protección de la margen derecha del río Paraná), en el eje del Túnel Subfluvial.

Se concluye, en definitiva, que si el río (en condiciones de aguas medias):

- sufre corrimientos de la margen derecha de entre 50 y 100 m y descensos del lecho de alrededor de 2 m en progresiva 750 (todos valores con respecto a la situación en setiembre de 1997), y
- presenta caudales específicos de $\approx 5,50 \text{ m}^2/\text{s}$ en la misma progresiva, sería necesario iniciar la segunda etapa de obras de protección, ya que

de producirse la creciente de diseño, las erosiones totales que se pueden originar, destaparían el Túnel a la altura de la progresiva señalada. Cabe advertir que las profundidades para distintas progresivas de la sección desplazada consignadas en Cuadro 9.5., son valores medios. Este hecho debe ser considerado apropiadamente en los relevamientos periódicos de control, al evaluar su cercanía con los valores críticos presentados (obsérvese en Figura 9.4., por ejemplo, la disparidad de los registros relevados en 1997 en progresiva 750m). Teniendo en cuenta esta circunstancia, es conveniente adoptar los corrimientos de la margen a partir de la situación en ese momento, como un parámetro indicador de primer orden, verificando con las profundidades y caudal específico ($\bar{h} \cdot \bar{U}$ en progresiva 750 m), determinados con las precauciones mencionadas.

El caso de la ruta nacional N° 168 en la isla Santa Cándida

Presentación del problema

La erosión de la margen derecha del río Paraná en la isla Santa Cándida, frente a la ciudad de Paraná, ha puesto en peligro la estabilidad de una vía de comunicación de gran importancia para las provincias de Santa Fe y Entre Ríos y en general para toda la región Litoral: la ruta nacional N° 168 (RN N° 168), que une las ciudades capitales de esas provincias a través del Túnel Subfluvial.

Los problemas del peligroso acercamiento de la margen a la ruta comenzaron a ser advertidos a fines de la década del '80, y desde entonces se iniciaron los estudios (A y EE, 1991) para evaluar las características e intensidad de las erosiones en el lugar y proponer eventuales soluciones (FICH, 1993 a). Precisamente como consecuencia de este último estudio, se construyó un nuevo tramo de ruta para alejar al sector más comprometido de la margen erosiva del río (véase Figura 4.18. en Capítulo 4). Cabe destacar que hasta ese momento el avance continuo de la margen había ya destruido diversas construcciones existentes entre la ruta y el río: varias casas de particulares, un oratorio de regulares dimensiones y el viejo atracadero de balsas a través de las cuales cruzan a Paraná los camiones con inflamables que no están habilitados a utilizar el Túnel Subfluvial. Ese atracadero funciona en la actualidad en una zona de aguas abajo, no comprometida, sobre la embocadura del Tiradero Viejo (Figura 9.6.).

Figura 9.6. Sector del río Paraná frente a isla Santa Cándida entre km 606 (Aguas Corrientes) y km 594 (Bajada Grande).



En lo que sigue, se efectúa una breve discusión acerca del origen de los procesos que llevaron a la erosión de la margen en este sector del río Paraná y a la evolución que ha experimentado. Esta discusión sólo destaca los aspectos sobresalientes de la ya realizada con detalle en Capítulo 4. Se continúa cuantificando la magnitud del fenómeno, aportando datos relativos a las tasas anuales de erosión registradas a lo largo del siglo. Finalmente, teniendo en cuenta todos los elementos brindados, se discuten diversas alternativas en cuanto a la solución más adecuada a adoptar para este tipo de problemáticas fluviales en ríos de la talla del Paraná.

Origen de los procesos erosivos de la margen derecha del río Paraná sobre la isla Santa Cándida

En Capítulo 4, se han explicado con minuciosidad los procesos morfológicos ocurridos en el cauce del río Paraná a lo largo de los últimos 100 años en el ensanchamiento frente a la ciudad de Paraná, involucrando el sector de interés. Se destaca allí, cómo los desplazamientos laterales (uno de los mecanismos de divagación) del thalweg del río dominaron el escenario de erosiones y depositaciones ocurridos en el período señalado. Esos movimientos están estrechamente asociados con las variaciones del caudal dominante (o formativo) del Paraná, desde 1901 hasta la fecha (Cuadro 4.9).

Se refiere al lector a las Figuras 4.4.; 4.16.; 4.18.; 4.19.; 4.20.; 4.21. y Cuadro 4.11. y a las explicaciones brindadas en el Capítulo señalado, sobre todo este material gráfico. Cabe señalar aquí, sin embargo a la Figura 4.21., que es una síntesis de todo lo ocurrido con la margen derecha del río Paraná en el área que nos ocupa. Se reproducen allí las ubicaciones extremas de la isobata de 0 m (referida a la escala de Pto. Paraná) de la margen derecha

del río indicando, en cada uno de los segmentos, el año en que se logró esa posición. También aparece dibujada la traza equivalente del año 1996. En la figura, es posible visualizar rápidamente que la gran mayoría de los segmentos (15 sobre un total de 19) que componen la envolvente de máxima transgresión dentro del territorio santafesino, pertenecen a ubicaciones del 0 m en el primer tercio del siglo (específicamente, 1901 a 1926), por lo que la envolvente misma coincide, temporalmente, con el período de caudal formativo elevado de esa parte de la serie. De igual modo, la integral del máximo desplazamiento hacia las costas entrerrianas, incluye, principalmente, a porciones de la traza del 0 m de la época de menor caudal morfológico en el Paraná, con 17 tramos que datan de 1932 a 1970, sobre 22 segmentos que forman la envolvente. La línea correspondiente a 1996 se sitúa en una posición intermedia, aunque no equidistante, de ambas envolventes, y, en un tramo, se sobrepone a la traza de la máxima transgresión en la que se ubicó la isobata de 0 m de 1906.

Queda claro, como se explica en Capítulo 4, que el río Paraná estaría tendiendo a restablecer valores morfológicos similares a los del primer tercio del siglo pasado, a tono con los aumentos en el caudal dominante que se vienen verificando desde 1970 (Cuadro 4.9.). Ese “restablecimiento” debe interpretarse como una tendencia registrada en respuesta a las variaciones comprobadas de una variable independiente de primer orden (el caudal dominante), pero que no necesariamente se traducirá en una morfología del cauce principal exactamente igual a la de principios del siglo XX (Figura 4.4.).

Cuantificación de las erosiones de márgenes ocurridas

Tanto en el Capítulo 4, como al analizar los procesos erosivos de margen derecha a la altura del Túnel Subfluvial se explicaba que en los ensanchamientos del río Paraná (especialmente en sus ápices), las erosiones de márgenes eran considerablemente mayores que en las zonas estrechas del cauce, porque a la concentración del escurrimiento sobre ellas debido a los corrimientos del thalweg, debían añadirse otros efectos, como el del oleaje, por ejemplo. Este último puede ser muy importante en las áreas expandidas de cauces grandes como el del Paraná.

En FICH (1998 y 1999), se describen y evalúan los mecanismos que condujeron a la actual situación de la margen derecha en el ensanchamiento de la isla Santa Cándida.

En el caso de esta margen, su composición presenta un relleno superior de arena refulada y compacta de aproximadamente 5 m de espesor. Por debajo de este manto artificial se encuentra el terreno natural de la llanura aluvial del Paraná constituida por un manto superior limo-arcilloso de características cohesivas, de 4-6 m de espesor, que se extiende sobre un sustrato de arenas finas y medias limosas. Estas últimas características son típicas de la planicie de inundación en toda la zona (Capítulo 4).

Teniendo en cuenta esta estructura de la margen erosionada y el comportamiento del río, es posible interpretar que las socavaciones en el sitio en cuestión son consecuencia de los siguientes procesos:

a) Una falla continua en fajas planas de pequeño espesor y remoción individual de los granos del estrato refulado superior debido a que esa arena de relleno es fácilmente arrastrada por la acción del oleaje del río y lluvias (Vega, 1999). Esta actividad erosiva es continua si se tiene en cuenta, por un lado, que se trata de la margen de uno de los ensanchamientos del cauce del río Paraná en donde el viento, por moderado que sea, genera oleajes casi permanentes actuando sobre el manto de arena en cuestión. Por otro lado, esta capa se encuentra ubicada entre las cotas 2,5 m (natural del terreno) y 7,5 m (ambas referidas al cero del hidrómetro de Paraná), es decir donde se da toda la gama de niveles más frecuentes del río (entre 3 m y 4 m en el hidrómetro citado), lo cual favorece la permanencia de la acción erosiva del oleaje mencionado.

b) La tendencia ya explicada del thalweg del río a desplazarse hacia la ribera derecha en el área promoviendo la erosión costera debido a la concentración de caudales específicos sobre la margen. Si bien los niveles de esta última son estables (del orden de 1:5, de acuerdo con las recientes mediciones que se incluyen en el estudio de Vega, 1999), las tensiones de corte incrementadas del escurrimiento consecuencia de la concentración aludida de caudales han originado la progresiva erosión de la margen desde fines de la década del '60 hasta el presente (Cuadro 4.14. en Capítulo 4). El caudal dominante del Paraná ha alcanzado actualmente sus máximos valores del siglo y por lo tanto no debe esperarse en el mediano plazo que el desplazamiento del thalweg hacia margen derecha se detenga (a pesar de que mediciones puntuales sugieran lo contrario), ya que el río está buscando "ajustar" su cauce a la reciente situación hidrológica, según lo demostrado en el Capítulo 4 y en lo analizado anteriormente para la margen de la sección del Túnel Subfluvial.

Compárese los valores del Cuadro 4.14. con los observados para la isobata de 0 m de margen derecha en la primera mitad del siglo XX (Cuadro 9.6.):

Cuadro 9.6.
Evolución del corrimiento promedio de los márgenes del río Paraná en el tramo Aguas Corrientes-Bajada Grande en el período 1901-1966 (obtenidos de Drago, 1977).

Corrimiento Margen ⁽¹⁾	Período		
	1901-1918	1918-1938	1938-1966
Derecha	-16,8 m/año	-47 m/año	+ 2,2 m/año

(1) (+) erosión; (-) sedimentación, en metros.

El significado morfológico de los valores del período 1918-1938 se muestra en la Figura 4.4b. Durante ese período se registró una tasa máxima de desplazamiento puntual de margen derecha de -180 m/año.

Finalmente, en Cuadro 9.7., se presentan otras cifras actualizadas que permiten obtener una idea más precisa sobre la intensidad y naturaleza de los procesos analizados en varios puntos específicos del área en estudio. Aparecen allí, las tasas de corrimientos de la línea misma de margen derecha (período 1990-1999) y de desplazamientos en esta dirección de la isobata de 0 m (referida al hidrómetro de Pto. Paraná) junto con los del thalweg del río.

Progresiva	Tasas de corrimiento			
	(m/año)			
	Margen derecha		Thalweg	
(m)	(1)	Línea de margen (Período 1990-'99)	Isobata de 0 m (Período 1988-'96)	(Período 1988-'96)
~	0 m.		22,5	41,3
~	500 m	4	25,0	49,0
~	800 m	2		
~	1.000 m		15,0	47,5

Cuadro 9.7.
Tasas de corrimiento de la línea misma de margen (Vega, 1999) y de la isobata de 0 m y del thalweg (promedios en el período 1988-'96), para varias secciones puntuales de margen derecha de la isla Santa Cándida frente a Paraná.

(1) Origen de progresiva en el extremo (lado Santa Fe) del aliviador Nº 11 de la ruta nacional Nº 168.

Analizando en conjunto los valores de Cuadros 4.14. y 9.7., se advierte cómo la isóbata de 0 m se viene desplazando hacia la margen santafesina a una tasa marcadamente superior que la de la margen misma en toda el área de interés. Ello refleja los movimientos ya mencionados del thalweg en la misma dirección, a tasas del orden del doble de las de la isóbata de 0 m. Estos hechos producen un incremento continuo del talud de la margen aunque aún se mantiene estable. En definitiva, si bien el corrimiento de la margen misma (a causa fundamentalmente del oleaje) es el más visible, las erosiones mayores en todo el sector en estudio desde la década del 60 son consecuencia de los desplazamientos del thalweg.

Alternativas de solución para asegurar la estabilidad de la ruta nacional Nº168 en la isla Santa Cándida frente a Paraná

La problemática planteada en la isla Santa Cándida, en cuanto a asegurar la estabilidad de la ruta nacional Nº 168 (esto es, la doble vía actual de

llegada al Túnel Subfluvial por Santa Fe, que le otorga gran fluidez al tránsito), ha llevado al siguiente dilema: se protege la margen derecha (y en qué extensión) o se continúa con el criterio de corrimiento de la ruta.

En FICH (1999), se discuten estas alternativas sobre la base de todos los elementos brindados en Capítulo 4 y desarrollados aquí, en lo referente al comportamiento del río Paraná en la zona. A continuación se resumen las principales conclusiones de esa discusión:

a) Una obra de protección de la erosión fluvial de la corriente sobre margen derecha debe necesariamente extenderse hasta el lecho, como consecuencia del desplazamiento del thalweg y requerirá de grandes dimensiones en planta (alrededor de 2.000 m de longitud). Ello demandará costos muy elevados sin un beneficio actual que económicamente la justifique. Además no significaría una obra totalmente segura, teniendo en cuenta que se está tratando de detener el avance del thalweg del sexto río del mundo.

b) Indudablemente la erosión superficial de la margen por oleaje es la que primero afectará la integridad de la ruta. No obstante, como se ha demostrado, la erosión fluvial por efecto de la corriente, en los últimos años se mantiene con tasas importantes y la tendencia observada es a continuar erosionando el lecho y margen derecha del río en la zona. Luego, el diseño de una protección superficial y localizada contra el oleaje no resistiría este proceso.

c) En virtud de lo mencionado en a) y en b) , FICH (1999), se pronunció a favor de una solución que contemple el corrimiento de la ruta como se aconsejó luego del estudio de 1993 (FICH, 1993 a). Por ello se efectuaron análisis expeditivos de costos de alternativas provisionarias, definitivas y combinaciones entre ambas teniendo en cuenta las tasas de avance recientes del río.

d) A modo de resumen, se considera que dado los importantes procesos de erosión fluvial aludidos, y en consecuencia elevados costos de protecciones generales de márgenes, y bajas garantías de éxito de protecciones locales, la solución al problema planteado en este caso, debería explorarse detalladamente en el marco de las posibilidades que brindan las alternativas viales (provisionarias o definitivas), y no de la ingeniería fluvial.

Erosión de márgenes en la costanera de la ciudad de Santa Fe

Presentación del problema

En el Capítulo 8 se han descrito los cálculos de erosiones generales llevados a cabo como parte de los estudios básicos de hidráulica fluvial, requeridos por el Proyecto de Reconstrucción de la avenida 7 Jefes de la

ciudad de Santa Fe, la cual había sido destruida parcialmente por la crecida extraordinaria de 1983, dado el alto poder erosivo de la corriente en el sector estrechado de la laguna Setúbal, frente al tradicional paseo de esa ciudad (Foto 9.1.). Se analizó allí la hipotética acción de la creciente de diseño sobre la zona de obras en la margen derecha de la laguna, a lo largo de 1.560 m. Esa extensión está comprendida entre el viaducto Nicasio Oroño y una línea imaginaria que se extiende 300 m al norte de la calle Pedro Díaz Colodrero (Figura 9.7.).

El sector mencionado se caracteriza por presentar el mayor acercamiento del thalweg a la margen y por ende las máximas profundidades en la vecindad de las obras. Este hecho obedece al particular comportamiento de la corriente luego de la crecida de 1982/83, en la cual se originó una línea principal de escurrimiento que partiendo de la margen izquierda a la altura del ex puente ferroviario, describe una curva cuyo ápice incide sobre la margen derecha, aproximadamente a la altura de calle L. Molinas (Capítulo 8).

Foto 9.1. Ubicación general de la zona de estudios



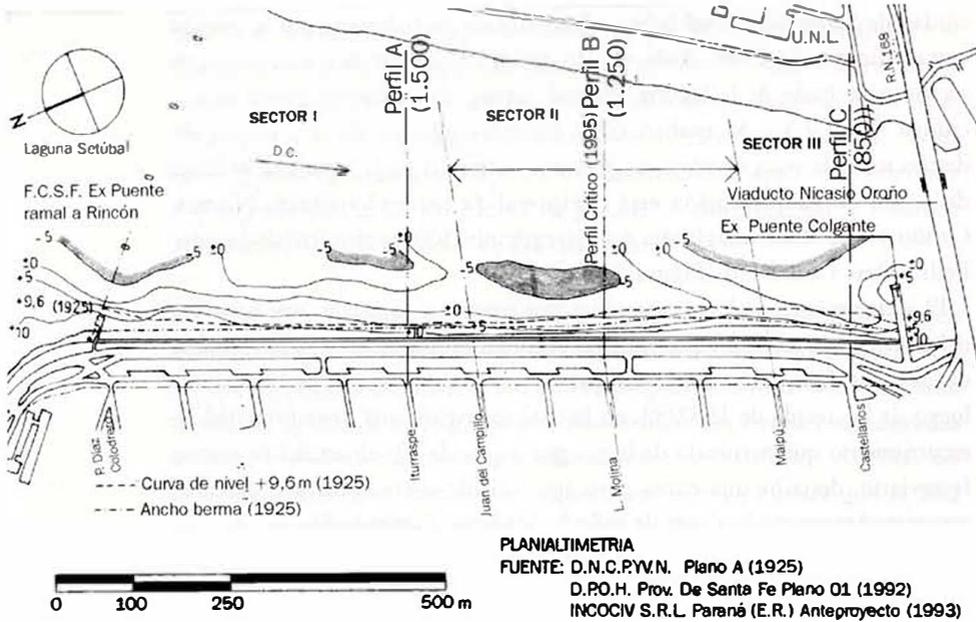


Figura 9.7. Planialtimetría del sector de obras

Durante el diseño de la obra se adoptó una alternativa de defensa que, considerada a nivel de anteproyecto, no se desarrolló en el Proyecto Ejecutivo. Como consecuencia de ello no se profundizaron los estudios básicos de hidráulica y morfología fluvial asociados con la misma. Esta alternativa preveía la realización de un tablestacado, sin la reconstrucción del talud, contemplado en el Proyecto Ejecutivo, en el tramo comprendido entre progresivas 800 y 1.650 m que se corresponden aproximadamente con el ex puente Colgante y la calle Iturraspe respectivamente (Figura 9.7.). El sector ubicado al norte de la progresiva 1.650 m no sufrió modificaciones respecto del proyecto original.

Un primer examen del tramo mencionado a proteger con tablestacado, permitió identificar una variedad de situaciones hidráulico-morfológicas. Las erosiones esperables en el área son el resultado de la acción combinada de la corriente actuando sobre el lecho, de la evolución morfológica del cauce que determina un proceso de acercamiento de las máximas profundidades a la margen, y una situación de inestabilidad del talud resultante de las erosiones provocadas en el pie del mismo. El análisis conjunto de estos tres factores fue una tarea compleja dado el gran número de variables que intervienen en el fenómeno. Sin embargo, para una estimación confiable de las máximas socavaciones es necesario considerar todos los fenómenos involucrados (FICH, 1996b). En virtud de la particular situación presentada por el área de estudio se dividió el tramo en tres (3) sectores y en cada uno de ellos se

consideró 1 perfil transversal representativo (Figura 9.7.):

Sector I	Progresivas 1.650 – 1400 m	Perfil transversal A
Sector II	Progresivas 1.400 – 1050 m	Perfil transversal B
Sector III	Progresivas 1.050 – 800 m	Perfil transversal C

Para cada sector se analizaron las solicitaciones correspondientes vinculadas con los aspectos geotécnicos e hidráulicos. Dentro de estos últimos se contemplaron los efectos de eventuales corrimientos del thalweg sobre la estabilidad del talud, incluyendo las erosiones adicionales que podrían verificarse ante la imposibilidad de corrimientos laterales de la margen, por la presencia de la obra de protección.

En lo que sigue se describen las particularidades de cada uno de estos procesos, cuya apropiada evaluación condujo a la definición de las dimensiones que habría que adoptar para la protección y a soluciones singulares requeridas en determinados sectores.

Características generales de la alternativa de defensa adoptada

La nueva alternativa de defensa a partir de la progresiva 1.650 m hacia el sur, presenta las siguientes características:

- Una línea de tablestacas hincadas a una distancia de 32 m de la poligonal de base, entre progresivas 1.050 m y 1.650 m. Se emplearon tablestacas metálicas tipo Larsen de 20 a 22 m de longitud, desde una cota superior en 14,00 m IGM y de fundación entre -5,70 m IGM y -7,60 m IGM, para conformar mediante relleno de arena, una berma de 4,50 m de ancho en la cotá 14,30 m IGM. Los esfuerzos horizontales son absorbidos por tensores, para lo cual se adoptaron anclajes postesados para cargas de servicio de hasta 600 kN, de inclinación 30° con la horizontal y 20 m de longitud total, con una longitud activa variable entre 5 y 7 m espaciados cada 4 m lineales de pantalla. Estos fueron postesados desde una viga de coronamiento de hormigón armado con su cota superior en 14,30 m IGM (Vardé y Asoc. S.A., 1996).

La protección del lecho consistió en una cubierta continua, flexible y permeable mediante bloques de hormigón de 20 cm de espesor adheridos a una manta geosintética con un ancho definido en función de los resultados del estudio desarrollado en (FICH, 1996 b). Para salvar el desnivel entre la berma y el coronamiento de la defensa, se construyó un muro pantalla de hormigón armado con fundación directa en los sectores I y II.

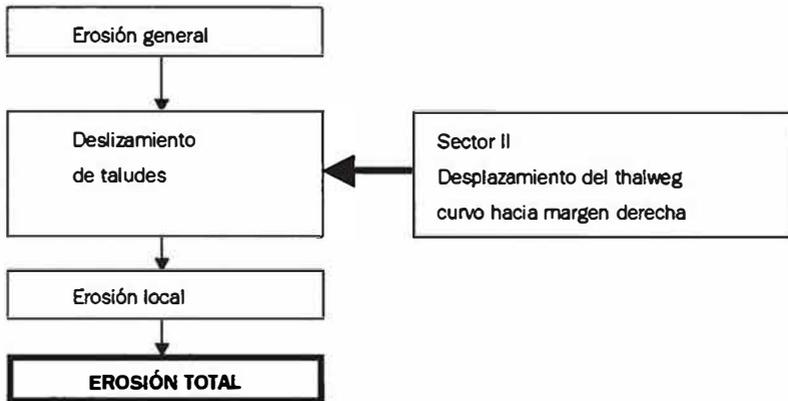
- Entre progresivas 800 m y 1.050 m -Sector III- a la luz de resultados de relevamientos batimétricos realizados por la inspección de la obra, y con el estudio desarrollado por FICH (1996b), se confirmó la necesidad de mantener la alternativa de proyecto de reconstituir el talud debido a que resultaba

inestable y se presentaban dificultades constructivas para la colocación de la manta prevista en ese sector como consecuencia de la fuerte pendiente del mismo. Posteriormente, con nuevos y actualizados relevamientos batimétricos y la realización de una perforación específica desde el agua que aportó información geotécnica a la existente (INCOCIV SRL, 1996); y la disponibilidad de un importante volumen de piedra, se efectuó otro análisis de estabilidad del Sector III, con los datos recientes a fin de verificar la posibilidad de utilizar la misma manta protectora cubriendo el talud natural pero con el agregado de un enrocado estabilizante (FICH, 1996c). En este sector de aproximación al ex puente Colgante no existe la berma ribereña; el desnivel entre la cubierta de protección y el coronamiento de la defensa es salvado con un muro pantalla de hormigón armado con contrafuertes y losa de rigidez horizontal, fundado a cota aproximada +4,80 m IGM mediante pares de pilotes de 0,50 m de diámetro, separados cada uno 1,50 m y distanciados 7 metros entre pares (FICH, 1996c)

Criterios seguidos para el cálculo de erosiones esperables

a) El Sector II, el más crítico de los tres, presenta las mayores profundidades debido a que el thalweg curvo ya mencionado, que caracteriza la morfología del fondo de este tramo final de la laguna Setúbal luego de la creciente de 1983 tiene su máximo acercamiento a la margen derecha (FICH, 1993 b). Es decir, en el sector II se desarrolla el vértice de ese thalweg con máximas profundidades, que se superponen a las del antiguo thalweg que corre paralelo a la margen derecha (FICH, 1993 b). De los otros dos sectores, el Norte -Sector I-, es el morfológicamente más estable con máximo alejamiento del thalweg curvo. El Sector III, por su parte, no está sujeto a la dinámica del thalweg, pero en él se produce una concentración del escurrimiento sobre margen derecha durante las crecientes, debido a la presencia de la pila oeste del puente Colgante que lo coloca, en cuanto a riesgos de erosión, en una situación comparable a la del Sector II.

b) La configuración del proceso erosivo al pie del tablestacado propuesto presenta las características de todos los fenómenos de este tipo, cuando una obra ingenieril interacciona con el escurrimiento de un cauce aluvial. Es decir, se deben considerar erosiones generales y locales. En el presente caso de una obra marginal, la erosión general favorece el deslizamiento del talud costero el cual, en el Sector II, puede acentuarse ante los eventuales desplazamientos mencionados del thalweg curvo hacia margen derecha. La profundidad de erosión total a partir de la cual se obtendrá la ficha de la tablestaca debe tener en cuenta la superposición de todos los efectos apuntados. En el siguiente esquema se sintetiza la concepción general seguida para el cálculo de las erosiones:



En lo que sigue se detallan los criterios utilizados en la evaluación de cada uno de los factores erosivos considerados, con los efectos de los desplazamientos del thalweg tratados luego por separado.

c) Todos los cálculos de erosión se efectuaron para la crecida de diseño de $9.870 \text{ m}^3/\text{s}$ adoptada a nivel de anteproyecto (FICH, 1993 b), con una cota de pelo de agua de 16,50 m IGM a la altura del perfil transversal B (Figura 9.7.), que se consideró uniforme a lo largo de todo el tramo. Las diferencias que se pudieran presentar por la existencia de una curva de remanso entre el puente Colgante y el ex puente del Ferrocarril, no introducen errores significativos para los fines perseguidos.

d) Las cotas de erosión general en las tres secciones representativas se obtuvieron de los estudios realizados a nivel de anteproyecto (FICH, 1993 b). Esas cotas se determinaron en la línea del tablestacado y en el extremo de la manta protectora.

e) La sección de erosión general para la crecida de diseño tiene, en la proximidad de la línea del tablestacado, un talud pronunciado que lo hace inestable. Es razonable predecir, en consecuencia, posibles deslizamientos de la masa de suelo en la vecindad de la estructura asociados con la erosión general señalada (Capítulo 8). Para evaluar este hecho, se contó con el perfil geotécnico elaborado con las perforaciones realizadas a lo largo de la línea del tablestacado (INCOCIV SRL, 1996). Se destaca el pase de las arenas finas y limosas (SM) con un número de golpes a la penetración normal $N= 10$ a 30 golpes (medianamente densas y sueltas en el borde del talud), a las arenas medianas subyacentes (SP) densas a muy densas con $N > 30$ golpes, por debajo de la cota cero IGM en el sector crítico (II) y hacia aguas abajo. Aguas arriba del sector crítico el pase se produce por encima de la cota cero. En la progresiva del perfil transversal B: 1.250 m, se produce un cambio de la característica granulométrica de la arena

en cota aproximada $-2,30$ m IGM, pero el pase por la densidad relativa medida con la resistencia a la penetración normal, se produce entre la cota $0,00$ y $-1,00$ m, variando de $N= 20$ golpes a $N>$ de 30 golpes.

En base al análisis de esta información se adoptó para el sector crítico y hacia aguas abajo hasta el puente Colgante el siguiente modelo geotécnico simplificado:

- En general por encima de la cota $-0,50$ m IGM, arenas finas y limosas del tipo SM en estado medianamente densas a sueltas hacia el borde del talud. Por debajo de esa cota arenas medianas densas a muy densas del tipo SP.
- Para el sector aguas arriba representado por el perfil de progresiva 1.500 m (aproximadamente en calle Iturraspe), se adoptó el pase en cota $+4,50$ m IGM de los suelos mencionados.

La clasificación de arenas consideradas se obtuvo de Terzaghi y Peck, (1976). De esa referencia se pueden obtener también los valores representativos del ángulo de fricción interna (ϕ) en grados:

Para arenas uniformes de granos redondeados:

Densidad relativa: suelta, $\phi = 27,5^\circ$ - valor adoptado: $\phi = 28^\circ$

Densidad relativa: densa, $\phi = 34^\circ$ - valor adoptado: $\phi = 38^\circ$

Los cálculos de estabilidad se efectuaron aplicando el programa de computación PC STABL5 (Siegel, 1975). Este programa utiliza el método de Bishop modificado para superficies de deslizamiento circulares y el de Janbú simplificado para superficies irregulares de deslizamiento.

Los cálculos de estabilidad permitieron obtener el coeficiente de seguridad al deslizamiento del perfil de erosión general al pie de la línea de tablestacado y encontrar, mediante sucesivos tanteos, variando la pendiente del último tramo del mencionado perfil, la pendiente de equilibrio para un coeficiente de seguridad adoptado.

El talud del perfil de erosión general al pie de la línea del tablestacado resultó inestable con un coeficiente de seguridad al deslizamiento menor a la unidad: $F_s = 0,80$. La intersección del perfil inestable con la línea del tablestacado, se produce en la cota $+6,80$ m IGM. Para hallar la pendiente de equilibrio se adoptó un coeficiente de seguridad de $1,35$ en la vecindad del tablestacado, que resultó de $1:2,5$ para la arena en estado suelto en el borde del talud, con un ángulo de fricción interna de 28° . La intersección del perfil estable con la línea del tablestacado resultó en cota $+1,50$ m IGM, (Figura 9.8.).

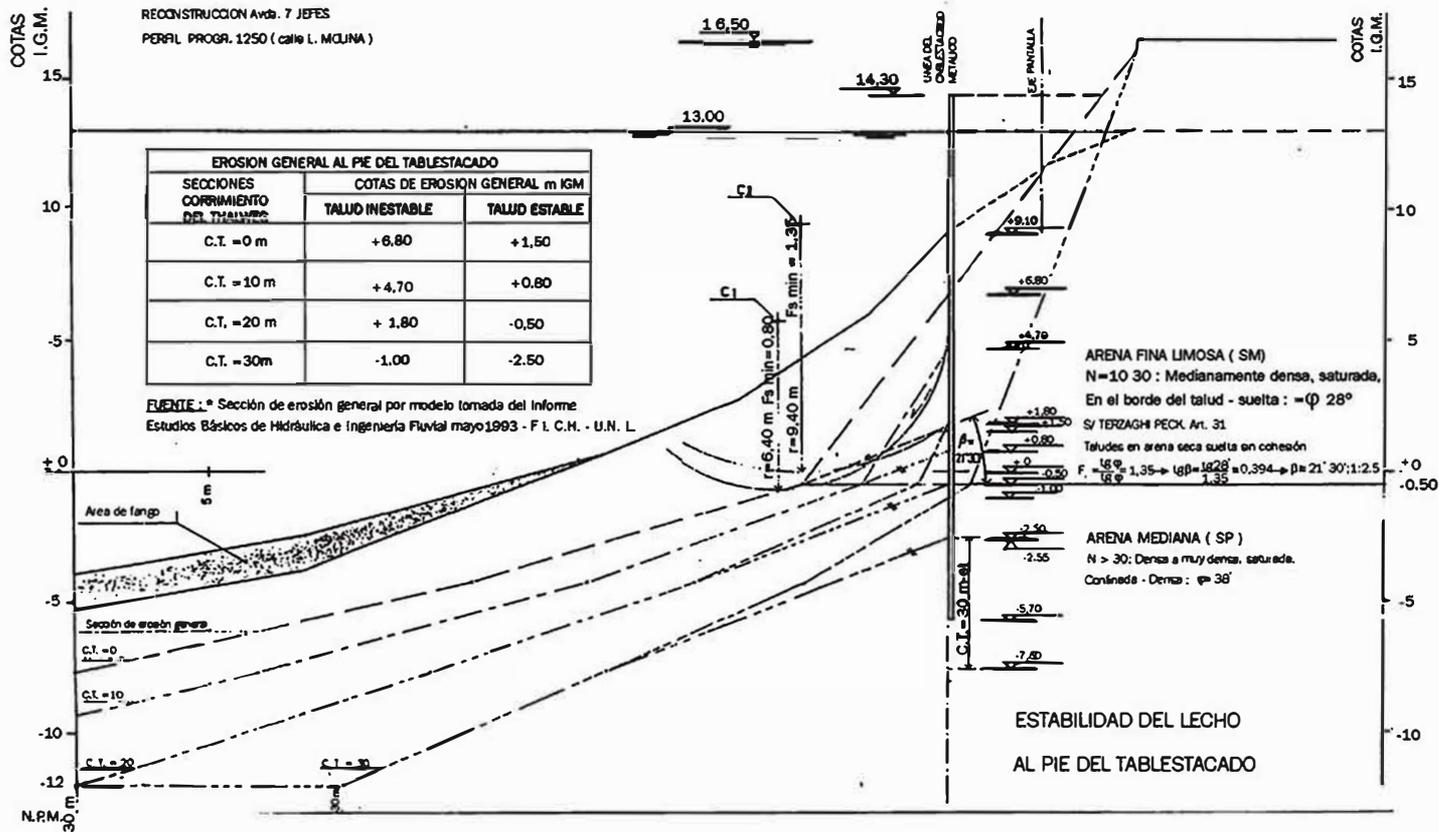


Figura 9.8. Estabilidad del lecho al pie del tablestacado

La pendiente de equilibrio obtenida mediante los cálculos de estabilidad se verificó analíticamente con el método clásico de estabilidad de taludes en arena seca sin cohesión (suelta), (Terzaghi y Peck, 1976):

$$G_s = F_s = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \beta$$

φ : ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto.

β : ángulo de inclinación del talud con la horizontal.

$F_s = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \beta = 1,35$, para $\varphi = 28^\circ$ arena suelta saturada, resulta:

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} 28^\circ / 1,35 = 0,394; \beta = 21^\circ 30' - 1 : 2,50$$

En la Figura 9.8., se presentan todos los cálculos efectuados, correspondientes al perfil crítico de progresiva 1.250 (calle L. Molinas).

En el perfil transversal B, el criterio expuesto se aplicó gráficamente para distintas secciones de erosión general obtenidas para diversas hipótesis de corrimiento de thalweg (C.T.), resultando los siguientes valores:

Corrimiento del thalweg (m)	Cota de talud estable (m IGM)
0	1,50
10	0,80
20	-0,50
30	- 2,50

Las secciones de erosión general correspondientes a los corrimientos del thalweg de 10 m, 20 m y 30 m, se determinaron del siguiente modo:

- Partiendo del perfil de erosión general presentado en la Figura 8.8., ya que todos los perfiles parten de un mismo punto en la margen derecha a cota 16,00 m, para cada corrimiento del thalweg supuesto –desplazamiento del punto extremo inferior de cada perfil- se determinaron las pendientes promedio de cada uno de ellos.

- De la Figura 8.8., fue posible determinar las pendientes entre los distintos puntos de quiebre del perfil de erosión general (cotas -12,00 m, -7,70 m, -3,20 m y -0,50 m IGM) para corrimiento de thalweg nulo.

- El paso siguiente fue calcular las pendientes correspondientes entre las mismas cotas de quiebre para los distintos perfiles con corrimiento de thalweg en una relación proporcional a las pendientes promedio conocidas.

Se advierte que se supone que los perfiles de erosión general para los distintos corrimientos del thalweg considerados, obtenidos con este método, mantienen los mismos puntos de quiebre del perfil original con la pendiente entre ellos incrementada.

El procedimiento de cálculo explicado se aplicó también a los otros perfiles transversales representativos A y C (Figura 9.7.), trazando la

pendiente de equilibrio a partir de un punto de cambio de pendiente de la batimetría del perfil de erosión general, donde ésta comenzaba a tener un valor mayor que la de equilibrio. Teniendo en cuenta las evidencias que se presentan al analizar los corrimientos del thalweg junto a la avenida 7 Jefes, en estos casos no se consideraron hipótesis de corrimiento de thalweg hacia la margen derecha. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Perfil transversal	Progresiva (m)	Calle	Cota talud estable (m IGM)	Cota talud inestable (m IGM)
A	1500	Iturraspe	11,55	5,50
C	850	Castellanos	7,50	-2,00

Resumiendo, los resultados de las cotas del perfil estable de erosión general con deslizamiento de talud al pie de las estructuras de defensa, son:

Perfil transversal A: progresiva 1.500 m (calle Iturraspe)

cota = +5,50 m IGM

Perfil transversal B: progresiva 1.250 m (calle L. Molinas)

cota = +1,50 m IGM

Perfil transversal C: progresiva 850 m (calle Castellanos)

cota = -2,00 m IGM

f) El cálculo de las erosiones locales producidas como consecuencia de la presencia misma de la estructura interaccionando con el escurrimiento, fue realizado con criterios similares a los descriptos en FICH (1993 b). Es decir se empleó la teoría de régimen, una de las escasas herramientas disponibles para efectuar este tipo de cálculos, fuera de la modelación física, en el caso de estructuras de defensa como la de la avenida 7 Jefes.

Sobre esta base, se adoptaron los siguientes coeficientes para estimación de las erosiones locales:

Perfil transversal A: 1,20

Perfil transversal B: 1,27

Perfil transversal C: 1,20

La incidencia oblicua del escurrimiento sobre la estructura en el Sector II, explica el mayor coeficiente establecido para el Perfil transversal B.

Multiplcando estos coeficientes por la profundidad de erosión general en cada punto de interés, se obtiene la profundidad total de erosión en esos sitios. Se aplicaron en las siguientes situaciones:

- Al pie del tablestacado. En este caso la profundidad de erosión general ya tenía incluido el efecto de deslizamiento de talud evaluado en e). Para la situación del perfil transversal B, este último efecto se evaluó con el thalweg en la posición actual y desplazado 10, 20 y 30 m hacia la margen derecha.

- En el extremo de las mantas protectoras de los taludes. Las erosiones totales (generales+locales) resultantes en esos puntos incluyendo desplazamiento de thalweg se tuvieron en cuenta para los cálculos de estabilidad general del conjunto estructura suelo. Es necesario destacar que los coeficientes de erosión local utilizados, incluyen entre otros efectos erosivos locales, las profundizaciones que se producirían cuando los desplazamientos de un thalweg fluvial son frenados por estructuras de protección. Este fenómeno es el que tendría lugar en el extremo de las mantas que se colocaron en el Sector II.

g) Con los datos de erosión general y los de erosión local al pie de la defensa, se determinaron las cotas de erosión total al pie de la línea de tablestacas y en el extremo de la manta protectora para los diferentes anchos de esta última. Los resultados se muestran en el Cuadro 9.8.

Cuadro 9.8. Cotas de erosión total en la zona de obras

Cotas de erosiones totales (m IGM)							
En la línea del tablestacado		En el extremo de la manta protectora					
		Long. de manta: 36 m		Long. de manta: 42 m		Long. de manta: 48 m	
CT = 0 m	CT = 30 m	CT = 0 m	CT = 30 m	CT = 0 m	CT = 30 m	CT = 0 m	CT = 30 m
-2,60	-7,60	-14,50	-19,70	-16,20	-19,70	-17,70	-19,70

CT: corrimiento del thalweg

L: ancho de la manta protectora

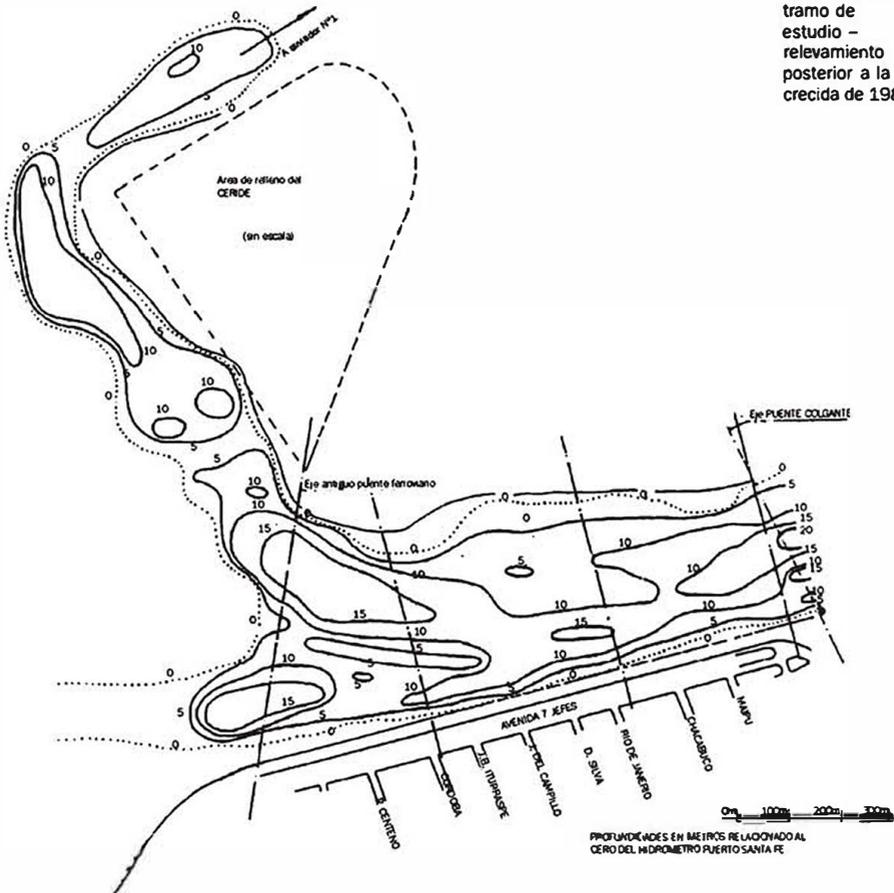
La variación del thalweg frente a la avenida 7 Jefes

En FICH (1993 b), se ha efectuado una descripción detallada del thalweg curvo generado por la creciente de 1983 (del orden de la de diseño), que modificó drásticamente la morfología del lecho de la laguna Setúbal frente a la avda. 7 Jefes. Se señalaba allí que “desde 1983 en adelante es posible advertir una zona de grandes profundidades que, comenzando sobre margen izquierda a la altura del ex puente Ferroviario con 19 m al cero aproximadamente y describiendo una amplia curva, cruza hacia margen

derecha aproximándose a la misma entre las calles D. Silva y L. Molinas donde alcanzaba los 17 m al cero en 1983. A partir de allí (del vértice de la curva), las grandes profundidades se desplazan nuevamente hacia margen izquierda pasando a la altura de la pila destruida del puente Colgante (pila este) con 20-21 m al cero” (Figura 9.9.). Se explicaba, asimismo, que las causas de esa configuración particular que adquirió la mayor parte del escurrimiento (el 67% del caudal en 1983 a la altura de la calle Luciano Molinas, se concentró en el 48% del ancho hacia margen derecha) y que modeló el thalweg curvo descrito, se debieron a la magnitud y especialmente duración de la crecida de 1983, interactuando con factores antrópicos relacionados con la mala ocupación de la llanura aluvial adyacente.

Esta conjunción de elementos naturales y artificiales en el origen de este escurrimiento curvo, dificultan la estimación de su proceso de evolución. Esos inconvenientes justifican un cuidado “extra” en el uso de las

Figura 9.9.
Batimetría del
tramo de
estudio –
relevamiento
posterior a la
crecida de 1983



metodologías que explican la evolución de una curva de meandro y de las proyecciones que se puedan inferir de sus resultados. Estos métodos permiten establecer sólo tendencias en base a relaciones ajustadas con datos empíricos que presentan en general dispersiones considerables.

Ante este panorama y con la necesidad de estudiar la evolución del thalweg curvo debido a la importante incidencia que puede llegar a tener en la estabilidad de las obras de defensa proyectadas en el Sector II, donde se localiza su vértice, se decidió:

- Recurrir a la información batimétrica histórica disponible para analizar las singularidades de su desarrollo pasado y en base a ello tratar de predecir su comportamiento futuro (es el criterio clásico que continúa aconsejándose aun en la moderna bibliografía sobre el tema).

- Sustentar esta primera aproximación, con la aplicación de relaciones empíricas de escurrimientos curvos que permiten conocer tendencias evolutivas.

Sobre esta base se desarrolló el estudio del comportamiento del thalweg curvo en el tramo de interés en los cuatro perfiles transversales siguientes:

Perfil transversal	Progresiva (m)	Calle
1	1600	Córdoba
2	1400	J.del Campillo
3(*)	1250	L. Molinas (ex Rio de Janeiro)
4	1000	Maipú

(*) Coincide con el perfil transversal B, representativo del sector II (Figura 9.7.)

Se examinaron en estos cuatro sitios, los desplazamientos que sufrieron en el tiempo las isobatas de 6 m, 3 m, 1m y la línea de mayores profundidades (Figura 9.10.).

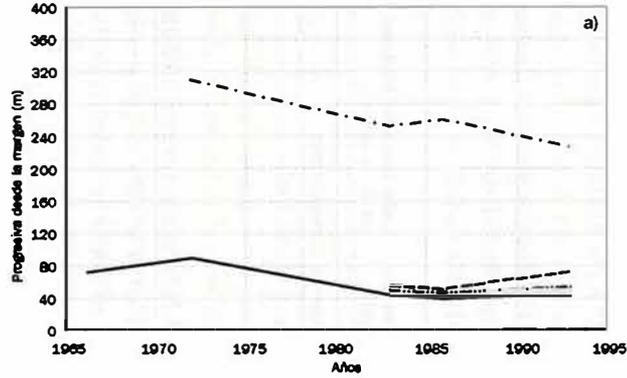
A través de esta información fue posible comprobar que:

- El Sector I (Figura 9.10.a.) es el más estable de los tres y no se dan movimientos significativos de la margen y de las máximas profundidades con el transcurso del tiempo. En 1993 el thalweg se encontraba a 230 m aproximadamente de las defensas proyectadas.

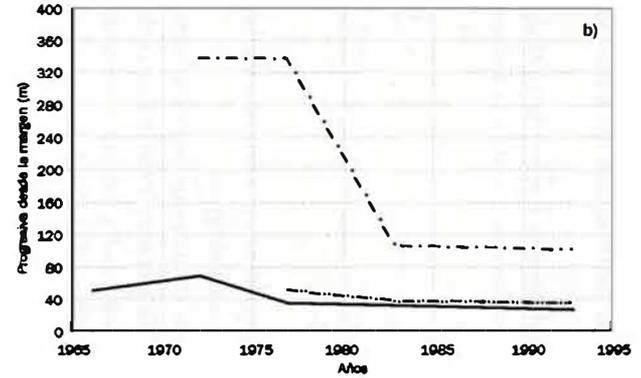
- En el Sector III (Figura 9.10.d.) si bien las isobatas de 6 m, 3m, y 1 m presentaban un máximo acercamiento a la margen derecha en 1983, ello pudo deberse probablemente a deslizamientos asociados con la gran creciente de ese año. La línea de máximas profundidades, en cambio, muestra un consistente alejamiento de la margen derecha, lo cual es coherente con la conformación del thalweg descrita anteriormente.

- El Sector II (Figura 9.10.b.c.) muestra claramente el nivel de riesgo al

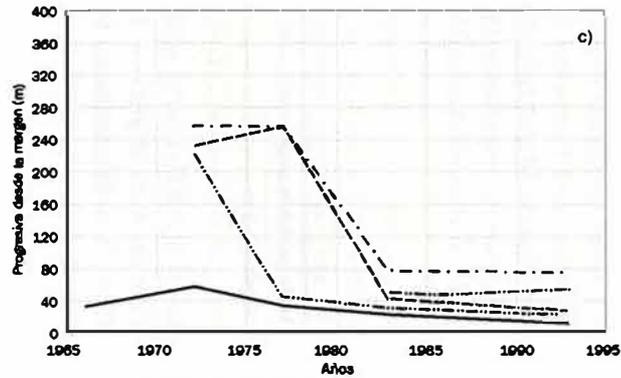
Perfil Transversal 1



Perfil Transversal 2



Perfil Transversal 3



Perfil Transversal 4

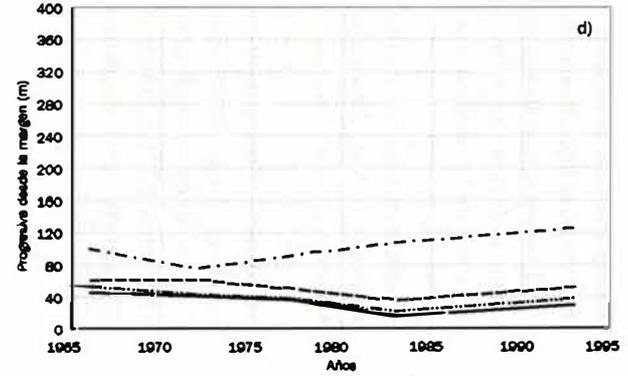


Figura 9.10. a, b, c, d.
Comiientos del thalweg en un sector de la laguna Setúbal

isobata de 6 m isobata de 1 m
isobata de 3 m Máxima profundidad

que pueden quedar sometidas las defensas proyectadas en esta zona, de no contemplarse adecuadamente las variaciones morfológicas del lecho. Se deben destacar aquí, dos aspectos:

1. El consistente acercamiento a la margen derecha a partir de 1977 de las isobatas de 6 m, 3m y 1m. Las tasas de corrimiento anual en la sección más crítica de L. Molinas son las siguientes:

- Isobata de 6 m: 1,3 m/año (1977-1993)
- Isobata de 3 m: 2,4 m/año (1977-1993)
- Isobata de 1 m: 1,6 m/año (1983-1993)

Se advierte (Figura 9.10.) que los tres casos se encontrarían en las progresivas en que fueron construidas las nuevas defensas.

2. El efecto de las crecientes sobre las líneas de máximas profundidades: En la Figura 9.11., se puede observar que la creciente extraordinaria de 1977, ya tuvo cierta incidencia en las profundidades del cauce cerca de margen derecha, incluyendo la influencia sobre el thalweg que cruza el tramo de estudio (producto de un dragado anterior) y que en ese entonces se unía al thalweg costero a la altura de calle Maipú. No se puede descartar la hipótesis de que esta configuración haya representado el origen del thalweg curvo, que luego se terminaría de definir en 1983. La isobata de 3 m que comienza a aparecer sobre margen derecha a alrededor de 180 m de su posición histórica sobre el centro del cauce (cabe señalar que entre 1972, fecha del anterior relevamiento y 1977 no se produjeron crecientes de significación). Finalmente la gran crecida de 1983, la mayor del siglo por su duración, al modelar el thalweg curvo ya aludido, originó los máximos desplazamientos registrados de las mayores profundidades hacia margen derecha en el sector. Los corrimientos observados fueron los siguientes:

	Calle Juan del Campillo	Calle Luciano Molinas (ex río de Janelro)
	Progr. 1.400	Progr. 1.250
Línea de máximas profundidades	240 m	180 m
Isobata de 1 m	--	215 m

Luego de 1983 la línea de máximas profundidades se mantuvo sin mayores variaciones hasta el presente, localizándose, en la sección de progresiva 1.250 m, a aproximadamente 45 m del sitio en donde se construyeron las nuevas defensas.

Es interesante destacar que la creciente de 1992, de similar caudal máximo que la de 1983, pero de mucho menor duración, no tuvo influencia sobre los movimientos del thalweg en el Sector II. Se infiere de aquí que la

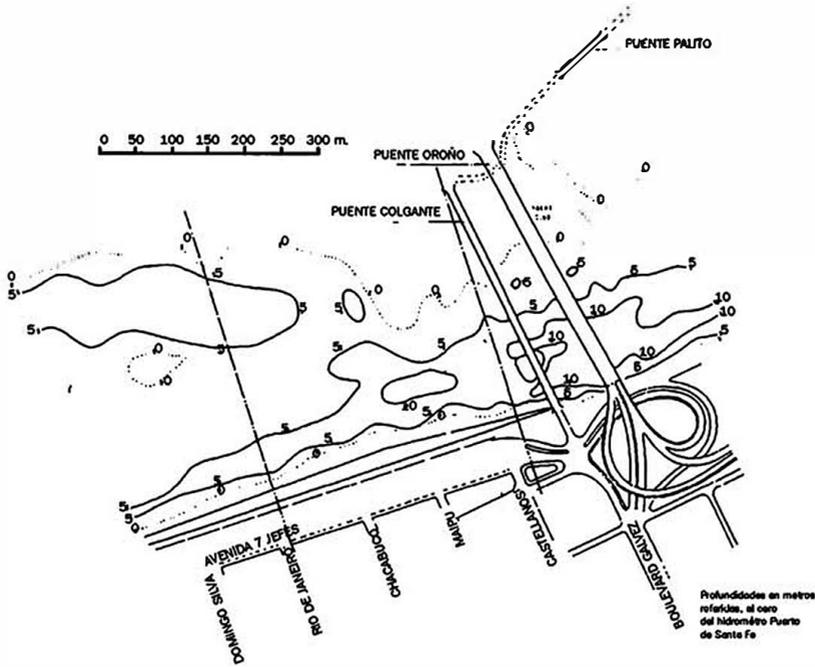


Figura 9.11.
Batimetría
del tramo de
estudio. - año
1977

permanencia en el tiempo de los caudales de creciente sería un factor esencial en los desplazamientos de las mayores profundidades hacia margen derecha.

En base a todos los elementos presentados, en definitiva, es posible concluir lo siguiente:

- De producirse la creciente de diseño con la que se han proyectado las obras de defensa (de similar magnitud y duración que la de 1983), es esperable que se verifiquen corrimientos del thalweg en magnitudes tales que trasladen la posición de éste a la zona de obra.
- El hecho de que la probabilidad de ocurrencia de la creciente de diseño sería extremadamente baja en cuanto a la duración de la misma, requiere que sea considerado al menos desde los siguientes puntos de vista: a) las obras proyectadas "deben" permanecer estables ante el pasaje de la creciente de "diseño"; b) en la eventualidad de que no se produzca esa creciente en toda la vida útil de la obra, existe una tendencia consistente de las mayores profundidades a desplazarse hacia la margen derecha por la sola presencia de un escurrimiento en curva, por lo que son esperables incrementos en la pendiente del talud costero y con ello del peligro de desestabilización y deslizamiento de la margen; c) la experiencia indica que crecientes de menor magnitud que la de diseño, y por lo tanto, mayor probabilidad de ocurrencia, pueden incidir en el proceso de desplazamiento del thalweg (lo explicado para la creciente de 1977, avala este concepto).

- Se desprende de lo explicado en los puntos anteriores, que en las defensas del Sector II de la Costanera fue necesario contemplar los desplazamientos del thalweg en el cálculo de estabilidad de las obras. Es por ello que en la evaluación de las erosiones totales en el perfil transversal B (progresiva 1.250), se consideró un desplazamiento hipotético del thalweg de 30 m que llevó la cota de erosión total de $-2,55$ m a $-7,60$ m IGM. Este valor de $-7,60$ m IGM involucra el correspondiente a la erosión general, el que resulta de la mayor inestabilidad del talud y la erosión local (Figura 9.8.). El valor de 30 m se considera una hipótesis adecuada de corrimiento, si se tiene en cuenta la distancia que separa el thalweg de margen derecha en el Sector II y los valores observados de desplazamiento. Los 30 m permitieron, asimismo, definir el desarrollo más apropiado de manta protectora del talud en ese lugar para efectuar los cálculos de la estabilidad general del conjunto estructura-suelo.

Finalmente, es interesante comprobar en el escurrimiento curvo en consideración, el valor de la relación rc/b (rc = radio de curvatura; b = ancho efectivo del escurrimiento), utilizada frecuentemente en corrientes meandrosas como un índice de la posibilidad de desplazamiento de las curvas. De acuerdo con las observaciones empíricas el valor de la relación anterior en numerosos ríos de esa morfología tiende a un valor constante entre 2 y 3, con lo cual se lograría un escurrimiento con mínimos gastos de energía. La experiencia empírica revela asimismo que cuando $rc/b > 10$ las curvas se mantienen aproximadamente estables con mínimos desplazamientos laterales. Valores de la relación entre 3 y 10 son indicativos de fuertes erosiones de márgenes. El escurrimiento en curva frente a la avenida 7 Jefes, tiene un valor de $rc = 900$ m y un ancho efectivo $b = 140$ m considerado entre las isobatas de 10 m al cero (Figura 9.9.). Ello equivale a una relación $rc/b = 6,4$.

Si bien la corriente en estudio no es una curva de meandro estrictamente natural, su comportamiento observado descrito anteriormente en el Sector II, se ajusta a la tendencia que predice su relación rc/b , esto es desplazamiento lateral y erosión de la margen.

Conclusiones

1. El criterio general seguido para el cálculo de las erosiones totales tuvo en cuenta: las erosiones generales en el tramo de estudio (evaluadas en el Capítulo 8), los deslizamientos de talud que se originan como consecuencia de esas erosiones generales, los desplazamientos de thalweg hacia margen derecha que en un determinado sector del tramo acentúan los efectos de los deslizamientos de talud y las erosiones locales producto de la presencia misma de las obras que dependen de las características de las estructuras

previstas interaccionando con el escurrimiento. Este criterio se aplicó al pie de las estructuras con las condiciones morfológicas e hidráulicas en ese sitio y en el extremo de las cubiertas protectoras del talud con las condiciones imperantes en esos sectores. En todos los casos se utilizó la creciente de diseño empleada en todas las determinaciones del anteproyecto y proyecto ($Q = 9.870 \text{ m}^3/\text{s}$).

2. Los resultados del cálculo de erosiones totales al pie de las estructuras revelaron que el tramo analizado tiene un comportamiento diferenciado en este aspecto según el sector del mismo que se considere. A continuación se resumen los valores obtenidos:

Sector I (progresiva 1.650 – 1.400m)

Cota de erosión total: 3,30 m

Es el menos comprometido con el thalweg a más de 200 m de margen derecha.

Sector II (progresiva 1.400–1.050m) (Figura 9.8.)

Cota de erosión total : -7,60 m

Es el más crítico del tramo en cuanto a erosiones totales esperables se refiere. En progresiva 1.250 m el thalweg está alejado tan sólo 45 m del punto donde se construirán las obras y, de acuerdo con los resultados del estudio de su evolución, con tendencia consistente a moverse hacia el margen. El valor de cota de erosión de -7,60 m tiene en cuenta este hecho (incluye la hipótesis de corrimiento de thalweg de 30 m).

Sector III (progresiva 1.050–800m)

Cota de erosión total -5,30 m

Si bien este sector no es afectado por corrimientos del thalweg, presenta cotas de erosión significativas como consecuencia de la contracción que generan la pila oeste del ex puente Colgante y la margen derecha sobre los escurrimientos de creciente que se encauzan por ese sitio.

3. La hipótesis de 30 m de corrimiento del thalweg en el Sector II, se justifica plenamente si se tienen en cuenta los desplazamientos que las crecientes (entre ellas las de diseño) pueden generar sobre el mismo, y la distancia a margen derecha en que se encuentra en la actualidad. Esa hipótesis resultó asimismo adecuada para el diseño del desarrollo de la cubierta protectora del talud del Sector II, combinando la factibilidad técnico-económica de la alternativa adoptada, con los coeficientes de seguridad obtenidos para la estabilidad general del conjunto estructura-suelo.

4. La comparación de la magnitud de las erosiones totales previstas en el Sector II, con las características constructivas que tiene la alternativa de defensa elegida (tablestacas de 20 – 22 m de longitud con cota superior 14 m IGM), impone la necesidad de proteger el pie de esta estructura en un desarrollo de cubierta protectora que verifique la estabilidad general del conjunto estructura-suelo.

5. Las condiciones desfavorables en que se encontraba el talud en buena parte del Sector III a la luz de recientes relevamientos, verificaron la necesidad de reconstruirlo y protegerlo según las características del proyecto básico a fin de asegurar la estabilidad general de la estructura (muro sobre pilotes) – suelo en este Sector III. Cabe destacar que si bien esta reconstrucción y protección del talud mejora la estabilidad global del sector, los coeficientes de seguridad obtenidos son comparativamente menores que los logrados en los otros sectores de la obra (FICH, 1996 a).

6. Los Sectores I y II (progresivas 1.650 a 1.050) llevan como estructura de defensa el tablestacado el cual se complementó debido a lo explicado en 4 y 5 con una cubierta de protección. Aun bajo condiciones favorables, se decidió igualmente proteger el Sector I, colocando una cubierta de menor desarrollo, como asimismo ejecutar una transición gradual entre éste y el Sector II para evitar erosiones localizadas. Las dimensiones de la cubierta protectora y áreas respectivas en los tres sectores fueron los siguientes:

Sector I – Tablestacas

Desarrollo: 24 m

Longitud: 250 m

Area: 6.000 m²

Sector II – Tablestacas

Desarrollo : 48 m

Longitud: 350 m

Area: 17.020 m² (incluye 220 m² de área de mantas de 6 m de ancho para construir la transición entre los Sectores I y II).

Sector III – Reconstrucción del talud

Desarrollo: 48 m

Longitud: 250 m

Area: 12.000 m²

7. Estudios complementarios posteriores realizados en el Sector III, revelaron la posibilidad de proteger directamente el talud natural sin realizar la reconstrucción prevista en el proyecto original, pero con la necesaria colocación de un enrocado estabilizante por sobre la cubierta protectora. Aun así los coeficientes de estabilidad resultaron comparativamente inferiores a los otros sectores de la obra, por lo que se recomendó (FICH 1996c):

- a) Mantener para este Sector III un desarrollo mínimo de manta 48 m.
- b) Que el enrocado estabilizante colocado sobre la cubierta protectora conserve su geometría con el tiempo.

En definitiva el Sector III quedó definido del siguiente modo:

Desarrollo: 250 m

Longitud: 48 m (sobre talud natural con enrocado estabilizante)

Area: 12.000 m²

8. Es necesario destacar con referencia a todos los cálculos presentados, un aspecto ya señalado en oportunidad de la evaluación de las erosiones a nivel de proyecto (FICH, 1993b): los resultados obtenidos y las consideraciones a que dieron lugar, "son sólo válidas para la configuración de corriente considerada en el cálculo. Eventuales cambios en la alteración de los filetes líquidos debido a alteraciones en las condiciones de entrada de la corriente al sector de estudio, podrían desplazar el tramo de máximas socavaciones". "Las alteraciones pasadas fueron producto esencialmente de la acción antrópica sobre la laguna Setúbal y su llanura aluvial adyacente. Aparentemente, hasta que ello ocurrió, los cambios naturales fueron mínimos. Se demostró, en esa oportunidad, que los efectos catastróficos del evento de 1983 se debieron en gran medida a los errores cometidos por el hombre en su accionar sobre el sistema, que multiplicaron los naturales perjuicios que conlleva toda gran creciente. La predicción del comportamiento futuro de la corriente ante variaciones artificiales como las apuntadas es de por sí una tarea de muy difícil realización, dado el grado de incertidumbre de las variables que intervienen. Este hecho, precisamente, justifica la recomendación en cierto modo ineludible a la luz de los hechos pasados, de la realización de estudios previamente a la ejecución de nuevas obras en el ámbito de la laguna a fin de determinar la influencia que éstas pueden tener sobre el sistema".

9. El análisis conjunto de los procesos erosivos y de la inestabilidad del talud que se verifican al pie del mismo constituye un enfoque amplio que complementan los conceptos de la hidráulica fluvial, con las características

geotécnicas de los suelos de la margen y la estabilidad de taludes. Debe tenerse en cuenta que este tipo de procedimiento es especialmente aplicable a taludes pronunciados con fuerte incidencia de la corriente en su base, en donde la degradación de la margen es el resultado de la acción combinada de la fuerza erosiva del escurrimiento sobre el lecho que conduce a la inestabilidad del conjunto estructura-suelo. Es decir, es preponderante el mecanismo I descrito al desarrollar los conceptos básicos al inicio de este Capítulo.

Reconocimientos

Los autores desean agradecer especialmente al Ing. Alejandro Vega, asesor de la Provincia de Santa Fe, por sus sugerencias y aportes, consecuencia de su reconocida experiencia en toda la temática fluvial de la zona. Se reconoce asimismo la colaboración prestada en todo momento por el Director Provincial de Obras Hidráulicas, Ing. Ricardo Fratti, las empresas Concic-Pietroboni, UTE, contratista de la Obra de la Costanera de Santa Fe, los ingenieros Eduardo Nucifora y Jorge J. Isern, de la inspección de la misma, y numerosos expertos que participaron con sus ideas y propuestas en el estudio de los casos presentados.

Bibliografía

- A y EE (Aguas y Energía Eléctrica)** (1991). "Preservación ruta nacional N° 168 – Acceso Túnel Subfluvial. Diagnóstico expeditivo sobre erosión fluvial del río Paraná frente al ex Oratorio". Subgerencia Proyectos Litoral. Santa Fe.
- ASCE (American Society of Civil Engineers)** (1994). "Hydraulic Engineering '94". Proceeding of the 1994 Conference . Vol. 2: "River width adjustment processes and modelling", pp. 944 –988.
- Drago, E.C.E.** (1977). "Erosión y sedimentación en un tramo de cauce del río Paraná Medio". Rev. Asoc. Geológica Argentina. T. XXXII. N° 4. Pp. 277 – 290.
- FICH (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas)** (1993 a). Proyecto nueva traza Ruta Nacional N° 168. Diseño hidráulico aliviador N° 11. Estudio de evolución morfológica. Comitante: Dirección Nacional de Vialidad. Santa Fe.
- (1993 b). "Estudios básicos, hidráulica e ingeniería fluvial para anteproyecto y proyecto de reconstrucción avda. 7 Jefes-Santa Fe". Comitante: INCO CIV S.R.L. Santa Fe.
- (1996 a). "Análisis de la evolución de los principales parámetros hidráulico morfológicos que podrían influir sobre el comportamiento futuro de la obra de protección del Túnel". Informe de Avance. Comitante: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias. Santa Fe. Argentina.
- (1996 b). "Análisis de la erosión en la obra de tablestacado propuesta para la defensa de la costanera de Santa Fe". Comitante: Dirección Provincial de Obras Hidráulicas de la Provincia de Santa Fe-S.U.P.C.E..
- (1996 c). "Análisis de la estabilidad general y local del conjunto estructura-suelo del talud natural previamente protegido con una cubierta flexible y enrocado estabilizante". Comitante: Concic-Pietroboni - UTE.
- (1997 a). "Análisis de la evolución de los principales parámetros hidráulico morfológicos que podrían influir sobre el comportamiento futuro de la obra de protección del Túnel". Informe de Final. Comitante: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias. Santa Fe. Argentina.
- (1997 b). "Ubicación y dimensiones de la obra de continuación de la cubierta protectora del Túnel Subfluvial Hemandarias. Primera etapa: protección del lecho". Informe Final. Comitante: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias. Santa Fe. Argentina.
- (1998). "Análisis preliminar de alternativas de ubicación de posibles terminales complementarias del Puerto de Santa Fe". Comitante: Ente Administrador Puerto de Santa Fe.
- (1999). "Análisis del proyecto de estabilización de taludes ex ruta nacional N° 168". Comitante: Comisión Administradora Interprovincial Túnel Subfluvial Hemandarias. Santa Fe. Argentina.
- INCO CIV SRL** (1996). "Informe geotécnico durante la etapa constructiva con perfil geotécnico en la línea del tablestacado, y perforación adicional reali-

zada en la progresiva 848,50 m desde agua".
Comitente: Conci-Pietroboni-UTE.

LHA (Laboratorio de Hidráulica Aplicada) (1982). "Túnel Subfluvial Hermandarias. Estudio sobre modelo hidráulico". Informe Final. Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas (INCyTH). Ezeiza.

Leopold, L.B. y T.J. Maddock (1953). "The hydraulic geometry of streams channels and some physiographic implication". Professional Paper 252, U. S. Geological Survey pp. 1-57.

Leopold, L.G.; M.G. Wolman y J.P. Miller (1964). "Fluvial processes in geomorphology". W. H. Freeman and Co. San Francisco. 522 pp.

Prestien, F.R.A. (1970). "Hidráulica Fluvial", Tomos I y II. Facultad de Ingeniería. Departamento de Vías de Comunicaciones. Escuela de Graduados en Ingeniería Portuaria. Universidad de Buenos Aires.

Richards, K. (1982). "Rivers. Form and process in alluvial channels". Methuen. London. New York. 357 pp.

Siegel, R.A. (1975). "Stabl User Manual – A Description of the use of Stabl's Programmed Solution For the General Slope Stability Problem". Purdue University. Wets Lafayette. Indiana. U.S.A.

Terzaghi, K. y Peck, R. (1976). "Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica". Ed. El Ateneo. Buenos Aires.

Vardé y Asoc. SA (1996). "Informe para el proyecto de un tablestacado metálico convencional con anclajes, a emplear como alternativa al pro-

yecto básico de la obra de defensa Reconstrucción avda. 7 Jefes - Santa Fe". Comitente: Conci-Pietroboni-UTE.

Vega, A. (1999). "Erosiones fluviales río Paraná, tramo ex –atracadero de balsas – Proyecto de estabilización taludes ex ruta nacional N° 168". Estudio: Ing. Civil Alejandro Vega. Santa Fe.

Yalln, M.S. (1992). "River Mechanics", Pergamon Press. Oxford. England. 220 pp.

9.

EROSIÓN DE MÁRGENES

Actualización

Marcela REYNARES, Felipe FRANCO,
Norberto MORBIDONI,
Mario SCHREIDER

9.

Introducción

Ubicación del área de estudio

Análisis de estabilidad

Cálculo de la extensión de una protección marginal

Síntesis

Bibliografía

Introducción

Dos factores resultan fundamentales a la hora de definir la extensión de una protección: la erosión esperable al pie de la misma luego de colocada y la estabilidad del conjunto estructura–suelo, una vez ocurridas las erosiones del lecho y deformada la protección. Sin embargo, la realidad de la práctica ingenieril indica que en muchos casos las erosiones son calculadas sin tener en cuenta la presencia de la protección y, más aun, las longitudes de estas no son, en muchos casos, evaluadas a partir de un análisis de estabilidad que involucre una adecuada descripción del proceso de deformación de la cubierta.

En esta actualización del Capítulo 9 se presenta el caso de estudio correspondiente a la protección de margen derecha del río San Javier en proximidades del Parque Arqueológico Santa Fe La Vieja, Cayastá, provincia de Santa Fe. El análisis del caso pone de manifiesto cómo una adecuada estimación de las erosiones de la margen en presencia de la protección y el cálculo de la estabilidad del conjunto estructura–suelo en secciones críticas del emplazamiento podrían resultar indicadores útiles del peligro de destrucción de obras de protección ya construidas. Estas consideraciones han sido, asimismo, la base para el desarrollo de una metodología que permite estimar la extensión a dar a una protección de margen en su desarrollo transversal a la corriente. Los desarrollos aquí presentados tienen como antecedente el proyecto final de carrera desarrollado por la M.Sc. Ing. Marcela Reynares para acceder al título de Ingeniera en Recursos Hídricos.

Ubicación del área de estudio

Inmediatamente al sur de la ciudad de Cayastá, sobre la margen derecha del río San Javier (Figura 9.12), se encuentra el Parque Arqueológico Santa Fe La Vieja, sitio donde fundara primitivamente la ciudad de Santa Fe el conquistador español Juan de Garay en 1573.

Figura 9.12. Ubicación del área de estudio.

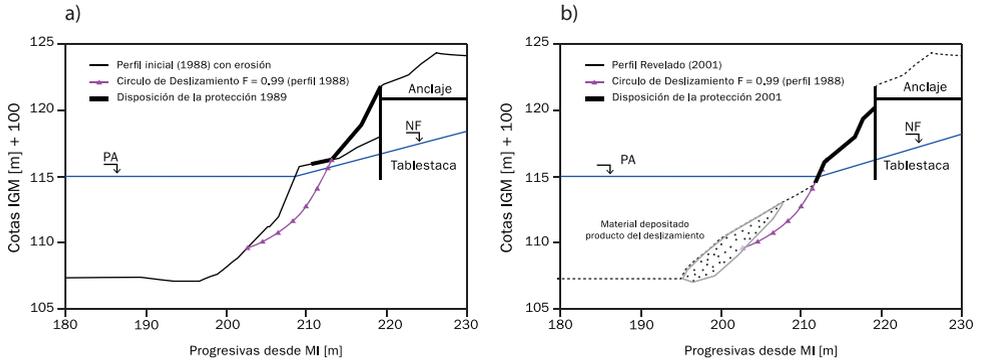


Las sucesivas crecidas del río San Javier han provocado erosiones sobre la margen derecha, que pusieron en riesgo las ruinas allí existentes. En respuesta a esta situación, sobre finales de los años 90, se construyó un sistema de defensa conformado por un muro de contención, seguido de una combinación de piedra suelta, gaviones y colchonetas (Figura 9.12.c). Esta obra no brindó los resultados esperados, siendo necesaria su reparación y reconstrucción en varias oportunidades.

Análisis de estabilidad

A partir de un relevamiento topo–batimétrico realizado en el año 1988 por la Dirección Provincial de Obras Hidráulicas (DPOH) de Santa Fe, información geotécnica del sector afectado, nivel hidrométrico y condición de saturación del suelo en el tramo, se llevó a cabo el cálculo de estabilidad del conjunto estructura–suelo en la condición inicial. En este caso, y con el propósito de brindar mayor seguridad a los cálculos, se tomó un nivel bajo del pelo de agua, correspondiente a cota 15,00m IGN (Reynares, 2002). La línea piezométrica fue definida de manera simplificada con valores obtenidos de piezómetros cercanos al lugar. El círculo de deslizamiento resultante se presenta en la figura 9.13.a. El valor del factor de seguridad $F_s = 0,99$ hace presagiar que el talud deslizará, provocando la deformación de la protección. Tal hecho puede confirmarse en la figura 9.13.b, donde se presenta el relevamiento realizado en el año 2001.

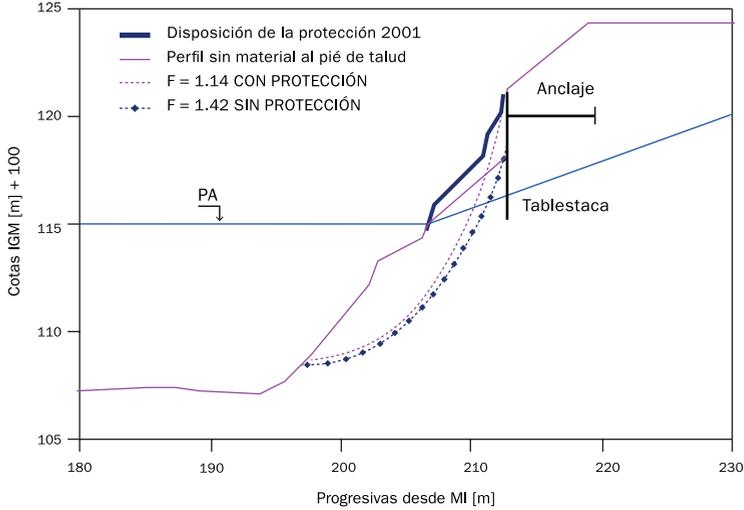
Figuras 9.13. Río San Javier, Cayastá, perfil tipo relevado en 1988 (a) y 2001 (b).



Para representar fielmente el deslizamiento ocurrido, se restringió el alcance de los círculos de falla de manera que no involucren el tablestacado, ya que la porción de la sección que deslizó no incluyó a este sector. Al analizar el funcionamiento de la protección en el estado actual, parcialmente destruida (Figura 9.13.b), se concluye que no solo no contribuye a la estabilidad de la sección, sino que resulta contraproducente. Ello se comprueba al calcular los círculos de deslizamiento para las situaciones con y sin protección en la porción de talud por debajo de la línea de tablestacado. En efecto, para el caso de la situación sin protección, se obtuvo un $F_s = 1,96$, sustancialmente mayor al calculado para igual círculo, pero en presencia de la obra, $F_s = 1,69$. Ello demuestra que la sobrecarga que representa la cubierta en la parte superior del talud resulta inconveniente para la estabilidad de la margen.

Debe señalarse que el hecho de que los coeficientes de estabilidad hayan resultado superiores a 1 para la situación de la protección parcialmente destruida, obedecería al depósito de material que se produjo al pie del talud, luego del deterioro de la margen (sector sombreado en figura 9.13.b), ya que el mismo trabajaría como «contrapeso» del material que se encuentra en la parte superior. Bajo el supuesto de que los mismos serán arrastrados ante una creciente de cierta magnitud, se rehicieron los cálculos sin considerar dicho material. En esta condición se observa una disminución importante de los coeficientes de seguridad, quedando en evidencia que la margen resulta mucho más estable sin la protección ($F_s = 1,42$), respecto de lo que se obtiene si se considera su presencia ($F_s = 1,14$), ratificando lo señalado en relación a que si la protección no se encuentra correctamente colocada y no cuenta con las dimensiones adecuadas en el sentido transversal a la corriente, su efecto resulta perjudicial para la estabilidad del conjunto (Figura 9.14).

Figura 9.14.
Círculos de deslizamiento sin el material al pie del talud.



Esta situación sería aún más severa si se consideraran las erosiones resultantes, producto del pasaje de una crecida. Ello, sin lugar a dudas, profundizaría el lecho al pie del talud, volviéndolo aún más inestable. Se concluye así que el análisis de la condición de estabilidad de una margen protegida no se agota en la consideración de la situación actual, sino que debe involucrar una estimación de erosiones en presencia de la protección, a partir de una metodología validada en el área de estudio.

Cálculo de la extensión de una protección marginal

El caso de estudio presentado ha puesto de manifiesto cómo un dimensionamiento incorrecto de la extensión de la protección marginal en el sentido transversal a la corriente puede resultar determinante en el colapso de la obra. El análisis de estabilidad del conjunto estructura-suelo y los procesos erosivos a que está sujeta la sección fueron las herramientas empleadas para ello. Estas mismas herramientas serán utilizadas aquí para desarrollar una metodología que posibilita establecer «a priori» la extensión que debería tener el revestimiento marginal en su desarrollo sobre el lecho (longitud de zampeado « L_A » en figura 9.15) para garantizar su estabilidad en el momento en que se produzcan las erosiones de la crecida de diseño. El grado de estabilidad se determina mediante un factor de seguridad, cuyo valor se establece de acuerdo a la importancia de la obra.

La secuencia de cálculo que involucra la metodología propuesta se puede resumir del siguiente modo:

1. Se calcula la erosión general en el tramo en estudio para la crecida de diseño, correspondiente a la condición de la margen no protegida, situación sin obra. Para ello se pueden aplicar algunas de las formulaciones que se encuentran en la literatura, como por ejemplo la fórmula de Lischtvan y Lebediev, en la forma que fuera expresada por Schreider et ál. (2001).

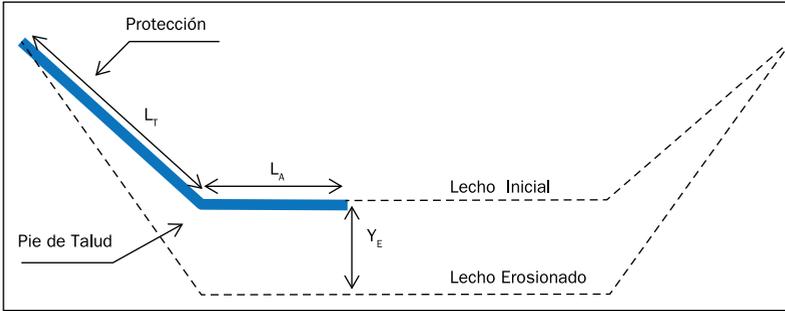


Figura 9.15.
Ubicación de la protección.

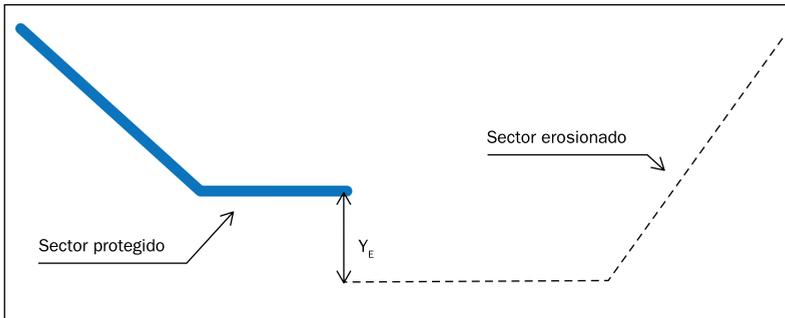


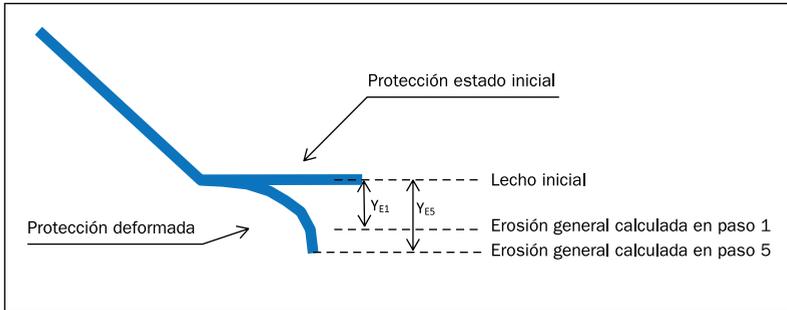
Figura 9.16.
Sección de erosión compuesta.

2. Como longitud inicial de la protección, se propone una extensión igual a la del talud no erosionado « L_T » más una extensión adicional sobre el lecho « L_A » (Figura 9.15). L_A es calculada de acuerdo a las definiciones clásicas dadas en la literatura (Przedwojski et ál., 1995), $L_A = 1,5 Y_E$. Donde Y_E es la erosión medida desde el lecho inicial al pie de la protección propuesta (Figura 9.15), calculada sin la presencia de la protección.

3. Con la sección de erosión calculada en 1) y la extensión de la protección definida en 2), se construye una nueva sección transversal del cauce, conformada por un sector no erosionable en coincidencia con la zona revestida, y a partir de allí la sección erosionada calculada en 1) (Figura 9.16).

4. El cambio en la forma de la sección transversal (Figura 9.16), respecto de la sección inicial sin erosión, modifica las condiciones hidráulicas. Entonces resulta necesario calcular nuevamente las erosiones al pie de la protección en estas nuevas circunstancias. Para tal fin, se emplea la misma expresión de cálculo utilizada en el paso 1.
5. Se determina el nuevo Y_E y se adopta una hipótesis de deformación de la protección (Figura 9.17).

Figura 9.17.
Sección de erosión final y protección deformada.



6. Una vez erosionado el lecho y deformada la protección, se efectúa el análisis de estabilidad para el conjunto estructura–suelo, identificando el círculo crítico y el factor de seguridad F_S correspondiente.
7. Si el F_S resultante es mayor que el adoptado, se podrá reducir la extensión L_A de la protección. Si por el contrario, F_S resulta menor que el admisible, se deberá incrementar la longitud de la cubierta.
8. Definida la nueva extensión, se repite el procedimiento de cálculo desde el paso 3 para obtener un nuevo valor de F_S y compararlo con el dado como referencia.
9. El proceso se detiene cuando el F_S calculado resulta próximo al F_S de referencia.

La metodología propuesta se aplicó al caso de estudio descripto. Para ello fue necesario considerar los siguientes parámetros hidráulicos y sedimentológicos, obtenidos de estudios anteriores desarrollados en el lugar (Reynares, 2002):

- Caudal: 2562 m³/s.
- Cota pelo de agua: 20,95 [m] IGN.
- Diámetro medio del sedimento: 0,200 [mm]
- Las características geotécnicas se presentan en el cuadro 9.9.

Tipo de Suelo	Peso Específico Húmedo (gh)	Peso Específico Saturado (gsat)	Cohesión	Ángulo de fricción
Nº	(Kg/dm ³)	(Kg/dm ³)	(ton/m ²)	(grados)
1	1.80	1.90	1.0	26
2	1.80	2.00	2.0	12
3	1.90	2.10	0.0	28
4	1.90	2.10	0.0	32
5	1.90	2.10	0.0	42

Cuadro 9.9.
Parámetros adoptados para cada tipo de suelo.

Se consideró un valor mínimo del factor de seguridad de 1,25, dado el carácter histórico que resguarda la obra en estudio. El valor de «L_A» obtenido con el cálculo propuesto en el paso 2 fue de 9,50 m. El factor de seguridad resultante al calcular el círculo crítico de deslizamiento resultó de F_s = 1,11, menor que el valor mínimo requerido. Estas circunstancias obligaron a extender la protección, de modo delogar un F_s próximo al valor mínimo requerido. Se aplicó, para ello, el procedimiento antes descrito para diferentes «L_A», obteniendo en cada caso el coeficiente de seguridad al deslizamiento. En la figura 9.18 se presentan los círculos de falla, correspondientes a la longitud de zampeado de 19 m, que cumple con el factor de seguridad exigido y el resultante para L_A = 9,5 m. Los cálculos demuestran que cuanto más corta es la extensión de la protección sobre el lecho, menor es el factor de seguridad, resultando absolutamente inestable (F_s < 1) si la cubierta llega solo al pie del talud (L_A = 0 m).

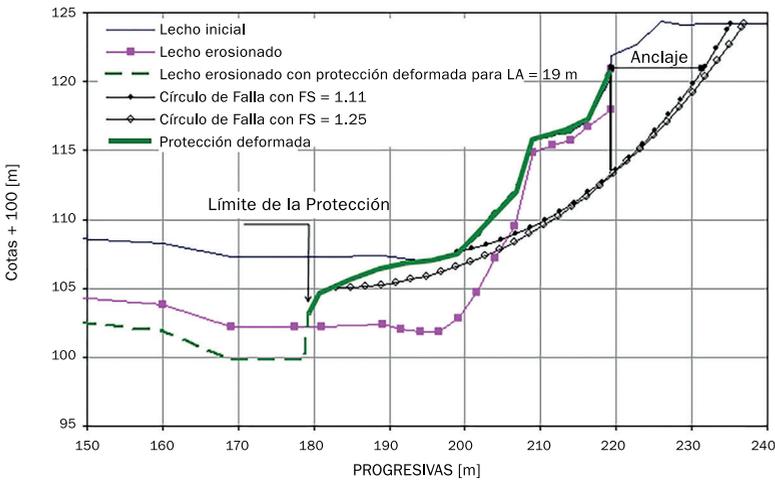


Figura 9.18.
Círculos de falla para valores de L_A de 19 m y 9,5 m.

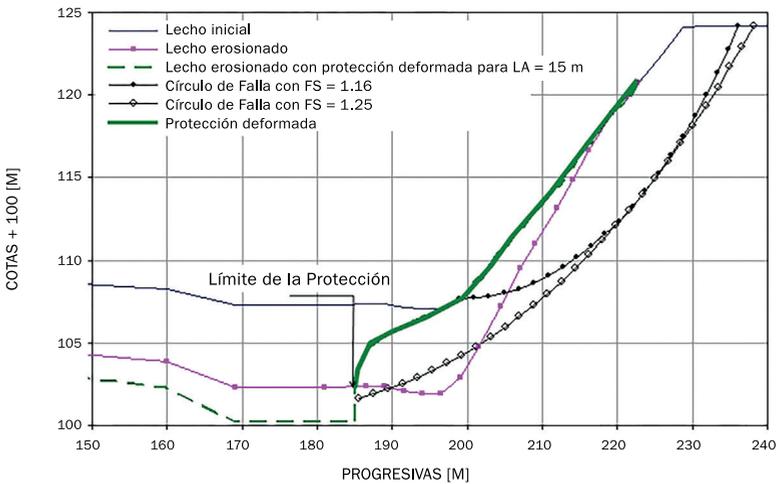
A los efectos de evaluar la incidencia que la geometría del talud pudiera tener sobre la estabilidad del mismo, se procedió a perfilar la margen, con un talud aproximadamente 1:2 (Figura 9.19), el cual resultó ser el más tendido que pudiera conformarse, teniendo en cuenta la infraestructura

y el patrimonio arqueológico existente en el lugar. Los valores estimados indican que el perfilado contribuyó a mejorar la estabilidad global de la margen, permitiendo obtener los factores de seguridad exigidos con menores L_A . En efecto, si se comparan los valores de L_A versus los correspondientes F_s , se observa que para obtener la seguridad mínima en la situación del talud sin perfilar, se requiere una extensión L_A de 19 m, en tanto que con el talud perfilado, esa longitud se reduce a 15 m (Cuadro 9.10) con el consecuente ahorro de costos.

Cuadro 9.10.
Variación del FS para distintas longitudes de protección

L_A (m)	F_s (con perfilado)	F_s (sin perfilado)
0.00	0.95	0.87
9.50	1.18	1.11
10.00	1.23	1.15
15.00	1.25	1.17
18.00	1.36	1.21
19.00	1.37	1.25
20.00	1.39	1.31

Figura 9.19.
Círculos de falla para $L_A = 15$ m.



Síntesis

Los resultados obtenidos permiten afirmar que el análisis de estabilidad y el cálculo de erosiones son dos herramientas de análisis que, trabajando en forma interrelacionada, brindan elementos de juicio, tanto para estimar la estabilidad de una margen y su influencia sobre la seguridad de las obras implantadas en su entorno, como para definir el diseño de la extensión de una protección en la dirección transversal a la corriente.

Bibliografía

Przedwojski, R., Blazjewski, R. y Pilarczyk, K.W. (1995). *River training techniques, fundamentals, design and applications*. RotterdamBalkema.

Reynares, M. (2002). Proyecto de obras de defensa en las Ruinas de Santa Fe La Vieja (proyecto final de carrera).Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe.

Schreider, M., Scacchi, G., Franco, F., Fuentes, R. y Moreno C. (2001). Aplicación del método de Lischtván y Lebediev al cálculo de la erosión general. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, 16(1).

10.

ASPECTOS HIDRÁULICOS Y SEDIMENTOLÓGICOS DE LA HIDROVÍA FLUVIAL

Héctor Hugo PRENDES, José HUESPE

10.

Introducción

La hidrovía fluvial argentina

Características generales del tramo medio con relación a la navegación

Problemas de sedimentación en los canales de navegación

Sedimentación en pasos críticos

Variación longitudinal del transporte de sedimentos

Sesgo del canal respecto a la dirección de corriente

Efecto de los taludes laterales

Factores más influyentes en la sedimentación

La modelación matemática

Profundidad adicional de dragado por efecto de dunas

Evolución de taludes dragados

La planificación de los dragados de mantenimiento

Influencia de las crecidas extraordinarias

La sedimentación en accesos y zonas portuarias

El mantenimiento de esta hidrovía

Problemas hidráulicos y sedimentológicos por resolver

Sedimentación de material fino

Migración del thalweg del río

Evolución de bancos y destino del material refulado

Evolución de taludes de canales dragados

Desarrollo de dunas

Disponibilidad del material extraído. Aptitud de equipos

Dificultades del sistema de señalización

Agradecimientos

Bibliografía

Introducción

La Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral (FICH), desde su creación en el año 1970 ha formado profesionales en el campo de los recursos hídricos. Si bien la currícula ha sido abarcativa de todos los ambientes fluviales de la República corresponde reconocer que, quizás influenciada por su entorno geográfico cercano, ha basado la mayoría de sus tareas de investigación y desarrollo tecnológico en la hidráulica fluvial muy particular del río Paraná.

La aplicación de estos conocimientos a las hidrovías fluviales argentinas se inicia a partir del año 1987, cuando a solicitud de la ex Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables de la República Argentina (DNCPYVN), la FICH realiza su primer servicio de asistencia técnica a terceros, volcando sus conocimientos teóricos para intentar resolver la compleja interacción entre flujo y sedimentos en un clásico “paso de navegación” (FICH, 1988).

Desde entonces se han realizado numerosos servicios de asistencia a terceros que permitieron analizar y comprender detalladamente la problemática de la hidrovía Paraná Paraguay en todo el territorio argentino. En virtud de necesidades detectadas y Alto Paraná se crearon y llevaron a cabo proyectos de investigación y desarrollo tecnológico aplicado, con el objetivo de conocer mejor las ventajas e inconvenientes que ofrece este sistema fluvial para la navegación.

El resultado de las tareas ha sido plasmado en varios informes técnicos y artículos científicos publicados. El presente capítulo resume parte de estos conocimientos y experiencias adquiridas, con el objeto de contribuir a un mayor entendimiento y racional aprovechamiento de este excepcional sistema natural para el transporte fluvial.

En virtud de la voluminosa información disponible se ha efectuado una selección orientada específicamente a los aspectos hidráulicos y sedimentológicos. Al respecto, los mayores inconvenientes de esta hidrovía se concentran en sus clásicos puntos clave denominados “pasos de

navegación”. Sobre esta temática se describe su funcionamiento, los principales procesos de sedimentación y evolución morfológica que afectan a la navegación, y las metodologías que se han utilizado con éxito para analizarlos y resolverlos.

Otro aspecto al cual se le dedica atención es la planificación de las obras de dragado, para que su accionar además de optimizarse económicamente no sea sólo paliativo sino que se ejecute con fines correctivos, y contemplando la tendencia natural del río, de manera de minimizar la acción antrópica sobre el sistema. Al respecto se fundamenta «cómo» y «cuándo» ejecutar estas obras de dragado, como también cuál es el funcionamiento de los pasos críticos ante la ocurrencia de crecidas y estiajes.

Con relación a los problemas de calado en accesos y zonas portuarias el grado de conocimiento alcanzado es menor. Se describe la problemática, las escasas experiencias regionales aplicadas, las posibilidades de solución, y qué estudios deberían desarrollarse para ello.

Mucho se habla sobre las excepcionales condiciones naturales de este gran río para el desarrollo de la navegación fluvial de convoyes de barcazas y buques oceánicos. Sobre el particular se expone y fundamenta qué criterios ingenieriles deberían aplicarse para un adecuado aprovechamiento natural y sustentable de este recurso.

Por último, se tratan los aspectos considerados como más importantes, hacia donde deberían dirigirse los estudios e investigaciones en los próximos años, para continuar aportando conocimientos y soluciones aplicadas a esta hidrovía.

Existen otras hidrovías muy famosas en el mundo y, si bien es cierto que varios buenos ejemplos de obras y aprovechamiento pueden ser extrapolados a esta hidrovía, corresponde enfatizar que cada una tiene sus particularidades, y la magnitud de la reacción esperable del sistema ante obras que no respetan las características naturales del río puede llegar a ser catastrófica. Al respecto, es oportuno destacar los daños ocasionados por las crecidas extraordinarias del río Mississippi, particularmente en 1993, al encontrarse el sistema artificialmente regulado sin posibilidades de amortiguar naturalmente los eventos hidrológicos extraordinarios. Los errores cometidos y malas experiencias de otras hidrovías deben ser contemplados muy especialmente en ésta, hoy considerada con un envidiable gran potencial natural, y prácticamente virgen aún.

La hidrovía fluvial argentina

Las vías navegables fluviales de la República Argentina (Figura 10.1.) se comunican con las rutas oceánicas a través del estuario del Río de La Plata. La manera de referenciar posiciones localizadas o subtramos de la hidrovía

es a través de las progresivas de la ruta. Para ello el origen adoptado es el ingreso al Puerto de Buenos Aires, desde donde se cuenta en kilómetros las distancias hacia el océano por los canales Intermedio y Punta de Indios; y hacia aguas arriba, primero por el canal Mitre, luego por el río Paraná de las Palmas, y a partir de la bifurcación con el Paraná Guazú, por el cauce principal del río Paraná. La ruta total puede desagregarse en tres subtramos acorde con los calados disponibles. La ruta profunda, desde el

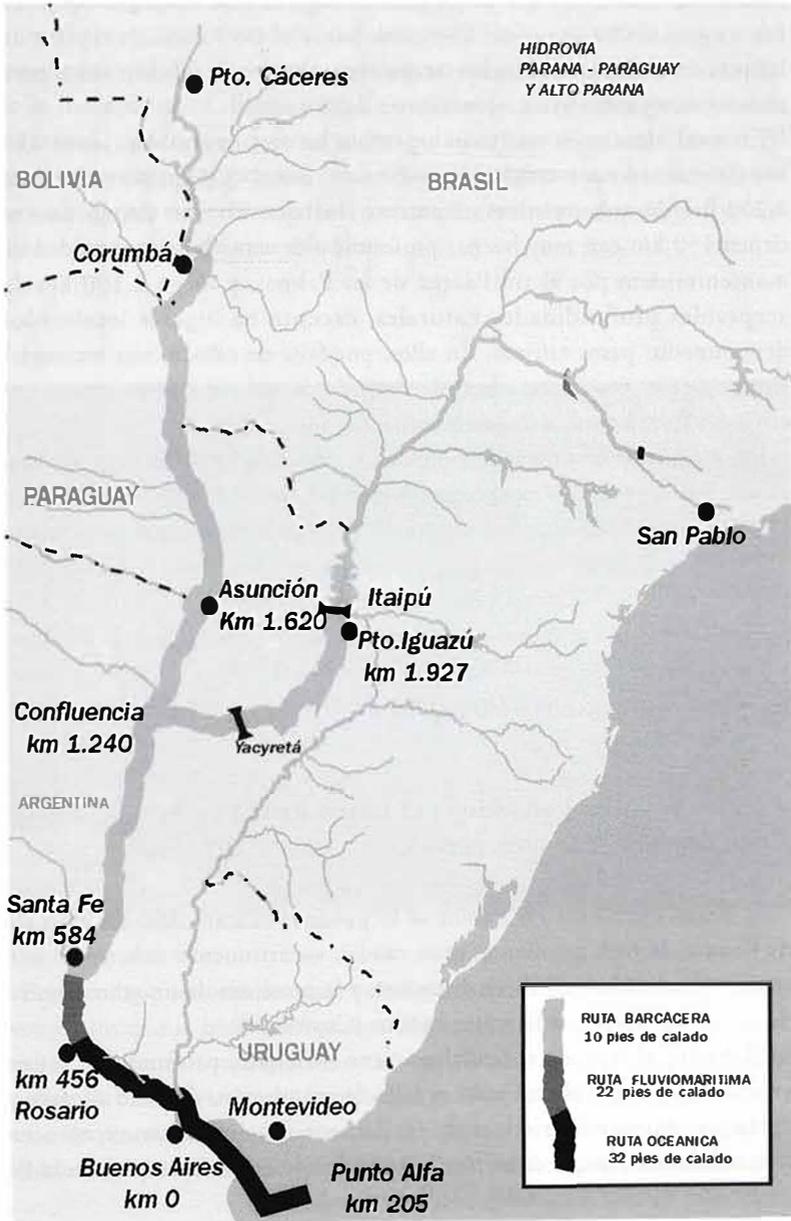


Figura 10.1.
Hidrovia fluvial

mar hasta proximidades de Puerto General San Martín (Santa Fe), con aproximadamente 660 km de recorrido y un calado de 32 pies. A continuación un tramo de aproximadamente 130 km de ruta fluviomarítima, hasta el Puerto de Santa Fe, con calado de 22 pies. Por último, el tramo de menor calado, o ruta barcacera con 10 pies, que por el río Paraná llega hasta Puerto Iguazú, con un recorrido de aproximadamente 1.300 km, y por el Río Paraguay hasta Asunción con aproximadamente 400 km de longitud. Luego, la ruta barcacera continúa hacia aguas arriba por el río Paraguay. Sobre el río Paraná, la represa de Itaipú (sin esclusas) constituye actualmente una interrupción física para acceder navegando hasta las nacientes de la cuenca.

En total, dentro de territorio argentino las vías navegables tienen 250 km de recorrido por canales dragados en el estuario, y aproximadamente 2.250 km de características netamente fluviales. En este último caso se tienen 150 km con muy buenas profundidades naturales sin necesidad de mantenimiento por el río Paraná de las Palmas, y luego 2.100 km de aceptables profundidades naturales, excepto en lugares localizados denominados pasos críticos. En ellos, por falta de calado, son necesarias sistemáticas y periódicas obras de dragado de sedimentos arenosos, que el río en forma natural deposita todos los años.

Estos pasos críticos, a través del tiempo, van cambiando de magnitud y posición, acorde con la evolución morfológica natural del río. Se distribuyen en toda la hidrovía de la siguiente forma (Figura 10.1.): Aproximadamente 12 ubicados desde el km 231 hasta el km 456, o tramo de ruta marítima (FICH, 1991). Aproximadamente 10 entre el km 456 y el km 584, o tramo de ruta fluviomarítima (FICH, 1993). En el tramo restante, es decir la ruta barcacera, se localizan aproximadamente 20 pasos (FICH, 1995) entre el km 584 y el km 1.927 por el río Paraná, y entre el km 1.240 y el km 1613 por el río Paraguay.

Características generales del tramo medio con relación a la navegación

Al tramo medio del río Paraná se lo puede clasificar como un gran río de llanura de baja pendiente, gran caudal, escurrimiento subcrítico, con cauces entrelazados y thalweg divagante, y la presencia de un gran número de islas y bancos de sedimentos sueltos (Capítulo 4).

El manto aluvial de sedimentos tiene suficiente profundidad y una extensión areal que abarca todo el valle de inundación, dándole al cauce y márgenes las características de fácilmente erosionables, excepto en determinados puntos muy localizados donde se observa presencia de materiales duros (calcáreos y arcillas consolidadas).

En varias zonas, el cauce principal se subdivide en dos o más brazos (Figura 10.2.). Como consecuencia de esto, la sección efectiva total de escurrimiento aumenta y la corriente pierde capacidad de transporte, originando depósitos de sedimentos que forman bancos. Estos a su vez, durante cada creciente tienden a cambiar de ubicación, produciendo inconvenientes a la navegación, dada la inestabilidad de la posición de las zonas profundas.

Se puede apreciar la existencia de una importante corriente concentrada en el thalweg, con elevados caudales específicos, contenida dentro del cauce principal del río, donde se verifican velocidades superiores al resto de la masa de agua. Este «tubo de corriente» divaga dentro del cauce principal, conformando una especie de corriente meandriforme. Al observarlo en planta el río, sin embargo, aparenta un escurrimiento ordenado con estrechamientos y ensanchamientos, donde el flujo se concentra y expande sucesivamente.



Figura 10.2.
Imagen satelital
del tramo medio

Pueden darse sectores de cauce principal con tramos relativamente rectos, pero en los que la corriente concentrada en el thalweg va divagando entre ambas márgenes con capacidad de modificar la morfología del lecho: corriendo bancos, tapando fosas, erosionando márgenes, etc. Es decir, a pesar de observarse que en planta el río permanece relativamente estable, debido a la dinámica descrita el lecho se modifica continuamente.

La posición de un banco nuevo de sedimentos produce cambios importantes en la configuración de la corriente, que se van trasladando varios kilómetros hacia aguas abajo. Este mecanismo de continua variación morfológica e hidráulica explica la gran interrelación entre bancos y zonas profundas con la configuración de la corriente, donde ambas variables se afectan mutuamente cumpliendo indistintamente las funciones de causa y efecto.

Una influencia importante del hidrograma de descarga en la morfología del cauce se produce durante aguas altas o creciente, cuando mayor es el transporte de sedimentos. En esas circunstancias, el río aumenta su pendiente hidráulica porque las líneas de corriente tienden a enderezarse, con lo cual disminuyen considerablemente el recorrido. Este comportamiento del escurrimiento, de intentar acortar camino durante aguas altas, es un mecanismo natural mediante el cual, durante las crecientes, el río necesita incrementar su pendiente hidráulica para transportar grandes caudales, aumentando la velocidad más rápidamente que el tirante.

Esta diferencia en la distribución de la corriente entre aguas altas y bajas es en gran parte, y en forma general, responsable de los problemas de poco calado en los pasos críticos al final de cada creciente, cuando el río vuelve al estado de aguas bajas. En esta última situación, el escurrimiento tiende a encauzarse en un thalweg divagante, donde se concentra la corriente manteniéndolo limpio de sedimentos. En aguas altas, la corriente atraviesa el thalweg, labrado durante aguas bajas, con cierto sesgo o inclinación, de manera tal que el canal de navegación, enclavado en la parte más profunda, actúa como una especie de trampa de sedimentos, principalmente del que se transporta por el fondo. De esta manera el canal se va colmatando, y al retornar el río a su estado de aguas bajas aparece el clásico problema de calado, que se agudiza en los cruces de la corriente (pasos en travesía), donde el thalweg es menos profundo.

Es prácticamente imposible evitar este acontecimiento que ocasiona problemas a la navegación, pero sí se podría atemperar tratando de diseñar el canal de navegación, en forma general (esto no incluye particularidades), de manera tal que su alineación durante aguas bajas, aunque dentro del thalweg, se aleje lo menos posible de la dirección de la corriente durante aguas altas.

Al problema mencionado se debe agregar la existencia de numerosos pasos críticos en zonas donde se produce una expansión de la corriente como consecuencia de bifurcaciones del río en dos o más brazos, y/o ensanchamientos del mismo cauce principal. Ello da lugar a una reducción de la capacidad de transporte de sedimentos que se traduce en una acumulación de material en el paso.

En varios de estos pasos críticos, la corriente que viene por un solo cauce a su entrada, se encuentra con varios posibles caminos a seguir: cauce principal y cauces secundarios. Ante esta subdivisión, se produce una

distribución muy variable de los caudales específicos que, en forma general, complican los procesos de formación de thalweg, bancos e islas. Todo ello conduce a una notable movilidad de las zonas de mayores profundidades y dificulta en gran medida la definición de una estrategia óptima de dragado.

Problemas de sedimentación en los canales de navegación

Las hidrovías, o vías navegables fluviales, en el tramo argentino son naturalmente navegables con la ayuda de un buen sistema de señalización, o guía a la navegación, en más de un 95 % de su recorrido (FICH, 1995). En el 5 % restante, los problemas de falta de dimensiones del canal navegable se producen en zonas muy localizadas, que constituyen los denominados pasos críticos. En estos lugares la depositación del sedimento transportado por la corriente obliga a periódicas y sistemáticas obras de dragado para el mantenimiento de las dimensiones del canal. A la fecha, estas obras se estiman en un volumen de aproximadamente 10 millones de metros cúbicos anuales (sin incluir los canales del estuario).

Esos volúmenes se incrementan en aproximadamente un 15 %, debido a la necesidad de obras de dragado de mantenimiento para conservar los canales de acceso a los principales puertos comerciales del tramo de hidrovía argentina. En estos casos, la problemática es aún más compleja, ya que en varios casos está involucrada la sedimentación de partículas finas, cuyo proceso se rige por leyes físico-químicas (floculación).

A los efectos de describir los problemas de sedimentación y posibilidades de control y mantenimiento de calados en la hidrovía fluvial argentina se considera apropiado separar la ruta troncal, cuyo problema se restringe a la existencia de pasos críticos, de los accesos y zonas portuarias, donde la problemática es diferente y particular de cada caso.

Sedimentación en pasos críticos

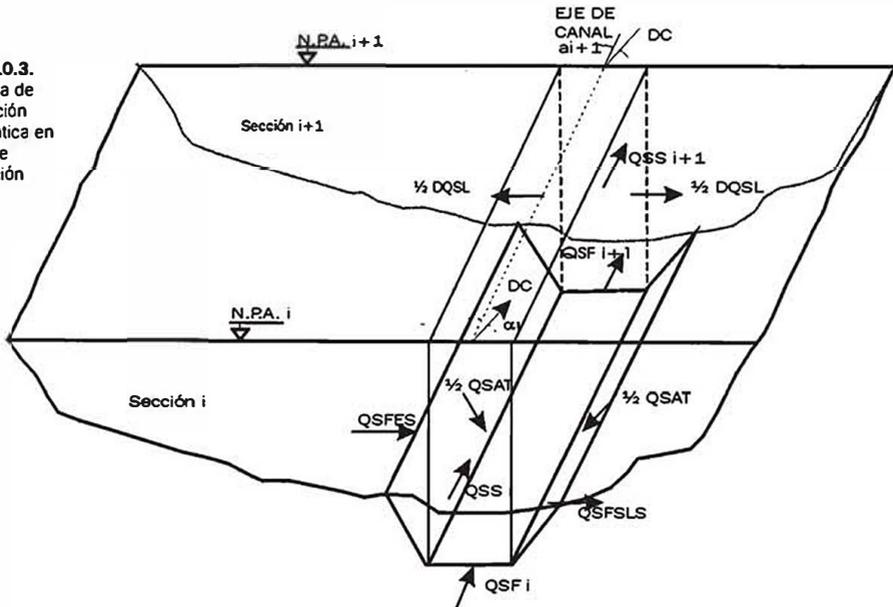
El estudio de varios tramos de la ruta de navegación, realizado por la FICH desde 1987 hasta la fecha, permitió determinar que los principales mecanismos por los cuales se deposita sedimento en los pasos críticos del canal de navegación son :

- a) Variación longitudinal del transporte de sedimentos.
- b) Efecto por la no alineación del canal respecto de la dirección de corriente.
- c) Efecto de los taludes laterales.

Los cálculos de estos volúmenes de sedimentación, para distintas alternativas de canal, se pueden efectuar mediante el uso de modelos matemáticos a fondo móvil. En la FICH se ha desarrollado un modelo de estas características (Prendes y otros, 1992), que contempla los procesos sedimentológicos mencionados. El mismo ha sido aplicado con éxito a los estudios de la hidrovía, y también para la evaluación de procesos erosivos como los que se describen en el Capítulo 9. A continuación se resumen las principales características del mismo.

El recrecimiento del fondo se obtiene a partir de un balance de transporte de sedimentos en cada subtramo del río limitado, longitudinalmente, por dos perfiles transversales consecutivos y, lateralmente, por los veriles del canal.

Figura 10.3. Esquema de modelación matemática en pasos de navegación



En la Figura 10.3., se detallan todas las entradas y salidas de sedimento que contempla este modelo matemático para cada celda de cálculo. Estos flujos de sedimentos se calculan según metodologías que se describen a continuación.

Variación longitudinal del transporte de sedimentos

La mayoría de los problemas de calado en los pasos críticos está directamente relacionados con las expansiones del río en planta, asociadas a bifurcaciones de caudales. Debido a este efecto, en los pasos críticos con problemas de sedimentación la cantidad de sedimento que ingresa a ellos es mayor que la que sale, por lo cual se produce una acumulación.

En cada perfil transversal del modelo la corriente posee una cierta capacidad de transporte de sedimentos en suspensión y como carga de fondo. Estos caudales sólidos se han determinado mediante la expresión de Engelund – Hansen (ec. 5.15).

En Capítulo 5 se presentan diversas verificaciones exitosas de esta fórmula en el río Paraná que justifican su aplicabilidad a los pasos de navegación.

Sesgo del canal respecto de la dirección de corriente

En las ocasiones en que la dirección de la corriente presenta un cierto sesgo o ángulo de desvío con respecto a la alineación del canal de navegación, el mismo actúa como una trampa de sedimentos, especialmente para el transportado como carga de fondo. Para este cálculo se ha utilizado con buenos resultados la expresión de Engelund - Fredsøe (ec. 5.12), para la cual caben las mismas consideraciones que para el transporte total, respecto de su aplicabilidad en el río Paraná.

Efecto de los taludes laterales

Aun en el caso de corrientes paralelas al eje del canal, por efecto de los taludes laterales se produce un aporte de sedimentos al mismo. En este caso la corriente es coincidente con la alineación del canal, pero la trayectoria que describen las partículas del fondo transportadas por arrastre, tiene una componente, variable en magnitud, con dirección hacia la solera del canal, perpendicular a la dirección de la corriente. Esto se debe a la acción de la gravedad sobre las partículas que se desplazan en un plano inclinado (taludes laterales).

Este mecanismo de aporte de sedimentos desde los taludes hacia la solera de los canales de navegación, ha sido estudiado por Fredsoe (1978). Para los cálculos involucrados en el modelo matemático de los pasos de navegación se ha utilizado con éxito esta metodología, que emplea las siguientes fórmulas básicas:

$$A(t) = a \cdot \left(\frac{\sqrt{\Gamma}}{\sqrt{\pi}} \right) \cdot (\sqrt{t + t_0}) - \sqrt{t_0} \quad (10.1)$$

$$\Gamma = \frac{qs_f}{(1-n) \cdot \text{tg} \phi} \quad (10.2)$$

$$t_0 = \left(\frac{(\pi/64) \cdot a^2}{\text{tg}(\alpha_0)^2 \cdot \Gamma} \right) \quad (10.3)$$

Donde:

$A(t)$ = volumen sedimentado por longitud del canal en un tiempo "t"

a = profundidad dragada respecto del fondo original

Φ_i = ángulo de fricción dinámica

τ = tiempo de sedimentación

n = porosidad del sedimento

α_o = ángulo de talud del canal

q_{sf} = carga de fondo

Factores más influyentes en la sedimentación

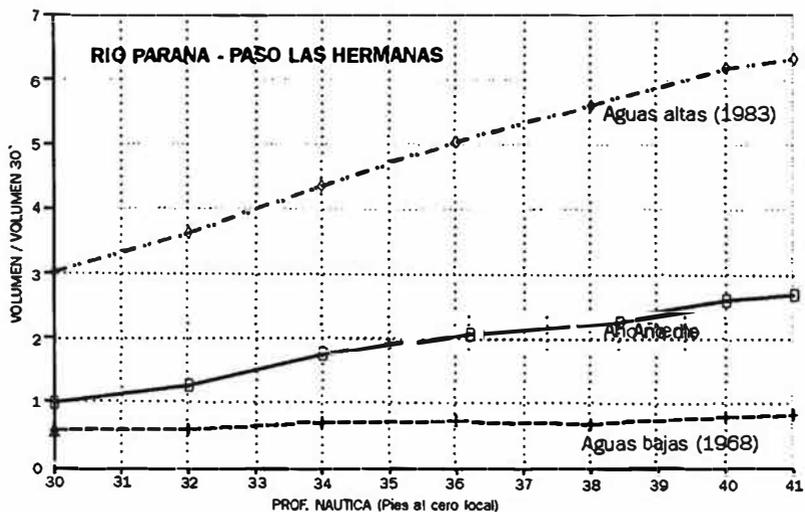
Los estudios de la FICH revelan que los siguientes factores influyen significativamente en los cálculos de sedimentación:

- Variaciones en la distribución de corriente. Se ha comprobado que los resultados son modificados considerablemente. Esto evidencia la importancia de medir sistemáticamente a través del tiempo la distribución de corriente en el paso.

- Tamaño de los sedimentos del lecho. Los resultados obtenidos muestran una variación menor. Ello tiene una explicación, por cuanto la variación en la tasa de transporte debida a cambios en el tamaño de sedimentos influye tanto en la sección de ingreso como en la sección de salida de cada subtramo, haciendo que las variaciones de flujo neto, y por lo tanto el balance de sedimentos, no se altere sustancialmente.

Es importante destacar que las variables influyentes deben evaluarse en forma global sobre todo un tramo, ya que si bien en algunos pasos estos

Figura 10.4.
Volumen de mantenimiento
en crecidas y estiajes



parámetros son subestimados, en otros son sobrestimados y por lo tanto en la sumatoria de los volúmenes de mantenimiento de todos los pasos de un tramo se producen compensaciones que atenúan los errores totales.

– Cambios en el estado hidrométrico del río. Las variaciones de los volúmenes de mantenimiento producidas por esta variable, además de ser importantes, suman con igual signo su influencia en todos los pasos.

En síntesis, de todos los elementos analizados para la hidrovía fluvial argentina, las variaciones morfológicas e hidráulicas, y el estado hidrológico del río (Figura 10.4.) son las que más influyen en el volumen de mantenimiento anual de la ruta.

Es evidente que durante años con crecidas extraordinarias, si bien la sedimentación en los pasos es importante, también lo es el nivel de agua, como para no crear problemas a la navegación. Sin embargo, los mayores volúmenes de mantenimiento se requieren cuando el río baja rápidamente sus niveles de agua con un fondo excesivamente elevado, consecuencia del período de aguas altas ocurrido con anterioridad. En estas situaciones se produce un escenario crítico, donde a los grandes volúmenes de dragado se suma como problema el poco tiempo disponible para efectuar las obras y evitar que la hidrovía pierda el calado deseado. Por otra parte, cabe destacar que las situaciones conflictivas para mantener los calados de la ruta están asociadas con crecidas no necesariamente extraordinarias en cuanto a caudales pico, sino a los gradientes de descensos. Cuando con posterioridad al pico de la crecida se produce un descenso rápido de niveles, la capacidad de autodragado de los pasos no resulta suficiente para que el mismo se erosione con la misma velocidad, y en consecuencia se requieren volúmenes extraordinarios de dragado para esas situaciones (Prendes y otros, 1996 b). Más adelante se explica en detalle este aspecto.

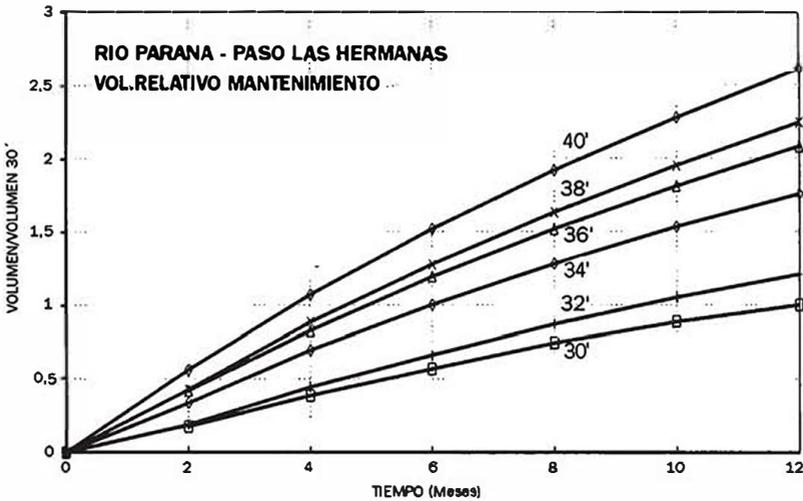
Una observación importante de efectuar corresponde a los años secos o de estiaje pronunciado, donde los volúmenes de mantenimiento se reducen notablemente. Los resultados obtenidos para esta condición, o estado del río, se corresponden con las experiencias documentadas por la ex-DNCPyVN, de bajo mantenimiento para años secos. La explicación de ello se vincula con la tendencia del río a encauzarse en su thalweg, coincidente con el canal de navegación, durante los períodos de aguas bajas y en consecuencia a mantener el canal autodragado, en forma natural, y con bajas tasas de transporte de sedimentos al ingreso del paso.

La modelación matemática

El objetivo de aplicar la modelación matemática es calcular los volúmenes sedimentados anuales posteriormente al dragado inicial del paso y en consecuencia, la evolución de las profundidades durante ese período. La

explotación del modelo se realiza simulando el recrecimiento del lecho del río, en cada paso, a partir del dragado a diferentes profundidades o cotas iniciales, y por un período de un año, bajo los efectos de un hidrograma dado. Del perfil longitudinal del paso, así obtenido, se calculan los volúmenes de sedimentos acumulados y la profundidad menor, también conocida como determinante del paso. Con estas dos variables en función del tiempo se construyen gráficas representativas de la evolución del paso. Dichas curvas Volumen/Profundidad de dragado (Figura 10.5.) y Determinante/Tiempo (Figura 10.6.), son consideradas como curvas características del paso para establecer cuáles serían los volúmenes de dragado de mantenimiento para cada alternativa de profundidad de corte o dragado inicial, que se desee analizar.

Figura 10.5.
Curvas
características
de volúmenes
sedimentados



Para la explotación del modelo, generalmente se utiliza un hidrograma hipotético cuya probabilidad de ocurrencia para un dado año es muy pequeña, pero que tiene efectos sedimentológicos que se corresponden a una condición media a través de un período de varios años. Este hidrograma puede ser considerado como representativo de las condiciones hidrológicas medias del río en ese lapso.

Implementación del modelo: para reproducir la evolución del lecho en la zona del canal, cada paso se subdivide en subtramos limitados por secciones espaciadas regularmente cada 50 ó 100 metros. Las mediciones de distribución de corriente se utilizan para determinar los porcentajes de caudales y las direcciones de corriente, en cada una de las secciones del modelo.

Calibración: para esta tarea se utilizan las mediciones de campo. A partir de la distribución de líneas de corriente medidas se calculan coeficientes de resistencia al escurrimiento para los diferentes subtramos en que se subdivide

cada paso. Se hace funcionar el modelo utilizando como dato de entrada el caudal observado. Mediante sucesivos ajustes de los coeficientes de calibración se intenta reproducir, con aceptable similitud al observado (Figura 10.7.), el perfil longitudinal del lecho en el momento de los relevamientos.

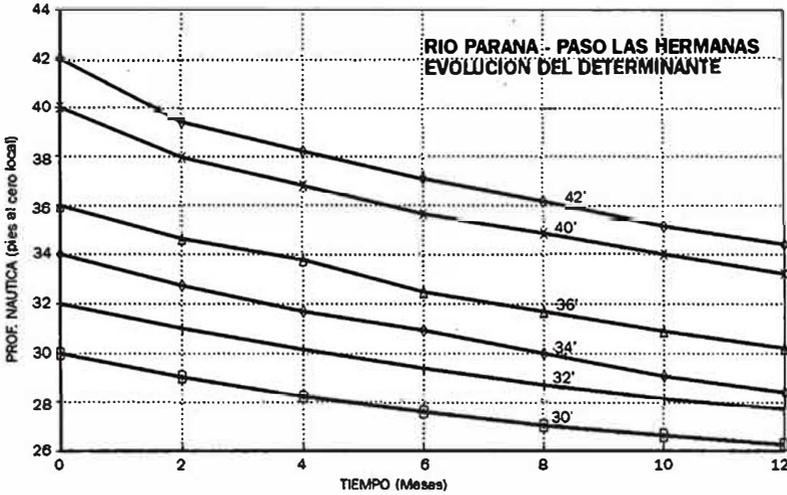


Figura 10.6. Curvas características de profundidades determinantes

Explotación del modelo: se toma como condición morfológica inicial para cada paso la obtenida del relevamiento de campo más actual. A partir de esa morfología se simulan obras de dragado, cortando el lecho a diferentes profundidades, referidas al nivel del pelo de agua adoptado como nivel de diseño. Posteriormente, se simula el proceso de sedimentación y en consecuencia se obtiene el recrecimiento de los niveles medios del lecho para cada subsector del canal, alimentando al modelo con caudales y niveles de pelo de agua correspondientes al limnigrama medio adoptado para los cálculos.

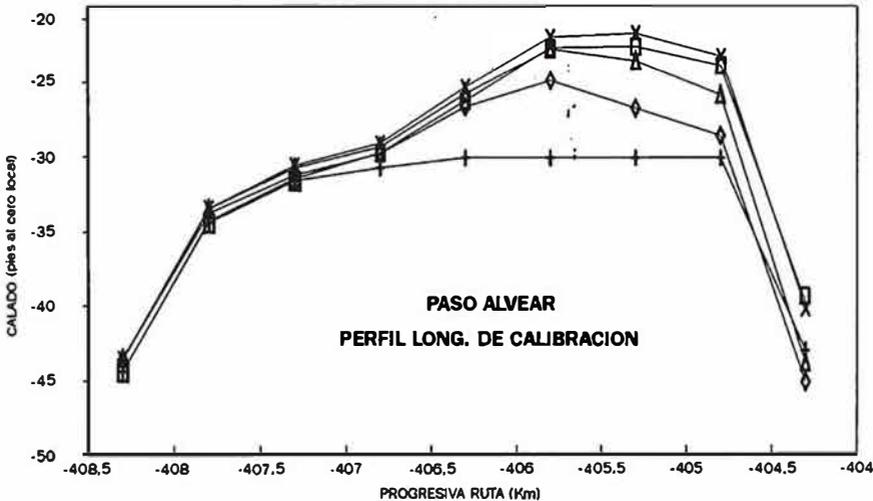


Figura 10.7. Ejemplo de sedimentación en un paso (calibración)

Al cabo de un año de evolución del lecho se obtiene el perfil longitudinal final, y del mismo se calculan los volúmenes sedimentados en el paso. De cada corrida del modelo, en cada uno de los pasos críticos, se extrae el valor del determinante y el volumen de sedimentación o mantenimiento anual. La simulación de dragados se puede realizar para diferentes profundidades de corte, y para distintos momentos del año, buscando aquel que minimice el volumen de mantenimiento.

Importancia de la representatividad en la modelación

El principal costo para operar una hidrovía fluvial está relacionado con los volúmenes de mantenimiento. Esto se debe a que las obras de construcción o adecuación sólo son necesarias el primer año y en consecuencia su costo se prorratea en todo el período de utilización, mientras que el mantenimiento se repite todos los años y por ello incide fuertemente en los costos totales.

Dada la importancia de estos valores, en los estudios de la hidrovía realizados por la FICH, se consideró oportuno efectuar una comparación empleando otro método de cálculo para los volúmenes de mantenimiento. A tales efectos se decidió aplicar el modelo matemático HEC-6, confeccionado por el Cuerpo de Ingenieros de USA (USCOE) para las hidrovías del río Mississippi.

Esta metodología de cálculo alternativa se aplicó al paso Entre Ríos (FICH, 1997), ubicado muy próximo a la confluencia de los ríos Paraná y Paraguay, considerado como representativo de los procesos de sedimentación en un paso tipo. A tales fines se incorporó al modelo HEC 6 la ecuación de transporte de Engelund-Hansen, para que los resultados sean comparables con la metodología de cálculo empleada por el modelo FICH.

El análisis de los resultados obtenidos permitió concluir que los volúmenes de mantenimiento calculados por el modelo HEC-6 son significativamente menores que los obtenidos por el modelo FICH. Al respecto cabe destacar que el HEC-6 no tiene en cuenta los aportes de sedimentos al canal como consecuencia de dos procesos de singular importancia en el río Paraná, como lo son el aporte de taludes laterales y el sesgo entre alineación de corriente con respecto a la traza del canal. Este último efecto es particularmente acentuado en el paso Entre Ríos, objeto de la comparación, donde la traza del canal presenta una travesía importante con ángulos de sesgo que superan los 40 grados.

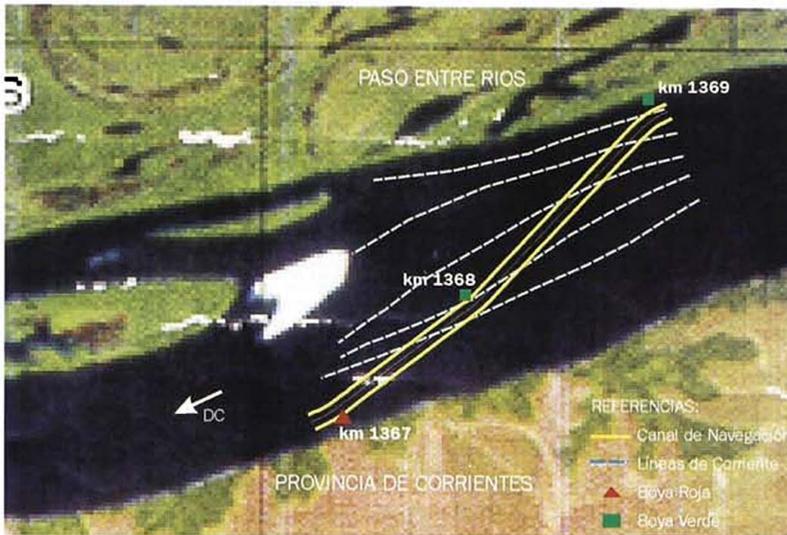


Figura 10.8.
Paso Entre Ríos

Esta misma conclusión surge al comparar los resultados generales obtenidos mediante el HEC-6 en la hidrovía Paraná-Paraguay, con respecto a los aportados con el modelo FICH, para el mismo tramo, (FICH, 1995). En esta hidrovía las relaciones entre volúmenes de mantenimiento y construcción obtenidas con HEC-6 fueron del orden de 0,35 a 0,45 con un valor medio de 0,38, mientras que mediante el modelo FICH se obtuvieron relaciones variables entre 0,5 y 0,8 con un valor promedio de aproximadamente 0,6.

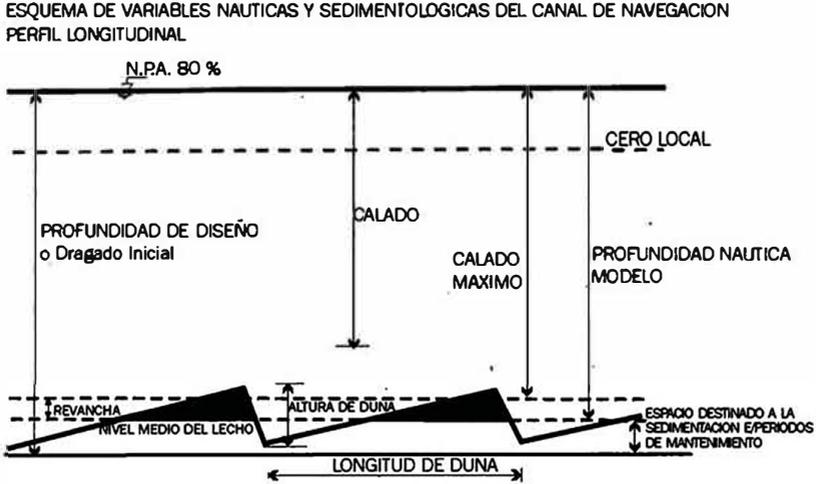
En apoyo de las cifras logradas con el modelo FICH, cabe destacar el hecho de que los calados a mantener, y en consecuencia las profundidades a dragar, están muy próximas a las de equilibrio natural del río, y por ello la corriente dispone de suficiente tiempo (1 año) para reponer gran parte del material artificialmente extraído. En consecuencia, las relaciones entre volúmenes de mantenimiento y construcción resultan elevadas.

Profundidad adicional de dragado por efecto de dunas

En general cuando se habla del volumen de dragado requerido para asegurar una determinada profundidad, ésta se refiere a un nivel medio del lecho del río. Sin embargo dichas profundidades se ven afectadas por la presencia de irregularidades del fondo, características de los escurrimientos aluviales: las formas de fondo (Figura 10.9.). Como se explica en Capítulo 5, los parámetros hidráulicos y sedimentológicos del río Paraná determinan que sus formas de fondo adquieran las características de dunas cuyas dimensiones (altura y longitud), varían de acuerdo con las condiciones del escurrimiento y el tamaño del sedimento del lecho.

Figura 10.9.
Influencia de las
dunas en el
canal de
navegación

■
Volumen
adicional a
dragar por
efectos de
formas de
fondo



Es fácil comprender que de acuerdo con las dimensiones que presentan las dunas se reduce el determinante. Por ello es necesario efectuar una estimación de las mismas, a los fines de evaluar la incidencia que tienen sobre el volumen de dragado.

Esta incidencia depende básicamente de la relación entre la altura media de la duna y la profundidad de corte requerida en el dragado. Si esa altura es pequeña en relación a la altura de corte (definida esta última como la diferencia entre el nivel medio del lecho y la cota de diseño de dragado), el efecto que la presencia de la duna tiene sobre el volumen total dragado es prácticamente despreciable. Si por el contrario la altura de corte tiene un valor comparable a la altura de la duna representativa, la incidencia de este efecto sobre los volúmenes de mantenimiento es muy importante. En estos casos la cota de dragado se ubica en el valle de la duna o muy poco por debajo. De este modo, el hecho de considerar el volumen adicional por duna exige una sobreprofundidad de dragado, cuyo valor resulta comparable a la altura de corte original, influyendo significativamente sobre el volumen total a remover.

Para cuantificar este volumen extra de dragado, no sólo se requiere contar con información sobre la geometría promedio de las dunas observadas en los pasos críticos, sino también con mediciones de velocidad de corriente y características del material del lecho. Para los estudios de la hidrovía se han efectuado mediciones de estas variables, los resultados se describen en el Capítulo 5.

Estimación de las alturas de dunas

Para su determinación la bibliografía brinda varias alternativas metodológicas. Para las vías navegables, la FICH ha utilizado con éxito el procedimiento que se detalla a continuación.

a) De los registros de sonda ecógrafa se obtiene la altura (H_d) promedio de las dunas en la zona del determinante, y la profundidad media de la corriente en dicho sector (h).

b) Estas mediciones se complementan con una corrida de flotadores y muestras de sedimento de fondo. A partir de estas últimas se obtienen los diámetros característicos y la tensión de corte crítica de iniciación del movimiento asociada a ese sedimento (Vanoni, 1975).

c) Conocido el tirante promedio en el paso, para la situación relevada, y las características del sedimento, se calcula el coeficiente de Chezy, debido a la resistencia de grano mediante la expresión (Van Rijn, 1974):

$$C' = 18 \log (12 h / (3 d_{90})) \quad (10.4)$$

d) Con la relación entre altura de duna y profundidad, (H_d/h), se determina el parámetro de transporte (T). Para ello se emplea el gráfico de predicción propuesto por Van Rijn (1984).

e) Conocido el parámetro (T), se obtiene

$$U^{*} = (U^{*cr2} T + U^{*cr2})^{0.5} \quad (10.5)$$

f) Con C' y U^{*} se determina la velocidad media

$$U_m = U^{*} C' / (g)^{0.5} \quad (10.6)$$

Los pasos realizados hasta f) tienen como objetivo efectuar un ajuste o "calibración" de parámetros involucrados en la metodología de cálculo a emplear. Los pasos siguientes que se describen a continuación tienen como objeto el cálculo de las dimensiones de las dunas con el canal dragado.

g) La continuidad del procedimiento de cálculo se basa en determinar la velocidad media del escurrimiento correspondiente a la condición hidrométrica para la cual se llevará a cabo el dragado. Para predecir dicha velocidad, es necesario conocer la relación entre el gradiente de energía y la resistencia al escurrimiento.

h) Luego se determina el valor de C' para la profundidad a la cual se debería efectuar el dragado.

i) Con los valores de C' obtenidos en h) y las velocidades medias obtenidas en g) se calcula el valor de U^{*} , al momento del dragado.

j) Con el valor U^{*} de i) y la velocidad de corte crítica característica del paso se calcula el parámetro de Van Rijn (T).

k) Con el valor de T se calcula la relación H_d/h y H_d para cada paso, con lo cual finaliza el procedimiento de cálculo.

Una vez efectuadas las estimaciones de las alturas de dunas para los distintos pasos del tramo, se evalúa mediante la modelación matemática la influencia que las mismas tienen sobre los volúmenes de construcción y mantenimiento de la ruta.

Existen diferentes maneras de contrarrestar el efecto dunas, ya sea ejecutando un sobredragado que albergue toda la duna, realizando dragados periódicos de rasuramiento de las crestas, o una combinación de ambas tareas. La solución más adecuada para cada paso depende del tamaño de las dunas y de la disponibilidad de equipos adecuados en la zona.

La definición del volumen adicional por dunas, de acuerdo al criterio expuesto, exige conocer cuál es la diferencia entre las cotas de las crestas de las dunas y el nivel medio del fondo. Esta diferencia depende de la forma de las dunas.

Estudios efectuados con información del río Paraná (Amsler y Gaudin, 1994), permiten demostrar que las dunas naturales tienen coeficientes de forma de 0,67 en lugar del clásico valor teórico de 0,5 correspondiente a dunas triangulares. En virtud de ello la diferencia H' entre la cresta de la duna de altura H_d y el nivel medio del fondo será:

$$H' = 0,33 H_d \quad (10.7)$$

Los valores de H' constituyen las sobreprofundidades a dragar en cada paso. En la hidrovía Paraná-Paraguay, el efecto dunas incrementa significativamente los volúmenes totales dragados con respecto a los volúmenes calculados sin considerar la presencia de las mismas. La importancia que las formas de fondo adquieren en los volúmenes totales dragados justifica la necesidad de profundizar los estudios tendientes a una determinación precisa de las alturas de dunas esperables en los distintos pasos del tramo de ruta.

Evolución de taludes dragados

Como ya fue expresado, otro de los mecanismos por los cuales se obstruye el canal en los pasos de la hidrovía es el aporte de material desde los taludes laterales del canal dragado. Tanto sea para el diseño de construcción, como para los posteriores dragados de mantenimiento, es necesario conocer cuantitativamente este aporte a los fines de contemplar un sobreancho, y/ o una sobreprofundidad del canal, y el tiempo entre dragados de mantenimiento.

Este fenómeno ha sido analizado (Fredse, 1978), sobre la base de experiencias de laboratorio (Figura 10.10.), lo cual permitió desarrollar una expresión matemática que predice su evolución. Al aplicar esta teoría en la hidrovía fluvial argentina, han surgido interrogantes acerca de su

adaptación a condiciones de campo particulares propias del río Paraná. Con el objetivo de dilucidar esos interrogantes, en proyectos de investigación y desarrollo tecnológico que se llevan adelante en la FICH, se ha construido un modelo matemático (Romano y otros, 1996) utilizando la teoría de Fredsoe. Su empleo permitió analizar las variables hidrosedimentológicas más significativas del proceso. Posteriormente, los resultados del modelo fueron comparados con mediciones en el río Paraná. Con el modelo ajustado se logró desarrollar un método práctico expeditivo que facilita el diseño de canales de navegación y la planificación de su eventual mantenimiento periódico (Romano y otros, 1998). A continuación se describen sintéticamente los resultados obtenidos.

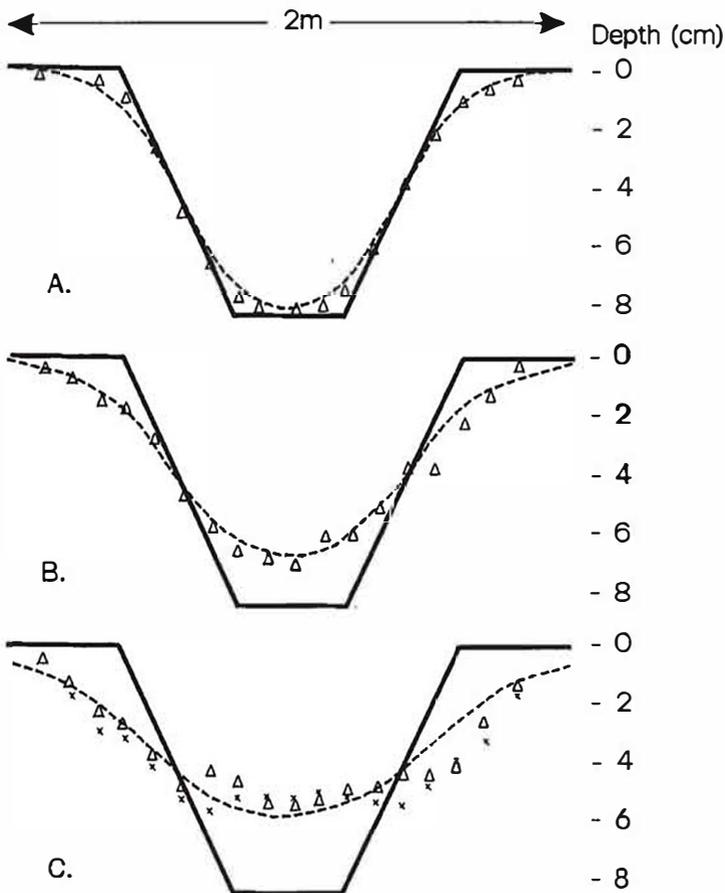


Figura 10.10.
Deformación de taludes laterales
(Fredsoe, 1978)

RESULTADOS DE UN MODELO DE LABORATORIO

Comparison between Theoretical and Measured Bed Profile in Run A after:
A) 20 min; B) 100m, C) 200 min ($q_b = 1.9 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$; - Experiment I;
X - Experiment II) (Tomada de Fredsoe, 1978)

El modelo matemático permite predecir la evolución del talud en función del tiempo, del siguiente modo: a partir de un talud inicial, consecuencia inmediata de la obra de dragado del canal, el programa de cálculo va generando las cotas de fondo del talud, para incrementos seleccionados de tiempo, en un perfil transversal del canal. La modificación del talud se produce debido al transporte de fondo. Para calcularlo se utilizó la fórmula de Engelund-Fredsøe (1976), cuya aplicación al río Paraná ha sido en varias oportunidades corroborada (ver Capítulo 5). Como parámetro de ajuste se ha empleado el ángulo de fricción dinámica del material del lecho, ϕ . El resultado final es la pendiente del talud.

Los datos de campo utilizados para verificar el modelo matemático se obtuvieron de relevamientos batimétricos pre y postdragados, correspondientes al paso Abajo Diamante (km 529-530) de la ruta de navegación troncal en el río Paraná.

Calibración del modelo con ϕ como parámetro de ajuste

Según Bagnold (1966), el coeficiente de fricción dinámica ($\beta = \text{tg } \phi$), consecuencia de la pérdida de energía debida a los choques entre las partículas de sedimento en transporte, puede variar entre $\approx 0,35$ y $0,75$ dependiendo esto de la relación entre los efectos inerciales y viscosos que actúan sobre los granos en movimiento. Engelund-Fredsøe (1976), y Fredsøe (1985), utilizaron en la calibración de su fórmula valores de $\text{tg } \phi$ de $0,5$ ($\phi = 27^\circ$); $0,8$ ($\phi = 39^\circ$) y hasta 1 ($\phi = 45^\circ$).

Teniendo en cuenta la factibilidad de estas variaciones, el proceso de ajuste del ángulo ϕ se efectuó disminuyendo el valor de 27° adoptado inicialmente como provisorio. Se corrió el modelo para un período de 37 días y al final del mismo se determinó la pendiente calculada para distintos valores de ϕ , hasta lograr coincidencia con la observada.

Los valores de pendiente calculada y observada coincidieron para un ángulo de fricción dinámica, $\phi = 20^\circ$ ($\text{tg } \phi = 0,36$), muy próximo al valor mínimo establecido por Bagnold.

Método práctico para el diseño y mantenimiento del canal

La resolución del sistema de ecuaciones que determinan la evolución del talud implica contar con el modelo de simulación y un computador de cierta capacidad, condiciones no siempre fáciles de satisfacer en los cálculos a realizar en obra.

Para agilizar esta tarea se ha desarrollado un método práctico (Romano y otros, 1998) que brinda buenos resultados y permite proyectar el canal de manera sencilla. Consiste en la utilización de ábacos característicos elaborados mediante la utilización del modelo. Estos gráficos (Figura 10.11.) se construyeron contemplando diferentes situaciones propias de la hidrovía Paraná-Paraguay.

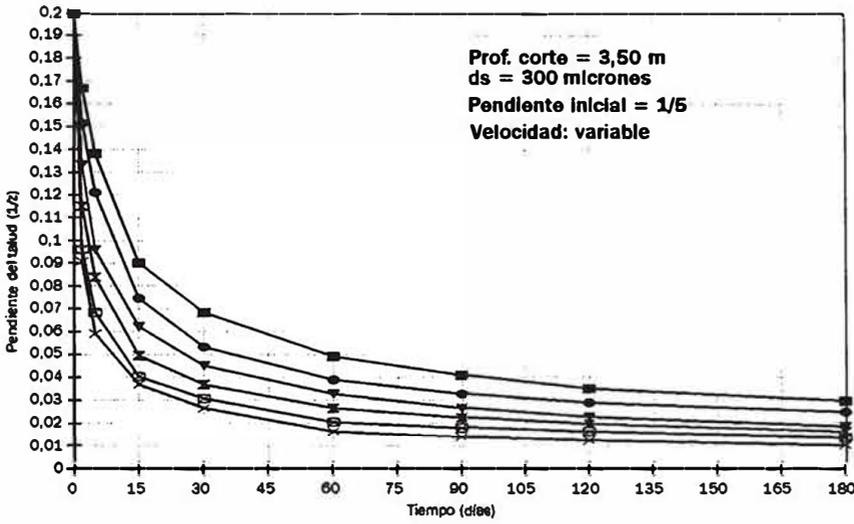


Figura 10.11.
Curvas características de evolución de taludes

Con el valor de la pendiente inicial y el tiempo de exposición como datos, de los ábacos característicos (Figura 10.11.) se obtiene la pendiente final del talud. Ello permite, mediante un simple cálculo geométrico, determinar el sobreebanco (S) que corresponde agregar a la solera del canal (Figura 10.12.). Este sobreebanco tiene por finalidad contrarrestar el efecto de los taludes durante el tiempo de exposición del canal a la corriente, hasta el próximo mantenimiento.

La otra opción de cálculo consiste en determinar el tiempo al cual hay que realizar el mantenimiento, usando como datos la pendiente inicial y un dado sobreebanco adoptado en el diseño. Para ello se utilizan los mismos ábacos pero ingresando con la pendiente final para obtener el tiempo de desarrollo necesario, variable con la velocidad de corriente.

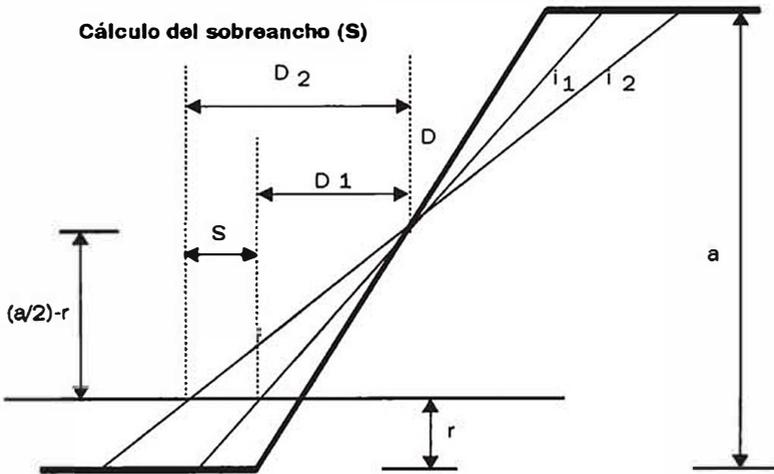


Figura 10.12.
Diseño de sobreebanco

La planificación de los dragados de mantenimiento

Uno de los objetivos de los estudios de la hidrovía realizados por la FICH ha sido el análisis de los costos de mantenimiento del canal navegable con diferentes calados alternativos, algunos de ellos superiores a los que históricamente se practicaron.

Estos costos resultan muy sensibles a la planificación de las obras de dragado de mantenimiento, para lo cual es importante resolver dos cuestiones fundamentales. Una de ellas es la frecuencia de mantenimientos, es decir cuántas veces al año conviene dragar. La otra es determinar el momento del año más oportuno de obra, para que el mantenimiento de calados se optimice económicamente. Aunque ambas cuestiones son importantes cualquiera fuera el tramo de ruta a considerar, determinar la frecuencia óptima es clave para el mantenimiento de calados profundos (ruta de ultramar); y determinar el momento más oportuno lo es para la ruta barcacera, donde las profundidades naturales son próximas a las requeridas.

A continuación se exponen resumidamente qué metodologías de análisis han dado buenos resultados para resolver estos dos aspectos.

Frecuencia de dragados

Para calados profundos (Santa Fe al mar), el mantenimiento de un paso dado se puede lograr dragando una sola vez por año con grandes profundidades de corte o, alternativamente, varias veces al año pero con menores profundidades de corte. En el primer caso el volumen de obra es sustancialmente mayor, pues con el dragado profundo se generan mayores tasas de sedimentación y aumentan las longitudes de los pasos, pero los costos de traslado de equipos se minimizan, ya que se desplazan una sola vez por año a cada paso. En el otro extremo, es decir dragando varias veces al año se minimiza el volumen de obra de dragado, pero no así los costos totales, debido a la necesidad de movilizar varias veces al año los equipos hasta el lugar de obra. De lo expuesto surge la existencia de una frecuencia anual óptima de dragado que minimice los costos totales. Para determinarla se desarrolló una metodología de cálculo (Prendes y otros, 1992 a) que se explica a continuación.

Mediante el empleo de la modelación matemática se simula en función del tiempo el recrecimiento del perfil longitudinal del lecho en el paso, para distintas alternativas de profundidades de corte de dragado (Figura 10.13.).

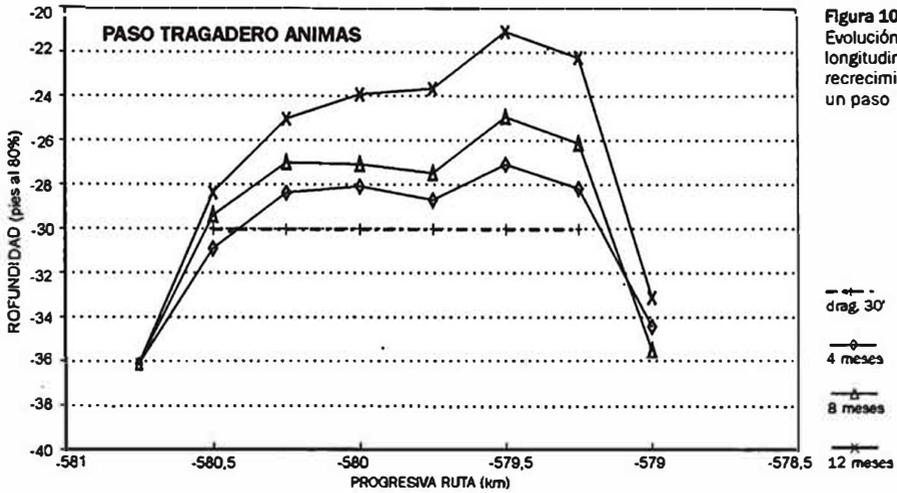


Figura 10.13. Evolución perfil longitudinal de recrecimiento en un paso

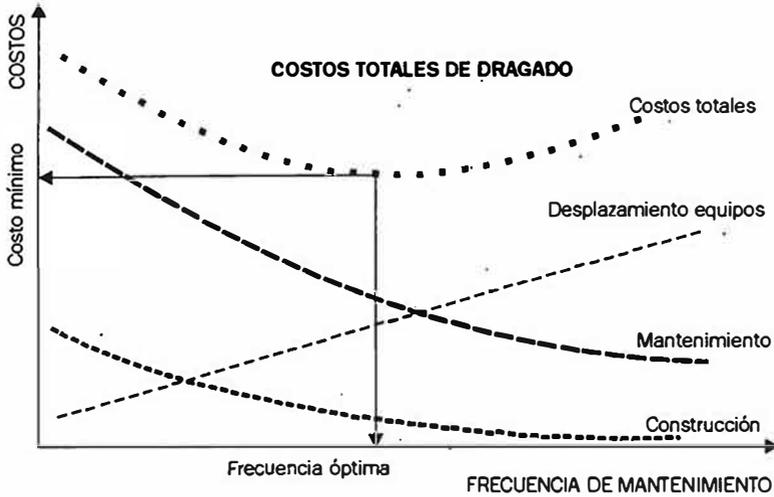
De estos resultados se extraen los valores de volúmenes sedimentados y profundidades determinantes, ambos variables en función del tiempo; con los cuales se construyen las curvas de calado disponible y volúmenes sedimentados con posterioridad a la obra de dragado (Figuras 10.5. y 10.6.). Estas curvas son consideradas características de cada paso, y muestran cómo reacciona sedimentológicamente el mismo luego de la obra. Las variaciones de las pendientes de las curvas son demostrativas de la evolución de las tasas de sedimentación.

A continuación se adoptan distintas frecuencias de mantenimiento anual de 1 (cada 12 meses) hasta 4 (cada 3 meses), con la cantidad de intervalos que se desee analizar. Para cada frecuencia adoptada se determina la profundidad náutica inicial, que adicionando revanchas definirá la cota de dragado. Ello se obtiene ingresando al gráfico de Figura 10.5. por las abscisas hasta interceptar el calado deseable a mantener, y luego siguiendo esta curva hasta interceptar el eje de ordenadas.

Luego se ingresa de igual manera al gráfico de Figura 10.6., hasta interceptar la curva de profundidad de dragado obtenida en el párrafo anterior; y del eje de ordenadas se determina el volumen sedimentado en el paso luego de dragarlo a esa profundidad, y transcurrido el intervalo de mantenimiento adoptado.

Este valor multiplicado por la frecuencia anual de dragados determina el volumen de sedimentos anual a dragar. Este volumen permite calcular el costo de obra propiamente dicha, al cual deberá adicionarse los costos de traslado de equipos, creciente proporcionalmente al número de dragados anuales, para obtener los costos totales que se grafican en la Figura 10.14. El valor mínimo de la curva de costos totales así obtenida define en abscisas la frecuencia de mantenimiento más económica, y en ordenadas el correspondiente costo de dragado para mantener ese paso.

Figura 10.14.
Costos totales
de dragados de
mantenimiento



En el caso de calados muy próximos a los naturales de equilibrio del paso la frecuencia de mantenimiento más conveniente es de una vez al año, pero a medida que se desean mantener calados mayores la optimización económica evidencia la necesidad de aumentar las frecuencias, es decir a disminuir los períodos entre mantenimientos. Obviamente, la decisión final estará también condicionada al parque de dragas disponibles y a la cantidad y ubicación de pasos existentes en cada tramo de la ruta.

Momento oportuno para realizar las obras

Un análisis de los registros de la Ex DNCPyVN, organismo estatal que ha mantenido las vías navegables durante casi un siglo, permite establecer que, exceptuando períodos de inconvenientes presupuestarios como también años extraordinarios, en la mayoría de los casos los trabajos de mantenimiento se efectuaron en fechas muy próximas a los períodos de estiaje o aguas bajas. En estos momentos los niveles de pelo de agua descienden y el nivel del lecho se encuentra sobreelevado, como consecuencia de la sedimentación anteriormente ocurrida.

Por otra parte, mediciones de campo disponibles, en total acuerdo con la teoría, evidencian elevadas tasas de sedimentación en los pasos durante los períodos de crecientes, incluyendo también la primera parte del período de recesión. Este hecho invalida la ejecución de obras de dragado de mantenimiento en los pasos durante aguas altas, fundamentalmente porque el material extraído es rápidamente repuesto por la corriente, perdiendo la obra eficacia y durabilidad.

Además, durante los períodos de aguas altas no se producen problemas críticos de calado en la ruta, ya que si bien el nivel del lecho en los pasos crece, el nivel de agua lo hace más rápidamente, obteniéndose en consecuencia buenas profundidades para navegar.

En virtud de lo expuesto resulta que desde que comienza a crecer, hasta la primera parte de la recesión del pico no es conveniente realizar obras de mantenimiento. Queda en consecuencia el lapso comprendido entre este momento y el comienzo del estiaje (porción media de la rama descendente del limnigrama) como el período más conveniente para realizar las obras de dragado. Este tiempo, en el caso del río Paraná, es de varios meses, motivo por el cual es necesario precisar más las fechas de obra. Por otra parte, las crecientes no se producen siempre en la misma época del año. En la Figura 10.15., se puede observar un histograma de alturas medias mensuales (obtenido con la serie histórica), y dos limnigramas observados que demuestran la variabilidad de ocurrencia de los picos y estiajes.

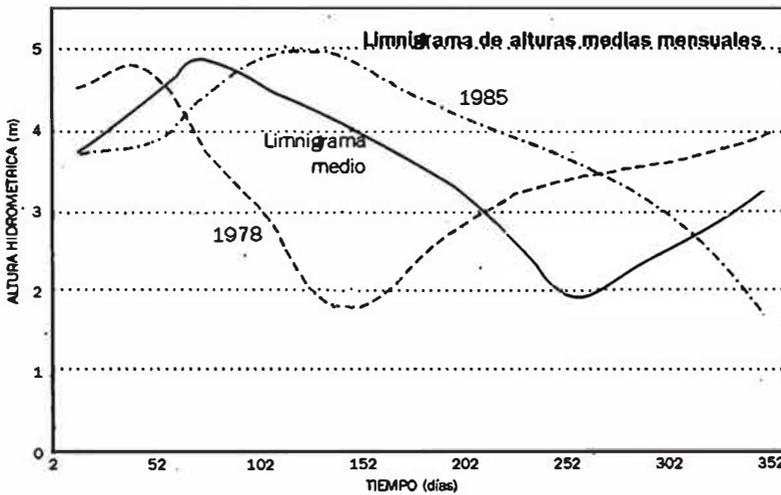


Figura 10.15. Variabilidad de ocurrencia de los descensos de niveles

Procedimiento de cálculo

Mediante el uso de la modelación matemática se analizó cuáles serían las respuestas sedimentológicas para un paso dado, dragando el lecho a una misma profundidad o cota inicial, pero en diferentes fechas, dentro del período de conveniencia previamente acotado.

Figura 10.18.
Sistema de
señalización



Para el caso de un año típico, los resultados muestran que ejecutar la obra en el mes de julio arroja como respuesta el menor volumen pero mantiene una profundidad náutica menor. En el otro extremo, o sea dragando en el mes de abril, si bien la profundidad náutica determinante es algo mayor, el volumen de obra aumenta considerablemente. Para las dos situaciones intermedias, es decir realizando la obra en los meses de mayo ó junio se obtienen profundidades náuticas superiores al primer caso, con un volumen de obra escasamente superior.

Del análisis se concluye que habrá un momento oportuno de efectuar el dragado que, para mantener un dado calado de diseño en un determinado paso, minimice los costos de obra. La FICH desarrolló un método (Prendes y otros 1994) el cual permite determinar este momento del año más conveniente para ejecutar los dragados en cada paso, y así confeccionar un cronograma de obras (Figura 10.17.) que minimice los costos de mantenimiento de un tramo.

El mismo consiste en determinar gráficos como el ejemplo de Figura 10.18., que se consideran característicos de cada paso. El empleo de éstos permite establecer con cuánto tiempo de anticipación al estiaje conviene dragar el paso, para que los volúmenes de obra sean los mínimos posibles.

Como puede notarse, a medida que se aumenta el calado de la ruta la obra se debe anticipar en el tiempo. En el ejemplo dado, puede observarse que a partir de 28 pies, para incrementar levemente el calado aumentan excesivamente los costos.

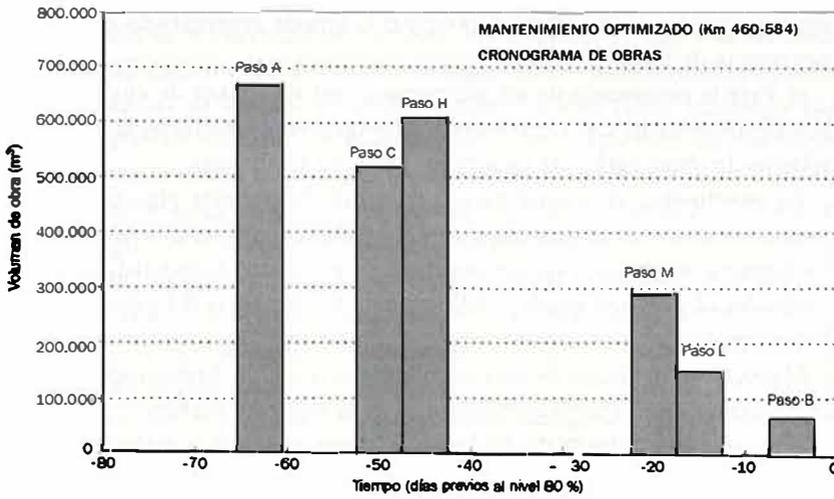


Figura 10.17.
Cronograma de obras de dragado

Si bien la validez del método desarrollado está relativamente condicionada a la ocurrencia de un hidrograma medio similar al adoptado para los cálculos, su empleo presenta ciertas ventajas:

- a) Si el hidrograma real del año siguiente (que se desea mantener) resulta diferente en amplitud al adoptado, la ruta quedará dragada para menores o mayores calados respecto del deseado, pero en forma homogénea para todos los pasos.
- b) Si el hidrograma real del año entrante resulta desfasado al adoptado, el método relaciona las fechas de obra en función del momento en que se produce el nivel de diseño, durante el descenso, motivo por el cual el

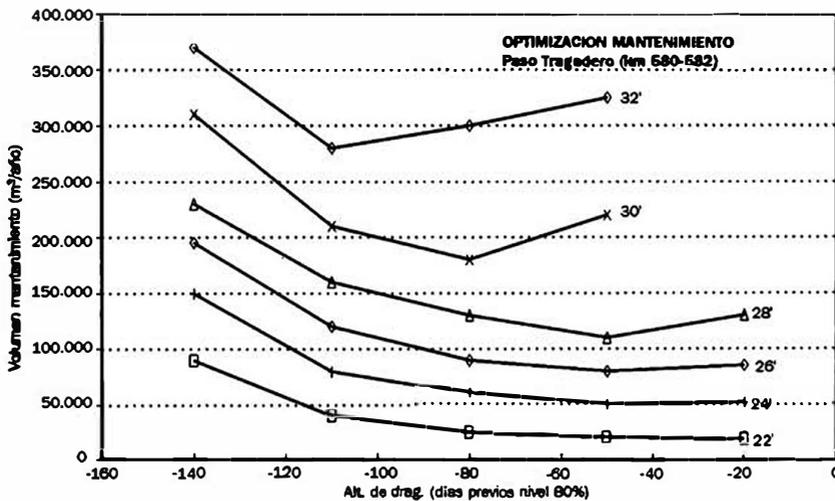


Figura 10.18.
Momento oportuno de obra

cronograma de obra se podrá anticipar o atrasar especulando con la ocurrencia de dicho estado.

c) Para la ocurrencia de un hidrograma real resultante de cualquier combinación de las dos situaciones analizadas precedentemente, el orden relativo de obras para cada uno de los pasos no se alteraría.

En conclusión, el procedimiento desarrollado permite planificar el mantenimiento optimizado de un tramo de ruta, para un determinado limnigrama adoptado. Para un año dado en particular, la bondad de los resultados obviamente queda condicionada a la ocurrencia del pronóstico hidrológico.

El momento oportuno de obra se complementa con la determinación de la frecuencia óptima de mantenimiento, de la siguiente manera:

- Para grandes calados de diseño de la ruta (tramo oceánico), la optimización del mantenimiento consiste en determinar primero la frecuencia óptima de dragados anuales y luego los momentos de obra más oportunos, particularmente si la frecuencia óptima resulta de 1 o 2 veces por año.

- Para calados de diseño medios y menores (ruta barcacera), generalmente, los volúmenes de obra y el comportamiento del río no justifican más de una frecuencia anual. En estos casos, la optimización del mantenimiento se logra determinando sólo el momento más oportuno del año para ejecutar la obra.

Esta diferenciación no es absoluta para toda la ruta y depende individualmente de las características de cada paso. Para el caso del ejemplo (Figura 10.18.) se puede observar que para calados superiores a los 30 pies los volúmenes de mantenimiento son elevados. En estos casos la planificación depende fundamentalmente de la frecuencia óptima de dragados.

Influencia de las crecidas extraordinarias

La magnitud de las obras de mantenimiento es variable para cada paso en función de sus características hidráulicas y morfológicas, y fundamentalmente, de la forma del hidrograma de ese año. Los costos de mantenimiento para años medios son relativamente conocidos, dada la experiencia de obras realizadas; sin embargo, la duda se genera ante situaciones consideradas extraordinarias, cuando estos costos aumentan marcadamente y es necesario preverlos para no dejar el sistema inoperante.

Las magnitudes que pueden alcanzar las crecientes extraordinarias en el río Paraná son conocidas y cuantificables. Lo que comúnmente se observa son los niveles de agua, pero a los fines de la navegación también interesan los volúmenes de sedimentos transportados. Es posible demostrar que este transporte sólido es función de la cuarta, o quinta,

potencia de la velocidad de corriente (ver Capítulo 5), que a su vez crece más rápidamente que los niveles de agua. Como consecuencia pequeñas diferencias de niveles, entre dos crecientes, dan como resultado que transportan volúmenes de sedimentos muy diferentes. Es necesario analizar el efecto que las crecientes producen, ya que la condición de "costos extraordinarios" para la obra dependerá, no sólo de los volúmenes a dragar, sino también de los tiempos disponibles.

Se ha realizado un estudio de las influencias de las crecientes para un paso crítico considerado representativo (Prendes y otros, 1996 b). En el mismo se analiza cómo responde sedimentológicamente ante el pasaje de crecidas extraordinarias. Los resultados obtenidos se exponen a continuación y permiten apreciar las consecuencias de diferentes crecientes, y cuáles situaciones originan costos de mantenimiento extraordinarios.

Funcionamiento sedimentológico de los pasos de navegación

Durante estados de aguas estacionarios la tendencia morfológica predominante del río es a mantener el lecho con cotas estables, en un cierto equilibrio con los caudales específicos que se producen. Es este uno de los motivos por los cuales la modulación del río beneficia a la navegación. En esta hidrovía, la gran superficie tributaria y variabilidad estacional de las lluvias desvanece por completo esta posibilidad. Por otra parte, si bien existe un gran número de represas construidas, la escasa capacidad de almacenamiento total no permite la regulación del río.

Esta situación afecta a la navegación fluvial pues sufre las consecuencias propias de un río condicionado, no sólo a la estacionalidad de niveles favorables, sino además, como se explicó anteriormente, a los inevitables costos de mantenimiento de calados que las variaciones de caudales ocasionan.

La mayoría de los pasos funciona de la siguiente manera: durante el período de crecientes, el volumen de sedimentos arenosos que el río trae al paso, transportado tanto por arrastre como en suspensión, es superior al que tiene capacidad de quitar, o llevar hacia aguas abajo. Ello ocasiona una acumulación de sedimentos en el paso, que depende de los caudales y duración de la creciente.

Cuando el río baja, esta relación de transporte generalmente se invierte. Es decir, la corriente transporta hacia aguas abajo del paso mayor cantidad de sedimentos de la que trae, convirtiéndose en un dragador natural del mismo, pero a una tasa menor que a la que depositó durante la crecida. Esto da lugar a que el ritmo de descenso de las cotas del fondo sea menor que el de los niveles de agua, motivo por el cual son necesarias las obras artificiales de dragado complementarias.

Como podrá inferirse, la cantidad de sedimentos que artificialmente habrá que quitar del paso dependerá también de la duración y velocidad de recesión de la crecida. Es decir, la magnitud del volumen a dragar y la prontitud de la obra, que generan la condición de costos extraordinarios, están directamente asociadas con las características de la bajante.

Comportamiento de un paso típico durante crecidas

El mismo se denomina Tragadero y está ubicado en el tramo medio del río Paraná (Figura 10.19.). Pertenece al sector de la ruta fluviomarítima, entre las progresivas km 580 - 583, que actualmente se mantiene con 22 pies de calado.



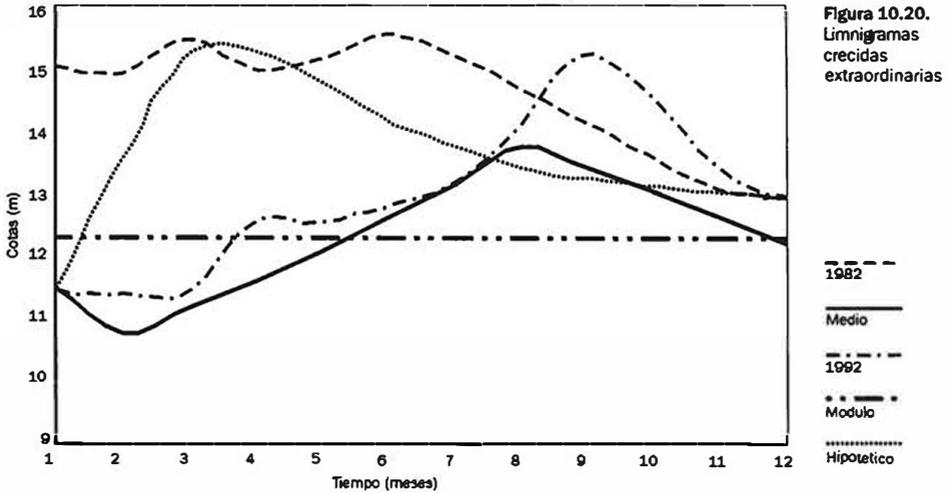
Figura 10.19. Paso Tragadero

En el ejemplo elegido se producen los efectos de mayor incidencia en la formación de un paso: expansión, bifurcación y cruzamiento o sesgo entre dirección de corriente y traza de canal.

Para analizar el comportamiento sedimentológico de este paso ante el pasaje de crecientes, se seleccionaron dos de ellas consideradas extraordinarias, con la intención de magnificar los efectos producidos. Se trata de las ocurridas en el año 1982/3 y 1992, que son descritas en los Capítulos 3 y 6.

La crecida de 1983 tuvo características de extraordinaria no sólo por su caudal máximo sino además por su volumen total de escurrimiento,

que fue el mayor valor conocido en toda la serie histórica de registros. El limnigrama tuvo un descenso muy lento, debido a lo cual prácticamente no existió estiaje entre ese año y el siguiente.



La creciente del año 1992 tuvo un caudal máximo $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ menor que el de 1983, pero con una gran diferencia con respecto a la curva de recesión, la cual se produjo en un tiempo relativamente muy corto. Consecuencia de ello el volumen total escurrido durante ese año fue muy inferior al de 1983.

En la Figura 10.20., se grafican los dos limnigramas descritos junto a un tercero, en este caso hipotético, que se incorporó para aportar mayores fundamentos a las conclusiones del análisis. Todos ellos superpuestos y en comparación con un cuarto caso considerado como el de una crecida media ordinaria, que es el más frecuente y esperable cada año.

Para analizar comparativamente las respuestas sedimentológicas del paso ante el pasaje de estas cuatro crecidas también se efectuó una corrida del modelo matemático para el caso de que el río estuviese totalmente regulado, con una descarga módulo permanente durante todo el año.

Resultados obtenidos

Como consecuencia del pasaje de las crecientes el nivel del lecho sube hasta alcanzar un valor máximo (Figura 10.21.). Esto ocurre poco tiempo después del pico del limnigrama, y luego comienza a bajar. Es decir se produce sedimentación en el paso durante los ascensos de niveles de agua, que se prolonga hasta un cierto tiempo posterior al pico, y luego el paso naturalmente comienza su autodragado, que se extiende hasta el final del estiaje.

Figura 10.21.
Perfil
longitudinal en
el pico de la
crecida (paso
Tragadero)

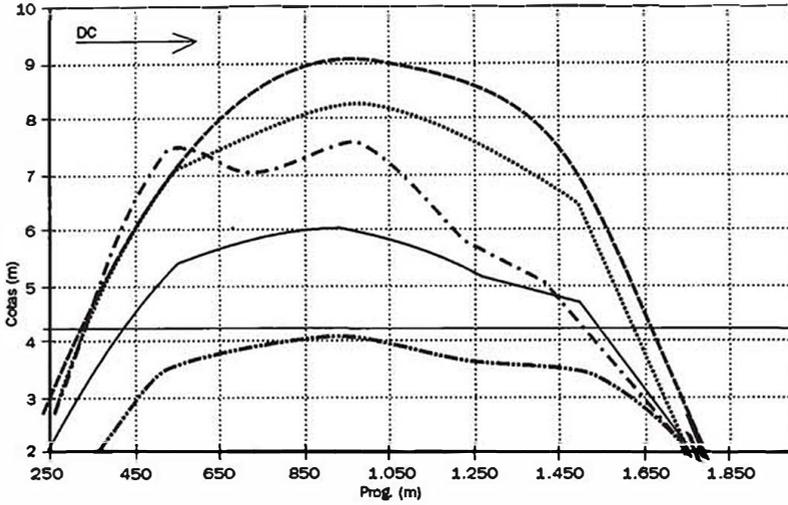
1992

Módulo

1992
.....
Hipotético

Ordinaria

Dragado



La inercia sedimentológica con que el paso responde a las variaciones hidráulicas, es la responsable de definir cuál es la condición de mantenimiento extraordinaria para cada paso, ya que cuando más rápidos son los descensos de niveles de agua posteriores al pico, y más lenta es la respuesta sedimentológica del paso para lograr la condición de equilibrio, mayor es el volumen de sedimentos a dragar artificialmente para su mantenimiento.

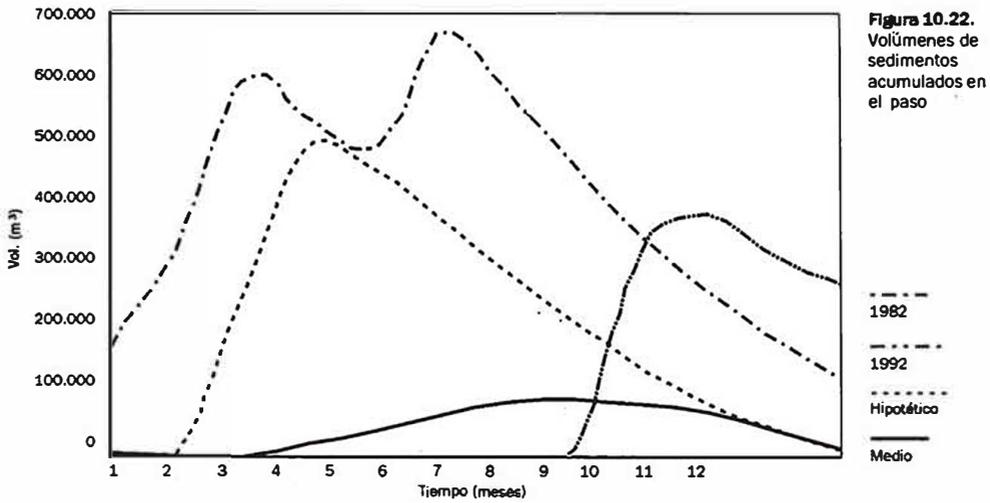
Comparando los perfiles de máximo recrecimiento (Figura 10.21.), se puede apreciar que la crecida de 1992 a pesar de llegar a un caudal pico igual a la hipotética, debido a su corta duración, no llega a depositar la misma cantidad de sedimentos. Sin embargo, su rápido descenso hace que en el momento del dragado el material remanente a quitar sea mayor (Figura 10.22.).

Las mismas gráficas permiten visualizar claramente que la correlación entre crecidas extraordinarias y costos de mantenimiento del canal de navegación no se relacionan en magnitud, ya que la crecida menos voluminosa y duradera de las tres, pero con un descenso rápido, es decir la ocurrida en 1992, deja como consecuencia al final del año los mayores costos de mantenimiento.

En base a lo expuesto, el volumen de sedimentos a dragar como mantenimiento al final de la crecida no sólo dependerá de cómo reacciona sedimentológicamente cada paso, sino de qué tan rápido es el descenso.

A modo de conclusión se podría destacar que el principal motivo que genera problemas de calado a la navegación en los pasos críticos son las crecidas.

Los volúmenes de sedimentos máximos acumulados en los pasos durante el pasaje de las crecidas extraordinarias están relacionados con la magnitud y duración del caudal pico, pero el volumen de dragado de mantenimiento del mismo se relaciona fundamentalmente con la rama descendente del



limnigrama. Las condiciones de costos de mantenimiento extraordinarios sólo se producen en caso de crecidas importantes, pero combinadas con posteriores descensos rápidos de niveles. En estas situaciones los costos se incrementan no sólo por los volúmenes a dragar, sino además por el escaso tiempo disponible para mantener un gran número de pasos, requiriéndose de varios equipos trabajando simultáneamente en el tramo.

Este hecho hace que crecientes con caudales máximos extraordinarios pero descensos suaves no produzcan costos de mantenimiento extraordinarios, situación que sí ocurriría con una crecida de características ordinarias pero con un descenso rápido de niveles.

Cómo afecta esta condición extraordinaria, o bajante rápida de niveles, a cada paso depende además de las características hidráulicas y sedimentológicas del mismo. Los pasos más anchos y largos obviamente serán los más afectados, mientras que los de escasa longitud, donde el fondo responde con prontitud a los cambios de velocidades de la corriente, logran limpiar naturalmente más rápido el sedimento acumulado durante la crecida, requiriendo en consecuencia un menor volumen de obra de dragado de mantenimiento.

La sedimentación en accesos y zonas portuarias

A diferencia de los problemas de sedimentación en los pasos críticos, la acumulación de sedimentos en zonas portuarias resulta más complicada de analizar. Ello se debe a que se produce no sólo la depositación de arenas sino además de material fino, limo y arcillas, en cuyo caso existen posibilidades de floculación.

Figura 10.23.
Sedimentación
en el acceso al
Puerto de
Barranqueras



La sedimentación de arenas se produce generalmente en forma de barras, en las bocas de los canales de acceso, como también en los ingresos de dársenas. Esta depositación es de desarrollo localizado, y su remoción implica obras de dragado.

La sedimentación del material fino (limos y arcillas) en el tramo medio del río Paraná se produce fundamentalmente durante los meses de mayores aportes del río Bermejo. Para un año típico, esto ocurre entre los meses de diciembre y mayo, con un atraso de aproximadamente un mes con posterioridad a las lluvias intensas de verano, que se producen en la alta cuenca, en el límite con Bolivia (mayores detalles se brindan en Capítulo 5).

Estos sedimentos finos son transportados por la corriente sin prácticamente interactuar con el lecho. Su depositación se produce sólo en determinadas zonas, donde las velocidades disminuyen por debajo de los 30 cm/s. Con respecto a la navegación, causan serios problemas de calado en los accesos a puertos, interior de dársenas, adyacencia a muros de amarre, y zona de muelles. En este último caso la presencia de las pilas favorece la captación de material flotante (camalotes, etc), se desarrolla una zona de bajas velocidades de corriente y aguas estancas, que fomentan el recrecimiento del fondo por la sedimentación de este material fino.

Si bien el conocimiento acerca de los mecanismos predominantes que hacen depositar el material fino en un ambiente fluvial es escaso, es probable que en algunos puertos de esta hidrovía se produzcan condiciones propicias para que limos finos y arcillas precipiten formando flóculos y agregados. Esta hipótesis tendría incluso mayor fundamentación debido a posibles cambios significativos en la calidad del agua, ya sea por el vertido de

descargas cloacales, pluviales e industriales, lavado de sentinas, pérdida de materiales transportados (combustibles, cereales, oleaginosas, aceites, spellets, minerales, etc),



Figura 10.24.
Puerto de
Santa Fe

Son varios los puertos de esta hidrovía que presentan problemas de calado por sedimentación de finos (además de arenas). A modo de ejemplo se pueden citar los de Barranqueras, Reconquista, La Paz, Santa Fe, Diamante, Villa Constitución y San Pedro, entre otros. Antiguamente los puertos fluviales se ubicaban en zonas naturales que ofrecían resguardo ante oleaje y efectos erosivos de la corriente, pero como desventaja estos lugares son afectados por la sedimentación.

El diseño de los puertos fluviales modernos con calados cada vez más exigentes, es diferente, ya que se prefiere controlar eventuales problemas de erosión en vez de los costosos y sistemáticos dragados de sedimentos para mantener las profundidades. Es así como en la actualidad se buscan lugares de buenas profundidades naturales donde no se produzca sedimentación. Como ejemplos se pueden citar la mayoría de los puertos ubicados sobre la margen barrancosa derecha del río Paraná, en cercanías de Rosario, donde las altas velocidades de corriente controlan los problemas causados por la sedimentación de arenas y finos.

Como dos casos donde la sedimentación ocasiona importantes costos de mantenimiento se puede citar a los puertos de Barranqueras y Santa Fe.

En el primero de ellos las altas concentraciones de sedimentos finos aportados por el río Bermejo a través del río Paraguay, con concentraciones máximas superiores a los 1000 gr/m^3 , que no logran aún diluirse en el agua clara del Paraná, ingresan al puerto por el riacho

Barranqueras, donde las velocidades de corriente son sustancialmente inferiores a las del cauce principal. Debido a esta reducción de la capacidad de transporte se deposita un porcentaje del orden del 30% de esta carga de sedimentos (Prendes y otros, 1996 b), ocasionando un atrofiamiento progresivo del riacho que se utiliza como acceso fluvial al puerto (Figura 10.23.). Simultáneamente también se depositan arenas en la boca de ingreso de este curso, lo cual limita la captación de caudales, reduce las velocidades de corriente en su interior, y el consecuente aumento de la sedimentación de finos dentro del riacho.

El puerto de Santa Fe tiene una zona de maniobras y dársenas de atraque con relativamente bajos costos de mantenimiento (Figura 10.24.). Esto ocurre gracias a que la corriente que las alimenta proviene de la laguna Setúbal, la cual funciona como una trampa natural de sedimentación. De esta manera las concentraciones de sedimentos en suspensión que llegan al puerto en sí son muy bajas y de material muy fino que prácticamente no se deposita. El problema fluvial de este puerto consiste en mantener los calados en su canal de acceso, particularmente en su tramo exterior, donde la configuración de la corriente y morfología de la zona ocasionan una sedimentación intensa de material granular (arenas) y finos, aportados por el río Colastiné (FICH, 1993 b).

Figura 10.25.
Puerto de
Diamante



El mantenimiento de esta hidrovía

La ejecución de numerosos estudios y servicios de asistencia técnica a terceros, ha permitido que personal de la FICH recorriera en varias

oportunidades la hidrovía fluvial en todo el tramo argentino. Estas campañas de mediciones y reconocimientos de campo han facilitado un enriquecedor intercambio de opiniones con lugareños que viven dentro de este gran sistema fluvial, como también con técnicos de la ex DNCPYVN, y usuarios de la hidrovía (personal embarcado, prácticos, pilotos y baqueanos), que la navegan continuamente. Ello ha permitido elaborar un esquema de manejo y control muy particular (FICH, 1997 b), adecuado a este gran río, que aprovecha las excepcionales condiciones naturales que brinda este sistema.

El criterio de optimización económica y ambiental que debería ser adoptado para el diseño y mantenimiento de esta hidrovía consiste en utilizar al máximo la tendencia natural del río. Esto implica que la correcta ubicación del material dragado en los pasos sea una necesidad, y en consecuencia una obligación, tan importante como la de quitarlo del canal navegable. La adecuada ubicación del material extraído tiene como objetivo mejorar progresivamente las posibilidades de automantenimiento de calados en la ruta, controlando la clásica expansión de corriente que ocasiona la sedimentación en los pasos críticos.

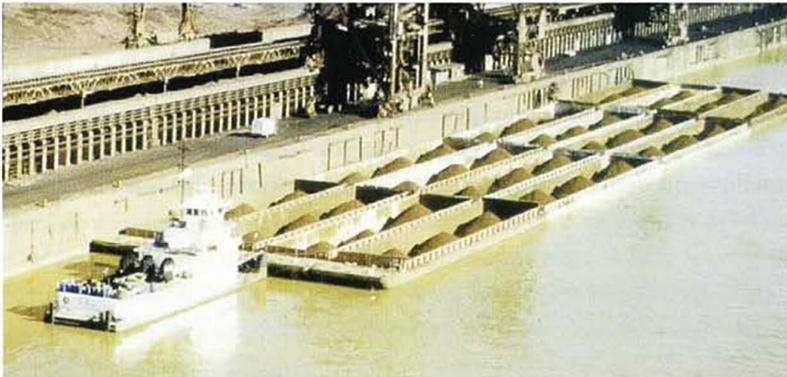


Figura 10.26.a
Tren de
barcazas

Para ello resulta necesario afianzar bancos naturales en formación, ubicados en forma adyacente al canal navegable en los pasos. De este modo la obra de dragado no será una acción meramente paliativa, sino además correctiva. En la mayoría de los casos es imprescindible utilizar equipos aptos que permitan depositar el material dragado en zonas de escasa profundidad, compatibles con el propósito de encauzamiento de la corriente que se persigue.

Bajo la premisa de aprovechar las condiciones naturales corresponde destacar que las obras de dragado de mantenimiento se deberían realizar conforme con estos criterios de diseño, y no insistiendo con una determinada traza permanente en el tiempo. Ello se debe a que las dimensiones de los anchos de

solera de los canales, en pasos críticos y curvas, y la posición y tipo de señales a colocar y mantener, son una función de la traza de la ruta, que dadas las características cambiantes del río es necesario readecuar continuamente.

Las obras de dragado, tanto de la apertura como del mantenimiento de la hidrovía, se consideran necesarias siempre y cuando no fuera posible evitarlas mediante una readecuación de la traza del canal, o cambios parciales de la ruta, que pudieran efectuarse. En todos los casos en que se presenten diferentes alternativas de traza, a igualdad de seguridad para la navegación, se debería seleccionar aquella que demande menores volúmenes de dragado. Este criterio se fundamenta no sólo en el aspecto económico sino además y principalmente en un concepto ambiental, de aprovechar al máximo las condiciones naturales del río ejecutando las menores obras de dragado posible, como una manera de garantizar una mínima afectación al recurso.

En este sentido, la constante evolución morfológica de cauces y bancos (ver Capítulo 4), hace que las profundidades naturales cambien continuamente de posición, resultando que en la mayoría de los casos es conveniente desplazar la traza del canal en vez de insistir con voluminosas obras de dragado, que no acompañan la tendencia natural del río. Esto exige de un continuo y permanente análisis y evaluación de posibilidades de cambios de ruta por subtramos. Para lograrlo es imprescindible un seguimiento permanente de la evolución morfológica del río, apoyado en estudios y mediciones, que permitan establecer la solución de menor intervención antrópica orientada a resolver el problema con la pronta movilización de señales, a otra traza sobre el mismo cauce, u otro brazo del mismo río.

Figura 10.26.b
Mediciones de campo



Estas características de la hidrovía argentina determinan que para el mantenimiento del canal de navegación, además de tener que contar con

equipos de dragado y señalización, se debe contemplar también otra tarea primordial, continua y permanente, como es la ejecución de mediciones y estudios. Esta actividad se debe realizar con el objetivo de promover una progresiva reducción de las obras de dragado con el tiempo, mediante una correcta interpretación de la tendencia morfológica natural del río, favoreciendo e intentando lograr su autoregulación. Ello redundará en una disminución de los costos de obras de dragado.

Si bien la obtención de información topobatimétrica es imprescindible para verificar las profundidades, efectuar el seguimiento de los cambios morfológicos, y corregir por ende la traza del canal navegable; se considera sumamente importante la ejecución de mediciones de campo adicionales, con el objeto de conocer detalladamente la distribución de la corriente. Esta sugerencia tiene por objeto cuantificar y documentar también la “causa” de los cambios morfológicos, y no sólo sus “efectos”.

El análisis de la información y antecedentes disponibles a la fecha no deja lugar a dudas de que para pronosticar la evolución de los pasos del río Paraná se requiere disponer de un conocimiento, continuo y dinámico en el tiempo, de la situación morfológica e hidráulica. Resulta prácticamente imposible lograr para cada paso crítico un diseño del canal de navegación que sea la solución definitiva y permanente.

Se considera que tanto la información de campo existente, como la que resulte de esta tarea en el futuro, constituyen un valioso patrimonio nacional en el conocimiento del río y no sólo tienen por objeto facilitar las tareas de mantenimiento de la hidrovía a corto plazo, sino además ser la base de información para decisiones futuras, respecto del manejo integral de todo el sistema.

Como resultado de estas tareas, en consecuencia, se debería además confeccionar, mantener y actualizar un banco de datos hidráulicos y morfológicos que le darían continuidad a la útil información histórica existente (lograda desde principios de siglo por la ex-DNCPyVN), propiedad del Estado Nacional.

A tales fines, el cuadro siguiente propone las tareas y frecuencias de mediciones y estudios que se deberían ejecutar para un correcto mantenimiento de la hidrovía:

TAREA	FRECUENCIA
Cartas de navegación y relevamiento general	Quinquenal
Actualización de la Carta de Navegación impresa	Anual
Carta electrónica de navegación (actualización)	Mensual
Pasos críticos, relevamientos detallados	Trimestral
Pasos críticos, perfil longitudinal	Mensual
Medición de corriente y muestreo de sedimentos	Trimestral
Instalación y mantenimiento de hidrómetros	Continua

continúa

TAREA	FRECUENCIA
Nivelación de los hidrómetros	Quinquenal
Pronóstico de niveles	Continua
Ejecución de aforos líquidos y sólidos	Continua
Mediciones batimétricas pre y post obra	Continua
Pronóstico de sedimentación en los pasos	Continua
Pronóstico de rutas alternativas	Anual
Transmisión de información	Continua
Monitoreo y estudios ambientales	Continua
Control de ruta	Continua
Mediciones de urgencia	Eventual
Tratamiento y archivo de información	Continua

Problemas hidráulicos y sedimentológicos por resolver

El mantenimiento de las vías navegables y accesos a los puertos fluviales en territorio argentino (sin incluir el estuario del Río de la Plata), origina costos del orden de 40 millones de dólares por año, cifra significativa, que para ser solventada genuinamente afecta a los costos de transporte de cargas, y en consecuencia se propaga a todos los eslabones de la cadena productiva, influyendo en el desarrollo de la economía regional.

Obviamente, dada su naturaleza estos costos no se pueden eliminar por completo, pero sí reducir sustancialmente. Para ello es necesario comprender en detalle el funcionamiento de este gran sistema fluvial, de manera de poder establecer el origen de los principales inconvenientes físicos para el desarrollo sustentable y optimizado de la hidrovía fluvial argentina.

Los ríos Paraná y Paraguay, con sus regímenes hidrológicos variables y lecho aluvional de sedimentos fácilmente erosionables conforman un complejo sistema fluvial, donde corriente y morfología interactúan continuamente, de manera que lecho y márgenes del cauce principal y brazos secundarios, como también el valle aluvial en una escala de tiempo mayor, están continuamente cambiando sus formas.

Esto origina tareas de dragado y señalización del canal de navegación como única alternativa paliativa actual de la problemática. Si bien los procesos de sedimentación en los pasos han sido motivo de estudios y contribuciones, aún restan otros temas importantes por analizar y resolver. Los mismos involucran aspectos de la hidráulica fluvial, así como cuestiones de diseño y constructivas del canal navegable. A continuación se presenta un listado de los principales puntos sobre los cuales se debería aportar la investigación y

desarrollo tecnológico en el futuro (Prendes, 1996 a):

- a) Sedimentación de material fino.
- b) Migración del thalweg del río.
- c) Evolución de bancos y destino del material refulado.
- d) Evolución de taludes de canales dragados.
- e) Desarrollo de dunas.
- f) Disponibilidad del material extraído y aptitud de equipos.
- g) Dificultades del sistema de señalización.

Sedimentación de material fino

En los procesos de sedimentación de pasos críticos en el cauce del río Paraná generalmente interviene sólo la fracción arenas, ya que la carga de lavado se transporta en concentraciones muy inferiores a niveles de saturación, de manera tal que a pesar de disminuir la capacidad de transporte de la corriente, ésta sigue siendo aún suficiente para transportar la carga de lavado impuesta desde aguas arriba. Este hecho queda sólidamente demostrado por la escasa, casi nula, participación de la fracción de sedimentos finos en el material extraído mediante obras de dragado durante el mantenimiento de pasos críticos.

No ocurre lo mismo en canales transversales al cauce principal del río Paraná, accesos y zonas portuarias, especialmente de los puertos que no están ubicados directamente sobre el cauce principal. Como ya se explicó, en estos lugares, la baja o casi nula velocidad de la corriente crea condiciones propicias para que el sedimento fino (limos y arcillas) precipite, ocasionando problemas de calado.

A diferencia de la depositación del sedimento granular (no cohesivo), en el caso de limos y arcillas, al tratarse de sedimento de menor tamaño con formas laminares y presencia de partículas cohesivas este proceso adquiere características de un fenómeno físico-químico, altamente influenciado por las propiedades mineralógicas del sedimento y químicas del agua, conocido como floculación y/o formación de agregados.

En particular, para el caso del río Paraná, se conocen algunos estudios pero con muy limitados datos o información de campo para aplicarlos. A los efectos del mantenimiento de calados en los puertos, se considera que este tipo de problema debería estudiarse con mayor énfasis.

Como parte de los estudios de sedimentación en el embalse del Proyecto Paraná Medio, la Empresa Agua y Energía contrató el asesoramiento de un experto en el tema. El informe elaborado (Partheniades, 1987) sugiere que el comportamiento del sedimento fino ($d < 50$ micrones) del río Paraná, ante la presencia de la represa, sea analizado contemplando floculación.

Durante el desarrollo de tareas de investigación y servicios a terceros de la UNL, Montagnini y otros (1997) analizaron la depositación de material fino en el canal de acceso al puerto de Santa Fe, empleando la metodología de sedimentación independiente propuesta por Owen-Camp. Los resultados se ajustaron a datos medidos peño adoptando tamaños medios de sedimentos del orden de los 30 microns (FICH, 1993). Este valor resulta considerablemente superior a los tamaños medios de sedimentos transportados como carga de lavado, lo cual podría enmascarar una eventual formación de agregados.

Aplicando una metodología que contempla posibilidades de floculación, a unos pocos datos disponibles de sedimentación en el Puerto de Barranqueras, se obtuvieron resultados coherentes. Sin embargo, para validar esta conclusión se requiere mayor fundamentación.

El aspecto clave, que orientaría la metodología de cálculo más adecuada, sería determinar la existencia o no de floculación en las condiciones del río Paraná. En este sentido la bibliografía disponible advierte sobre floculación aun con agua dulce de río pero en presencia de porcentajes significativos de caolinita. Si bien este tipo de arcillas es minoritaria en la cuenca del río Bermejo, principal tributario de la carga de lavado del Paraná (Capítulo 5), se considera existente en agua proveniente del Alto Paraná (afluentes misioneros). Una evidencia que aporte fundamentos a lo expresado podría surgir al analizar datos de sedimentación en la represa de Salto Grande (Irigoyen y otros, 1998), en donde se observa que para un estado de caudales aproximadamente constante se advierte una fuerte influencia de la concentración de entrada en la eficiencia de atrape del embalse.

Se presume que otro tipo de arcilla que favorece la floculación es la motmorillonita, cuya presencia en la carga sólida que aporta el río Bermejo se da en porcentajes elevados (30 a 40 %), de tal manera que las dudas sobre la importancia o magnitud de la eventual floculación en determinadas condiciones del Paraná Medio se mantiene vigente y necesita una respuesta.

Lo expresado ha motivado a la FICH a iniciar una línea de investigación que incluya mediciones de campo para aportar conocimientos sobre el tema. Para ello se ha seleccionado una laguna natural perteneciente al mismo valle de inundación del sistema Paraná, a la cual ingresa un cauce definido aportando material sólido en suspensión con las mismas concentraciones de material fino que transporta el cauce principal del río Paraná. Durante el período de mayores aportes del río Bermejo en el año 1999, se han realizado en esta laguna «Laboratorio», campañas semanales de abundantes mediciones de velocidades y concentraciones de sedimentos en suspensión y análisis de muestras de fondo, a lo largo de líneas de corriente. Las mismas tienen como finalidad determinar de qué manera precipita el material fino en suspensión a medida que la velocidad de corriente disminuye, desde

valores similares a los observados en el cauce principal (más de 1 m/s), hasta aguas prácticamente estancas.

Las muestras extraídas han sido también motivo de análisis granulométricos y mineralógicos para determinar si se produce floculación, o el material se deposita en forma independiente. Estas investigaciones están en desarrollo (Mangini y otros, 2000) y son motivo de un análisis detallado aún no finalizado. Los resultados a obtener se espera que permitan generar una metodología de cálculo para el tramo medio del río Paraná, no sólo aplicable a los fines de la navegación sino además para evaluar la colmatación de embalses y otros reservorios naturales y artificiales.

Migración del thalweg del río

El cauce principal del río Paraná, en la mayor parte de su recorrido, funciona como un escurrimiento muy ancho, poco profundo, que contiene en su interior una corriente concentrada con mayores caudales específicos y profundidades que en el resto de la sección. Esta corriente concentrada erosiona el lecho labrando una especie de canal más profundo y muy activo (thalweg) dentro del mismo cauce.

A pesar de que el cauce principal presenta tramos relativamente rectos con suaves estrechamientos y ensanchamientos, este canal más profundo divaga dentro del cauce principal con una gran variabilidad temporal, acorde a los estados del río y a modificaciones morfológicas naturales producidas aguas arriba, a veces hasta varias decenas de kilómetros distantes. Mayores detalles sobre este tema se brindan en el Capítulo 4.

El éxito en el diseño de la ruta de navegación más adecuada en el río Paraná depende en gran medida de hacerla coincidir lo más posible con este canal natural. Este criterio es relativamente simple de cumplir en la mayoría de los casos, excepto en dos situaciones particulares.

Una de ellas son los denominados pasos de navegación en travesías, donde a pesar de identificarse un thalweg, las profundidades son insuficientes, y a su vez la posición del mismo es muy cambiante.

El otro caso complicado es cuando se producen bifurcaciones del río en dos o más brazos, donde si bien alguno de estos cauces es más caudaloso que los otros, en determinadas situaciones críticas, que a veces duran algunos años, se produce una suerte de competencia entre brazos, en un intento de captar un mayor porcentaje del caudal total.

Esta situación de indefinición momentánea natural complica a la navegación, pues la elección de una ruta equivocada, o la insistencia con una traza sobre un cauce que el río tiende a abandonar, implica mayores costos de mantenimiento. Es por ello que se recurre a los conocidos cambios de ruta, es decir a desplazar el canal de navegación en todo un

tramo. Para poder elegir correctamente entre alternativas disponibles juega un rol importante el pronóstico de la divagación del thalweg, en la zona inmediata de aguas arriba de las bifurcaciones.

En la bibliografía se dispone de teorías para analizar este tema, pero no se conocen aplicaciones fundamentadas en el río Paraná. Cualquier intento de conocer con mayores detalles este proceso morfológico, y en especial poder cuantificarlo y pronosticarlo, significaría un gran avance regional y una apreciada herramienta para diseñar y mantener la ruta de navegación fluvial.

En la FICH se ha iniciado el estudio de esta temática a través de un proyecto de investigación. Mediante el empleo de cartografía histórica del cauce principal, obtenida por la DNCPYVN durante más de un siglo, complementada con información hidrosedimentológica, se han estudiado para tramos representativos las variaciones experimentadas por el thalweg durante los últimos 100 años, tratando de identificar las principales variables que las originaron. El objetivo final es comprender los procesos que gobiernan las divagaciones de ese "verdadero río" dentro de otro mayor, y el desarrollo de herramientas que permitan describirlos y predecirlos.

Evolución de bancos y destino del material refulado

En determinadas zonas del cauce principal del río Paraná la corriente pierde capacidad de transportar sedimentos, originando depósitos que forman bancos de arena. Estos, durante cada creciente, tienden a cambiar de ubicación, generalmente migrando hacia aguas abajo, produciendo serios inconvenientes a la navegación por la inestabilidad de las zonas más profundas en proximidades del mismo.

A su vez, el desarrollo de un banco nuevo cambia considerablemente la configuración de la corriente, modificación que produce efectos hacia aguas abajo, en una compleja relación entre morfología y flujo, desencadenando inestabilidades morfológicas que se trasladan hacia aguas abajo.

Gracias a los relevamientos batimétricos existentes (DNCPYVN), es posible analizar detalladamente este proceso, aunque en la mayoría de las veces como una explicación a los cambios posteriormente detectados aguas abajo.

Para la navegación sería sumamente útil no sólo poder pronosticar la formación de un banco sino además conocer cuantitativamente su influencia aguas abajo. Esto se lograría en base a la modelación, para la cual por razones de costo y simplicidad la herramienta matemática resulta promisoría.

Con la misma técnica se podrían dilucidar otras dudas que actualmente preocupan en los estudios de navegabilidad, como las relacionadas con: los efectos marcadamente bidimensionales en algunos pasos, el destino final del material refulado en zonas con velocidades importantes de corriente, las variaciones del escurrimiento inducidas por bancos, la posición más

adecuada de un banco artificial para mejorar la navegabilidad de un paso, los errores cometidos por considerar constantes las condiciones morfológicas de borde en los modelos físicos y matemáticos, cuánto se debe alejar una condición morfológica de borde constante para que no afecte los resultados de la modelación, etc.

Evolución de taludes de canales dragados

Con respecto a la evolución natural de los taludes dragados, existen varios aspectos que requieren ser analizados con mayor grado de detalle. Los mismos deberían aportar información sobre metodología constructiva, diseño adecuado, y evolución o desarrollo natural posterior a la obra. Un mayor conocimiento al respecto resultaría muy útil para resolver las cuestiones operativas que se plantean a continuación.

Cada dragador, en base a la profundidad de corte, y al equipo de dragado de que dispone, adopta un método constructivo del talud acorde a su conveniencia, entre los cuales pueden citarse a modo de ejemplo: el corte abrupto con sobrancho del canal, el corte abrupto con sobreprofundidad contigua al veril, el corte escalonado, el dragado de repaso, y algunas combinaciones más, entre otras variantes.

En forma natural, durante y con posterioridad a la obra, la corriente desarrolla el talud hacia una condición estable, a la cual se aproxima en forma exponencial en función del tiempo. La optimización de este tipo de obra depende de un gran número de variables, tales como: material del lecho, características de la corriente, profundidad de corte, sesgo de la traza, metodología constructiva y equipo de dragado disponible.

Para evaluar diferentes variantes constructivas y diseños de obra es necesario conocer, para cada caso en particular, cómo sería el desarrollo natural que el talud va a ir adoptando sucesivamente en función del tiempo.

Desarrollo de dunas

La presencia de dunas puede afectar considerablemente el calado en los pasos, por cuanto las crestas de las mismas reducen puntualmente la profundidad disponible.

En ciertos casos las dunas alcanzan alturas de algunos metros, y en consecuencia el calado navegable se reduce varios pies. Un ejemplo histórico que merece destacarse es el paso Canal de Muelles, frente al puerto de Rosario. En este lugar la tasa de sedimentación es prácticamente despreciable, pero la presencia de dunas mayores a cinco metros de altura (Figura 10.27.), ocasionan un serio problema para la navegación (FICH, 1999).

REGISTRO DE ECOGRAFA PERFIL LONGITUDINAL
EJE DEL CANAL EN PROXIMIDADES DE ROSARIO

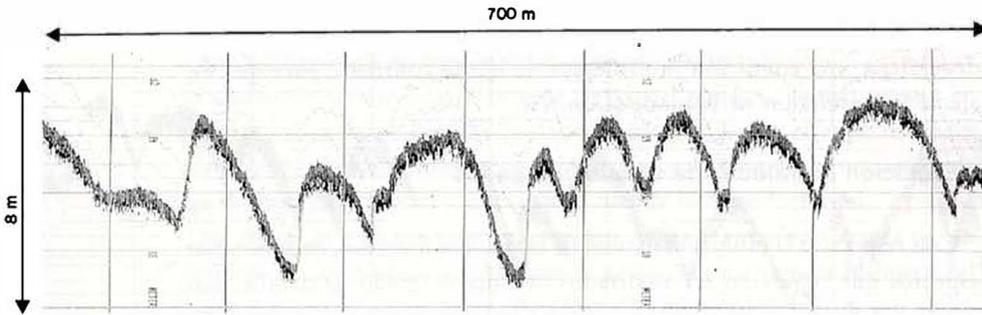


Figura 10.27. Mediciones de dunas en el Canal de Navegación (Rosario)

Existen otros ejemplos más donde la altura de las dunas, sin llegar a tales dimensiones, reducen significativamente el calado disponible. Para contrarrestar este efecto mediante obras de dragado, se practican básicamente dos variantes:

Una de ellas es efectuar el corte periódico de las crestas de las dunas, o arrasado parcial de las mismas, que se realiza dragando distintas porciones superiores de la duna, siendo el alisado total una opción extrema.

La otra variante consiste en adicionar a la sobreprofundidad, o porción del tirante que se diseña por debajo de la profundidad náutica, un valor extra sumado a la tasa de sedimentación entre mantenimientos, para contrarrestar de esta manera la influencia del desarrollo de las dunas en el calado.

En cualquiera de los casos resultaría sumamente útil poder conocer cuál sería el proceso inducido o la reacción natural del lecho, ante cualquier tipo de obra que modifique la condición de equilibrio entre las características hidráulicas y las dunas existentes, previo a la obra.

Logrado esto se podría pronosticar la evolución morfológica en régimen transitorio, mediante la cual el lecho retorna a su condición de equilibrio. Cuantificar este proceso brindaría la posibilidad de elegir la metodología de obra más conveniente para cada caso en particular.

Para ello, es necesario analizar el proceso físico que gobierna el desarrollo de las formas de fondo. La bibliografía disponible y experiencias documentadas son abundantes respecto de este fenómeno, pero la absoluta mayoría está referida a condiciones de equilibrio o régimen permanente, cuando la duna se desplaza sin deformarse, habiendo logrado su condición morfológica de equilibrio acorde con las características hidráulicas y sedimentológicas imperantes.

Es sumamente escaso el grado de conocimiento del proceso (velocidad de crecimiento combinada con el avance), cuando la duna se forma bajo condiciones hidráulicas, morfológicas y sedimentológicas particulares. Tal

es el caso de una obra de rasuramiento, o corte parcial o total de las dunas. En estas situaciones se generan interrogantes sobre cuál sería la velocidad de recrecimiento y avance, a partir de un lecho plano artificial, hasta su nueva condición de equilibrio.

Este mecanismo debería conocerse mejor y poder cuantificarse para analizar diferentes alternativas de obras. También para evaluar la velocidad de avance y eventual ingreso y superposición de un tren de dunas que, finalizada la obra de arrasado en el paso, haya quedado en condiciones naturales de equilibrio, pero inmediatamente aguas arriba del lugar dragado.

En Capítulo 5 se advierte que son apreciables los avances logrados en tareas de investigación sobre dunas, e incluso en situaciones de crecientes importantes, pero en régimen estacionario (Amsler y otros, 2000). Para el río Paraná falta destinar esfuerzos que permitan abordar el tema en régimen transitorio, una de cuyas aplicaciones inmediatas serían las vías navegables.

Disponibilidad del material extraído. Aptitud de equipos

Las obras de dragado en pasos de la hidrovía fluvial se efectúan con distintos tipos de dragas. Las de Succión con Cántaras y las Dustpan por sus rendimientos, son consideradas como las económicamente más eficientes. Como desventajas, ambas presentan problemas operativos debido a las limitaciones para disponer y reubicar convenientemente el material extraído.

Las Dustpan (Figura 10.28.) tienen como inconveniente la relativamente corta longitud de su cañería de impulsión. En consecuencia a veces no se puede alejar la boca de refulado del material extraído lo suficiente de la zona del canal. Además, la posición angular máxima del eje de la cañería con respecto de la línea de dragado resulta otra limitante.



Figura 10.28.
Draga Dustpan
Gentileza
DNCPyVN

Por lo expresado, en muchas oportunidades es posible que parte del material extraído, y luego de refulado sobre el veril, sea transportado por la corriente y se deposite sobre la traza del mismo canal, hacia aguas abajo.

Estos inconvenientes surgen como consecuencia de que son equipos diseñados para operar en ríos regulados y de menores anchos (Mississippi), con otras características, donde la longitud y disposición de la cañería de impulsión resultan suficientes para refular el material en un lugar adecuado.

En determinados casos de la hidrovía argentina, empleando este equipo resulta sumamente difícil alejar la boca de refulado del canal, hacia aguas abajo,

Figura 10.29.
Draga de
Succión con
Cántaras
Gentileza
Jan de Nui



especialmente cuando se está dragando el hilo del veril opuesto a la zona elegida para depositarlo. En este caso, además, la cañería debe cruzar todo el ancho del canal previamente dragado, obstaculizando el tráfico de embarcaciones.

En resumen, la boca de refulado queda a veces ubicada a escasos 100 metros del veril, con lo cual cierta cantidad de material refulado inevitablemente retorna al canal aguas abajo. Donde se produce el volcado de la hidromezcla de agua y arena al río, los tamaños mayores precipitan inmediatamente, pero los más finos permanecen un cierto tiempo en suspensión, siendo desplazados por la corriente hacia aguas abajo, a medida que la zona de concentraciones elevadas se expande por efectos de dispersión turbulenta.

Por su parte, las dragas de succión con cántaras (Figura 10.29.), si bien pueden alejar el material extraído de la zona del paso, presentan dos problemas importantes asociados con este hecho.

Uno de ellos es que no se puede disponer de dicho material para ubicarlo convenientemente cerca del mismo paso, cumpliendo con la función de direccionar y concentrar la corriente, para facilitar el autodragado o mantenimiento natural del paso. Ello se debe a que estas zonas son generalmente poco profundas y la draga no puede acceder para el volcado, por falta de calado. Esta limitante convierte el accionar de estos equipos en una tarea exclusivamente paliativa, sin aportar efectos correctivos de la sedimentación en el paso.

El otro inconveniente que presenta este tipo de dragas es que las zonas profundas, aptas para el acceso y volcado del material extraído de cada paso, generalmente se ubican en la próxima contracción del río, aguas abajo del mismo. Si el material volcado quedara en esos lugares no deberían esperarse problemas, por cuanto aun así la profundidad sería suficiente para la navegación. Pero sucede que en la mayoría de los casos el material volcado allí no queda. Esta apreciación resulta obvia, por cuanto el río genera en forma natural estas fosas debido al estrechamiento del escurrimiento (ver Capítulo 4), y en consecuencia la corriente volverá a restituir el equilibrio natural que artificialmente ha sido alterado.

Entonces, si el material allí volcado no queda en el lecho, la pregunta inmediata y preocupante es dónde va a parar. Una posible respuesta, digna de tenerse en cuenta por sus implicancias, es que a mediano y largo plazo esta metodología de mantenimiento, además de no ser correctiva, posiblemente contribuya a generar y/o empeorar otro paso ubicado aguas abajo.

A modo de conclusión, por sus características particulares posiblemente las hidrovías fluviales argentinas, especialmente en el tramo barcacero requieran un tipo de equipo de dragado específico y a medida, diseñado bajo el concepto de que la buena ubicación del material extraído, para ayudar la tendencia natural de autodragado del paso, sea un objetivo tan importante como el de quitar el sedimento del canal. El diseño de este equipo especial constituye un desafío para la ingeniería naval y la hidráulica fluvial, que debería afrontarse en el futuro mediano.

Dificultades del sistema de señalización

El sistema de señalización tradicionalmente utilizado trae varios inconvenientes que se pueden agrupar en dos motivos vinculados, por una parte con el sistema en sí, y por otra con la dinámica fluvial.

En el primer caso, las señales en tierra y flotantes en el río deben ser de gran porte para que sean visibles a grandes distancias. Para las pantallas y balizas en tierra es un problema mantener la vegetación controlada, también su acceso para el mantenimiento en zona de islas. Por su parte las flotantes son pesadas para desplazar, caras de mantener, necesarias de reparar y

reubicar ante eventuales colisiones por parte de trenes de empuje.

Por otro lado, la dinámica morfológica cambiante del río continuamente las deja mal posicionadas y con necesidad de reubicarlas. Durante las crecientes los embalsados de camalotes y la propia corriente las desplazan fuera de lugar.

Si bien este sistema tradicional es necesario y útil para la navegación visual, se debería complementar mejorando la seguridad de la navegación, especialmente durante horas nocturnas.

La ubicación precisa de embarcaciones, tanto sea para efectuar estudios como para la navegación comercial constituye un verdadero problema en un río de la magnitud del Paraná con su extenso valle de inundación, numerosos cauces secundarios, y un canal de navegación con dimensiones limitadas.

En los últimos años las cartas de navegación han quedado desactualizadas y además su confección con las metodologías convencionales es costosa, por lo que es necesario desarrollar nuevos modos de resolver estos inconvenientes, con actualización permanente y eficiente de los cambios producidos en el río.

Las posibilidades que brindan los equipos GPS, en combinación con el empleo de cartografía digital elaborada con imágenes satelitales y mediciones de campo, la implementación de equipos portátiles a bordo de las embarcaciones, y la generación de software específicos, conforman un sistema tecnológico moderno que debería desarrollarse y aplicar de manera sistemática en la hidrovía.

Como antecedente, la FICH a través de servicios de asistencia a terceros y tareas de investigación y desarrollo tecnológico (Huespe y Dopazzo, 1996), ha logrado amplios conocimientos y experiencia en el tema, como así también entrenamiento, desarrollo de software y puesta a punto del sistema, incluyendo radio enlace para trabajos con corrección diferencial a tiempo real. Esta tecnología ha sido implementada y probada en un tramo piloto de la ruta, con resultados satisfactorios que permiten sugerir su utilización en toda la hidrovía.

Agradecimientos

Este capítulo se confeccionó utilizando como antecedentes una numerosa cita de publicaciones y servicios a terceros, realizados en la FICH. En estos trabajos participaron muchos docentes y profesionales de la UNL. Los autores expresan su agradecimiento a todos ellos, en especial a Mario M. Amsler y Mario I. Schreider por sus continuas contribuciones sobre esta temática, y sus acertadas opiniones y sugerencias en la revisión del capítulo.

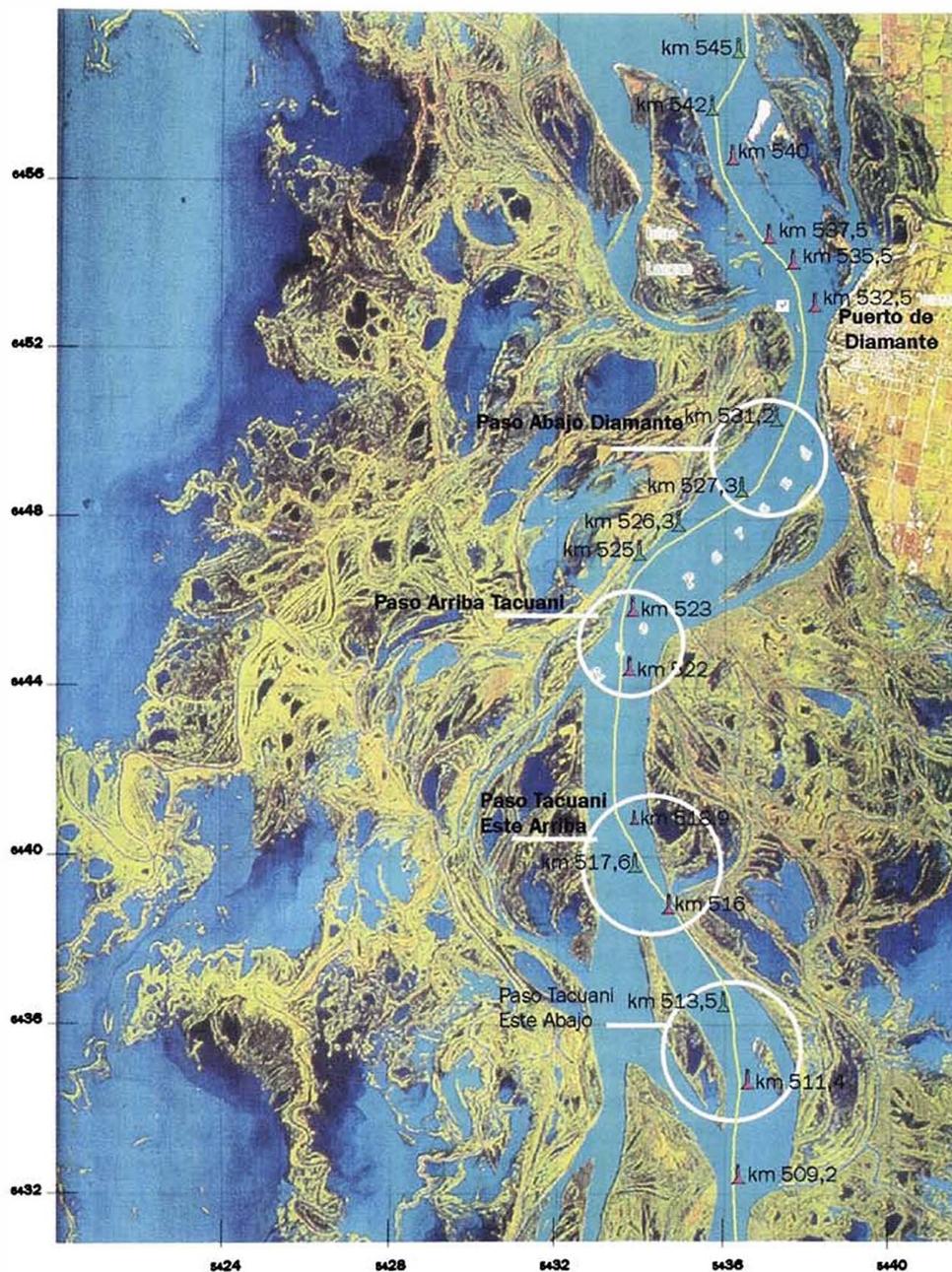


Figura 10.30. Carta de navegación con GPS

Bibliografía

- Amsler, M.I. y Gaudin, H.E.** (1994). "La superposición de dunas y el transporte de la carga de fondo en el río Paraná". Anales XVI Congreso Nacional del Agua. La Plata.
- Engelund, F.A. y Fredsoe, J.** (1976). "A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels". Nordic Hydrology. Vol. 7. Pp. 293-306.
- Amsler, M.L.; Prendes, H.; Romano, C. y J. Huespe** (2000). "Características de Grandes Dunas en el Río Paraná". Trabajo presentado al Comité de Selección del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Córdoba.
- Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH)** (1988/89). "Estudio sobre la Evolución Hidráulica y Morfológica del río Paraná en los pasos Tragadero y Tacuaní del canal de navegación". Convenio entre la FICH y la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPYVN).
- (1990/91). "Diagnóstico sobre las condiciones de navegación en la ruta Rosario - Océano, tramo Paraná Inferior". Convenio entre FICH, el Instituto Nacional de Ciencias y Técnicas Hídricas, y la Cámara Argentina de Propietarios de Puertos Privados Comerciales.
- (1991). "Prefactibilidad para incrementar el calado de navegación de la ruta de ultramar Rosario Océano. Tramo Paraná Inferior". Convenio entre FICH, el Instituto Nacional de Ciencias y Técnicas Hídricas, y la Cámara Argentina de Propietarios de Puertos Privados Comerciales.
- (1992). "Relevamiento batimétrico y análisis de las características del canal de navegación en Paso Borghi, río Paraná Inferior". Convenio entre FICH y la empresa Terminal 6 SA.
- (1992). "Proyecto de un Canal de Navegación para barcazas en el río San Gerónimo, Canal de Acceso y Zona de Maniobras en Puerto Reconquista". Convenio entre FICH y las empresas Buyatti SAICA y Vicentín SACIFI.
- (julio y agosto de 1993). "Asesoramiento e Inspección de las Obras de dragado del Canal de Navegación para barcazas en el Río San Gerónimo". Convenio entre FICH y las empresas Buyatti SAICA y Vicentín SACIFI.
- (1993). "Factibilidad Técnico Económica para la Navegación con Ultramarinos en el tramo Santa Fe - Puerto San Martín del Río Paraná". Convenio entre la FICH y el Consejo Federal de Inversiones.
- (marzo de 1995). "Estudio de las condiciones de navegabilidad de los ríos Paraná y Paraguay, al norte de Santa Fe, en territorio Argentino". Convenio entre FICH (UNL) y la Provincia de Santa Fe, las Bolsas de Comercio de Rosario y Santa Fe, y un grupo de empresas privadas.
- (mayo de 1997). "Análisis de las condiciones actuales del canal de navegación entre Santa Fe (Km 584) y Puerto San Martín (Km 456)". Convenio entre FICH (UNL) y el Ente del Puerto de Santa Fe.
- (Julio de 1997). "Confeción y adaptación de los Pliegos Licitatorios, para la Concesión de los

- servicios de Adecuación y el Mantenimiento de la Hidrovía Argentina desde Santa Fe al norte". Convenio entre FICH (UNL) y la Subsecretaría de Puertos y Vías Navegables de la Nación.
- (agosto de 1997). "Proyecto de adecuación y mantenimiento de la Hidrovía del Alto Paraná, desde Confluencia (Km 1240) hasta Puerto Iguazú (Km 1927)". Convenio entre FICH (UNL) y la Subsecretaría de Puertos y Vías Navegables de la Nación.
- (1995 a 1999). "Asesoramiento y control del calado disponible en el Acceso al Puerto de Santa Fe". Convenio entre FICH (UNL) y el Ente Puerto Santa Fe.
- (1999). "Estudio de la influencia de las Dunas en los pasos Borghi y Canal de Muelles". Convenio entre FICH (UNL) y la empresa Hidrovía SA.
- (1997 a 1999). "Control de calados disponibles en el Acceso al Puerto de Villa Constitución". Convenio entre FICH (UNL) y el Ente del Puerto.
- (1998 y 2000). "Mediciones batimétricas para el control de calados frente al Puerto de Ibicuí". Convenio entre FICH (UNL) y Performar SA.
- (2000). "Estudios para optimizar los dragados de mantenimiento en el Puerto de Diamante". Convenio entre FICH (UNL) y la empresa Cargil SA.
- Fredsøe, J.** (1978). "Sedimentation of River Navigation Channels". Journals of the Hydraulics Division. ASCE. Vol.104. N° HY2. Pp.--
- (1985). "Mecánica de Dunas de Arena". Curso Latinoamericano de Mecánica Fluvial. Laboratorio de Hidráulica Aplicada. INCYTH. Buenos Aires.
- Huespe, J. y Dopazzo, F.** (noviembre de 1996). "Experiencias con GPS aplicado a la navegación. Su aplicación al Puerto de Santa Fe". XVI Congreso Nacional del Agua. San Martín de los Andes, Neuquén.
- Irigoyen M.I.; Simonet, d.M.; Zamanillo, E.A.; y H.H. Prendes** (3-7 agosto de 1998). "Análisis de la sedimentación en el embalse de Salto Grande". Págs. 376 - 385, Tomo 3, Tema: Geomorfología, erosión y sedimentación hídricas. Anales del XVII Congreso Nacional del Agua y II Simposio de Recursos Hídricos del Conosur. Santa Fe.
- Mangini, S.P.; Prendes, H.H.; Amsler, M.L. y J. Huespe** (2000). "La sedimentación de Limos y Arcillas en Ambientes del río Paraná". Trabajo presentado al Comité de selección del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Córdoba. Argentina.
- Montagnini, M.D.; Amsler, M.L.; Schreider, M.I.; Prendes, H.H. y J. Huespe** (1997). "Sedimentación en canales transversales a la llanura aluvial del Río Paraná", II Jornadas del Grupo Montevideo, San Bernardino, Paraguay.
- Partheniades, E.** (1987). "Sedimentación de limos y arcillas en el Paraná Medio". Informe técnico de asesoramiento. AyE.
- Prendes, H.; Schreider, M.; Amsler, M.; Huespe, J. y C. Cian** (set. 1992). "Determinación de la

frecuencia óptima de dragado de mantenimiento en un Paso de Navegación", XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena, Colombia. - Vol. 3, Tema 5, Pp. 175-184.

Prendes, H.; Schreider, M.; Amsler, M.; Huespe, J., Cian, C. y D. Lima (set. 1992). "*Metodología para evaluar la sedimentación en un canal de navegación fluvial (río Paraná Inferior, Argentina)*", XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena, Colombia, - Vol. 3, Tema 5, Pp. 195-206.

Prendes, H.; Huespe, J.; Schreider, M.; Amsler, M. y F. Franco (noviembre de 1994). "*Metodología para planificar dragados de mantenimiento en Pasos de Navegación Fluvial*", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Santiago, Chile, Vol. 2, Tema 4, Pp. 381-392.

Prendes, H. H. (octubre de 1996). "*Planificación de tareas de investigación y docencia en el tema ingeniería fluvial aplicada a las vías navegables*". Informe presentado para los concursos ordinarios de la FICH (UNL).

Prendes, H.H.; Torres, G.R. y C.R. Zapata (noviembre de 1996). "*Aspectos Sedimentológicos del riacho Barranqueras*", XVI Congreso Nacional del Agua. San Martín de los Andes, Neuquén.

Romano, C.; Amsler, L.; Prendes, H. H. y J. Huespe (1996). "*Evolución de Taludes Dragados en Canales Navegables del río Paraná*". Informe interno. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas. Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe, Argentina.

— (agosto de 1998). "*Evolución de taludes dragados en canales de navegación fluvial. Ajuste de un modelo de predicción en el río Paraná*". Pp. 174 - 183, Tomo 4, Tema: Hidráulica. Anales del XVII Congreso Nacional del Agua y II Simposio de Recursos Hídricos del Conosur. Santa Fe, 3-7.

Schreider, M.I. y Amsler, M.L. (1992). "*Bedform steepness in alluvial streams*", Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, N 6.

Van Rijn, L.C. (dec. 1984). "*Sediment transport, Part III: Bed forms and Alluvial Roughness*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, N 12.

10.

**ASPECTOS HIDRÁULICOS
Y SEDIMENTOLÓGICOS
DE LA HIDROVÍA FLUVIAL
Actualización**

Héctor H. PRENDES, José HUESPE,
Silvina P. MANGINI

10.

Introducción

Diseños de sobre anchos de canal en curvas

**Comportamiento de zonas de vaciados
de dragas THSD**

**Impactos en la costa debido al oleaje
generado por la navegación**

Síntesis

Bibliografía

Introducción

Transcurridos 20 años desde la redacción del capítulo original, en esta nueva edición del libro se incluye una actualización sobre la misma temática, basada en conocimientos que han surgido para los autores en este tiempo. Los trabajos de base que dan origen a esta actualización provienen del desarrollo de numerosos servicios de asistencia técnica a terceros, aplicados a las hidrovías de los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay, como así también a resultados de varios proyectos de investigación, ejecutados en la FICH-UNL.

Al respecto, se incorporan de manera muy resumida motivaciones, desarrollos y conclusiones obtenidos sobre los siguientes aspectos:

- Diseños de sobreeanchos en curvas.
- Comportamiento de zonas de vaciados de dragas THSD.
- Impactos del oleaje por navegación sobre las costas.

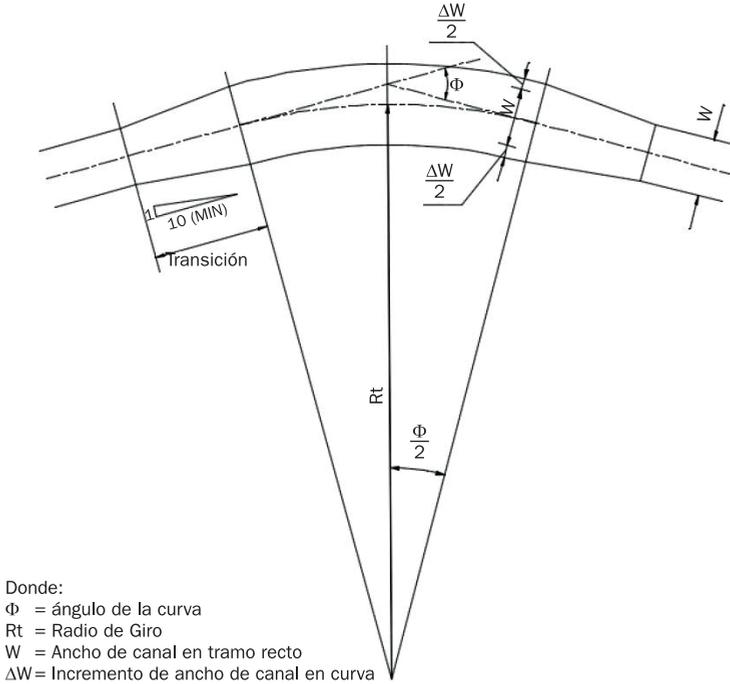
Diseños de sobreeanchos de canal en curvas

Los diseños de canales de navegación en una hidrovía fluvial involucran determinar anchos de la solera del canal. Estos se adoptan en base a la aplicación de distintas metodologías para que navegue una determinada embarcación tipo en tramos rectos, y posteriormente se agregan sobreeanchos en curvas y travesías, los cuales también se adoptan en dimensiones y forma acorde a diferentes normas. A continuación se presenta un análisis resumido y propuesta más conveniente de diseñar sobreeanchos en curvas para las hidrovías argentinas.

El método gráfico utilizado para trazar ambos veriles del canal de navegación en una curva debe lograr empalmar suavemente con la traza del canal en los tramos rectos (sin sobreeanchos), existentes antes y después de la curva, y obtener en el vértice de la curva las dimensiones de sobreeancho necesarias para que las embarcaciones maniobren adecuadamente. Al hacer un giro, la popa del buque se mueve en dirección opuesta a la del giro, o trayectoria de la proa, y debido a esto la embarcación desarrolla una deriva respecto a la alineación del eje del canal.

Existen varios métodos para el trazado de este sobreebanco en curvas. El utilizado hasta la fecha en la hidrovía del Paraná se conoce como método «Circle Turn». Se traza la misma curva que presenta el eje del canal (mismo radio), expandiendo cada veril una distancia igual a la mitad del sobreebanco. Luego, para empalmar con el tramo recto anterior y posterior, se utiliza una transición gradual rectilínea 1:10, como muestra la siguiente figura.

Figura 10.31. Método «Circle Turn» utilizado para trazar sobreebanco en curvas.



En base a experiencias adquiridas, la FICH propone un nuevo método, en el cual el ancho del canal es gradualmente variable a lo largo de toda la curva, con el sobreebanco máximo en el vértice de la misma. El veril externo se traza con el mismo radio que el eje, y el veril interno se traza con un radio mayor, tratando de «enderezar» o «abrir» más la curva original del eje del canal. Es un método práctico que se realiza siguiendo los siguientes pasos: 1) Calcular ancho en tramo recto; 2) Determinar sobreebanco en la curva (S), por ejemplo criterio USCOE; 3) Hallar el nuevo radio de curvatura (R') (conservando el ángulo); 4) Trazar la nueva curva con R' ; 5) trazar el veril externo paralelo al eje; y 6) Trazar el veril interno con el radio mayor R' y contemplando el sobreebanco S en el vértice de la curva, hasta empalmar asintóticamente con los veriles del canal en los tramos rectos (anterior y posterior).

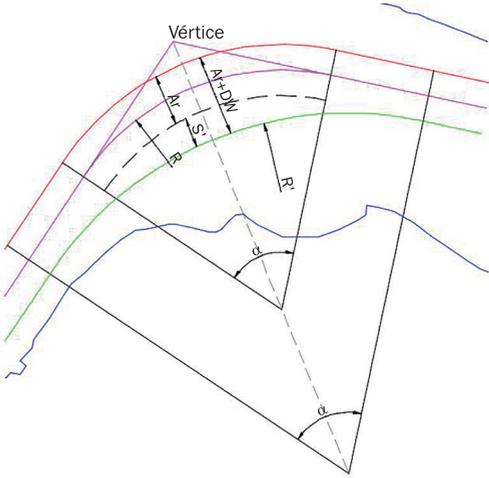


Figura 10.32. Método «FICH» propuesto para trazar sobreeanchos en curvas.

$$d = C + S$$

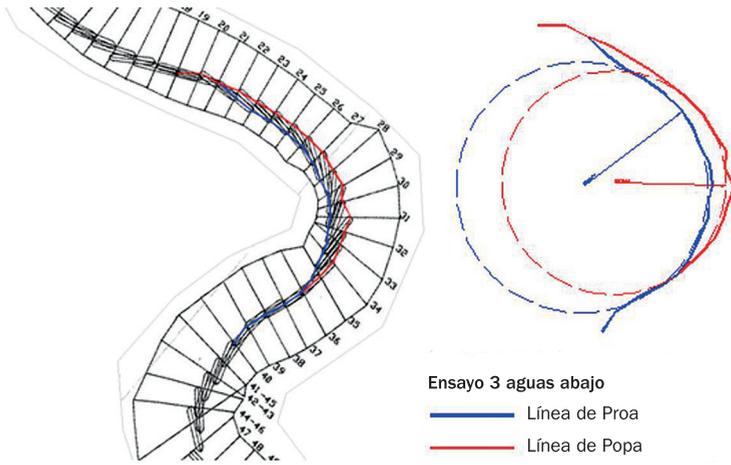
$$C = \sqrt{R^2 + E^2} - R$$

$$R' = \frac{d * \text{sen}(\alpha / 4 + 90)}{\text{sen}(\alpha / 4) \text{tg}(\alpha / 2)}$$

$$E = R * \text{tg}(\alpha / 2)$$

Entre los fundamentos para proponer este método, se analizó el antecedente «Modelo de navegación de la Vuelta de San Antonio», desarrollado por el INCYTH en el año 1990, el cual incluyó la simulación de las maniobras de un buque tipo en un modelo físico. En este antecedente se muestran las trayectorias y sucesivas posiciones de un buque tipo Panamax, de 230 m de eslora y 32 m de manga, realizando la maniobra. A partir de ensayos simulando buque cargado y navegando hacia aguas abajo (situación más crítica de maniobra), se trazaron líneas curvas envolventes, uniendo los puntos más externos de la proa y popa del buque sobre babor y estribor (que generan las solicitudes de ampliación de los veriles del canal). La línea azul indica la solicitud de canal de la proa y la línea roja, la solicitud de la popa de la embarcación, a lo largo del desarrollo de la curva. Ajustando una trayectoria media circular a ambas líneas, puede visualizarse que el sector circular trazado por las sucesivas posiciones de la proa, o veril interno (línea azul), presenta un radio mayor que el sector circular trazado por las sucesivas posiciones de la popa o veril externo (línea roja).

Figura 10.33. Modelo físico de maniobra de un buque tipo Panamax en la Vuelta de San Antonio (Fuente: INCYTH, 1990).



En la figura siguiente se pueden observar las áreas de dragados que involucran ambos métodos; el utilizado hasta la fecha implica mayores volúmenes de obras de dragado innecesariamente.

Figura 10.34. Áreas de sobreanchos con diseño actual (izquierda) y propuesto (derecha).



Las ventajas que ofrece el nuevo método propuesto se resumen a continuación:

- El área de sobreancho con profundidades de canal de navegación involucrado con el criterio propuesto por FICH (sobreancho interno) resulta un 40 % del necesario para el diseño actual (sobreancho simétrico). Esto influye fuertemente en los costos de dragados de construcción y/o mantenimiento.
- El trazado de la curva según el criterio propuesto tiende a «abrir» o «enderezar» más la curva, pues el radio del veril interno se amplía. Esto es muy beneficioso para la seguridad de maniobras durante la navegación.
- El método conocido como «Curved Segments» (USCOE), utilizado

en la hidrovía del Mississippi, reconoce que el radio interior (deriva de la proa) debería ser mayor que el radio exterior (deriva de la popa).

- Se considera que la mejor maniobra durante la curva consistiría en «pegar» la proa del buque al veril interno (conocido por los prácticos como «coronamiento de la curva»). En las maniobras de navegación de las curvas hacia aguas abajo (situación más crítica), aproximar la proa al veril interno brinda la ventaja de que la corriente incidiendo sobre el buque intenta abrirlo de la costa y no empujarlo hacia la misma. Aproximar el buque al veril externo de la curva (lado cóncavo) presenta riesgos, pues la corriente lo deriva hacia la costa y el buque «pierde gobierno».

- Para sustentar más este nuevo método, mediante un proyecto de investigación en desarrollo, se están realizando mediciones de las sucesivas posiciones de proa y popa de buques en la hidrovía, navegando a tiempo real, a partir de tecnología reciente disponible en Argentina.

Comportamiento de zonas de vaciados de dragas THSD

En la hidrovía del Paraná, en el tramo medio e inferior (1000 km de extensión), para el mantenimiento del canal de navegación se utilizan, desde el año 1995, dragas de succión en marcha con cántaras (THSD). El vaciado de los sedimentos dragados se realiza mediante aperturas de compuertas de fondo de la cántara. Estas descargas se efectúan solo en lugares seleccionados y predeterminados; el destino final, la permanencia del material arenoso así arrojado, la distribución del mismo en el lecho del cauce y su posterior transporte con el tiempo han sido objeto de un estudio específico. Se monitorearon operaciones de vaciados en el mismo río. Los volúmenes de sedimentos extraídos por una draga de succión con cántaras, para el mantenimiento de calados entre los km 430 y 437 de la ruta troncal del río Paraná, fueron luego arrojados en una zona ubicada aguas abajo, frente a la isla de La Invernada, aproximadamente en el km 429.



Figura 10.35. Zona de estudio (izquierda). Área de vaciado (derecha).

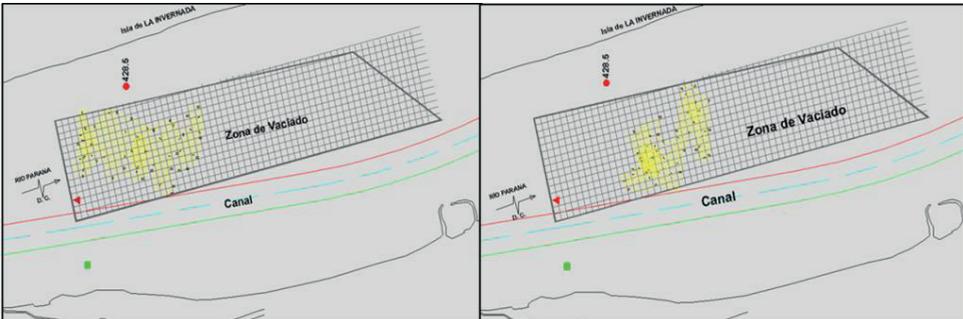
La zona de vaciado presentaba profundidades de 15 a 18 m y velocidades medias de corriente de 1,2 a 1,5 m/s. Las mediciones que se realizaron fueron relevamientos batimétricos, extracciones y análisis de muestras de sedimentos en suspensión y de fondo, y estimaciones de concentraciones de sedimentos en suspensión mediante un perfilador acústico doppler (ADCP).

Figura 10.36. Draga de succión con cántaras (3600 m³) en operación de vaciado.



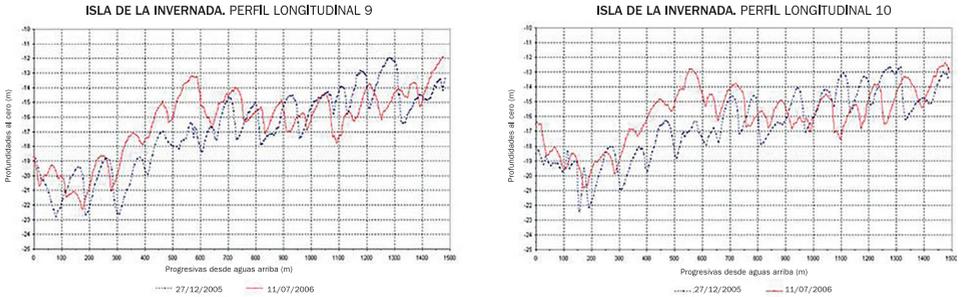
Para la determinación de los volúmenes que llegan al fondo, se realizaron relevamientos batimétricos repitiendo una malla invariable en el tiempo para las distintas campañas. El primer relevamiento se realizó como representativo de la condición previa o inicial. Posteriormente, se realizaron ocho controles en distintas fechas (durante seis meses). Algunas coincidieron con operaciones de descarga y se aprovecharon para, además de controlar la morfología del fondo, efectuar mediciones para estudiar las trayectorias del material vaciado, desde que sale de la cántara de la draga hasta que se deposita en el fondo.

Figura 10.37. Planos comparativos con depósitos de sedimentos vaciados.



La comparación planimétrica entre relevamientos transversales ha sido útil para visualizar en forma general la zona que afectó morfológicamente cada operación de vaciado, pero el volumen realmente depositado se calculó mediante comparación de perfiles longitudinales que tienen en cuenta las formas de fondo.

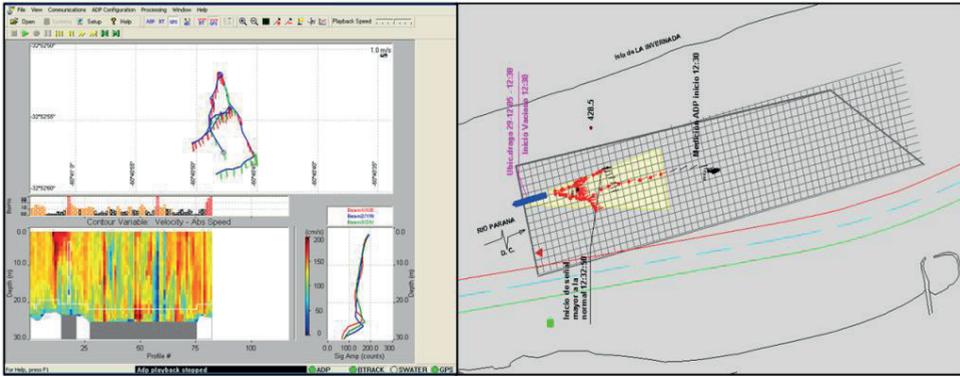
Figura 10.38. Perfiles longitudinales inicial y final del estudio.



La mayoría del volumen de material que se informa como arrojado (80 %) ha sido detectada en el fondo y se ha depositado en una zona muy localizada y próxima a la posición en que las dragas descargaron. Además, perdura bastante tiempo en la zona y no se observó que el transporte de fondo la desplace prontamente hacia aguas abajo. Cabe esperar que el material faltante (20 %) haya sido transportado más hacia aguas abajo mediante concentraciones en suspensión, similar a una pluma de turbidez. Con el objetivo de interpretar cómo se produce la sedimentación de la mayoría del material descargado por la draga y su ubicación al depositarse en el lecho, se midió con un ADCP la intensidad de señal recibida en la columna de agua, inmediatamente aguas abajo de la descarga de la draga, durante la apertura de las compuertas de descarga de la misma. La señal del ADCP utilizado sufre una atenuación de la intensidad recibida (rebote en el medio), en función de las concentraciones de sedimentos arenosos en suspensión, lo cual permite estimar la cantidad de material en suspensión a diferentes profundidades. Para ello, se utilizaron dos metodologías. Una de ellas fue realizar mediciones estáticas, ubicando la embarcación hidrográfica a una distancia de aproximadamente 50 m aguas abajo de la draga, y medir continuamente durante el vaciado, esperando el pasaje de la masa de sedimentos. La otra fue efectuar mediciones con la embarcación hidrográfica moviéndose sobre perfiles transversales, intentando navegar por sobre la nube de sedimentos, de manera de captar la profundidad del techo de la misma y la dispersión lateral de la pluma. Con el ADCP se

pudo determinar que la mayoría del sedimento arrojado (80 %) alcanza el fondo muy rápidamente y cerca del punto de vaciado, y con las muestras de fondo obtenidas no se evidencia selección granulométrica del material al caer (separación por velocidades de caídas diferentes).

Figura 10.39. Resultados de mediciones con ADCP (izquierda). Ubicación del material arrojado (derecha).



A los efectos de comprender mejor estos resultados de campo, se hicieron algunos ensayos experimentales en el Laboratorio de Hidráulica de la FICH–UNL. Se puso en funcionamiento un canal vidriado con circulación de agua, en el cual se arrojó sedimento granular según dos modalidades diferentes (lenta con cañería y masiva en bloque). Si bien el ensayo no pretendió ser una modelación física con el estricto cumplimiento de todas las leyes de semejanza, la idea fue visualizar cualitativa y comparativamente las diferencias entre estas distintas modalidades de vaciado de material granular suelto desde una draga.

Tanto las mediciones realizadas (relevamientos detallados del lecho en la zona de vaciado) como los resultados de los análisis granulométricos de las muestras de fondo y suspensión, y las conclusiones de las mediciones con ADCP, conducen a una misma y coherente interpretación de resultados. La depositación de la mayoría del material arrojado se produce mediante una caída rápida, en forma conjunta o masiva o en bloque de la mayoría de los granos de arena (como si estuvieran contenidos en un gran saco), y alcanzan el fondo relativamente muy cerca (centena de metros), aguas abajo del punto donde la draga abre sus compuertas. El material artificialmente así incorporado al lecho es transportado por la corriente hacia aguas abajo, en escasa proporción y muy lentamente mediante el transporte de fondo (migración de dunas); y de manera más efectiva, mediante el transporte en suspensión. Esta última modalidad de transporte podría resultar relativamente rápida en restaurar las cotas medias originales del lecho durante

Figura 10.40. Ensayo de laboratorio. Descarga lenta con cañería (genera pluma extendida de dispersión).



Figura 10.41. Ensayo de laboratorio - descarga rápida en bloque (el material cae rápidamente al fondo).



estados de aguas altas (crecientes ordinarias), pero las mediciones realizadas en este caso evidenciaron un retardo importante para situaciones de aguas bajas y medias que se dieron durante el estudio, situaciones en las cuales la capacidad de transporte de sedimentos en suspensión por parte del flujo ha sido limitada.

Impactos en la costa debido al oleaje generado por la navegación

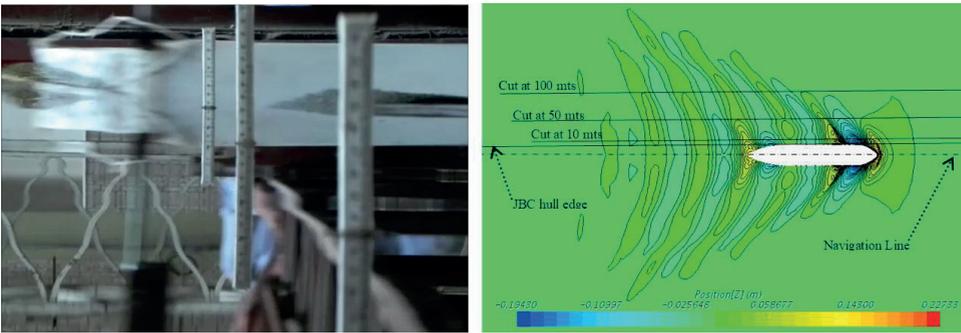
El acelerado y continuo crecimiento de la navegación en la hidrovía genera preocupación por un fenómeno ya conocido, que afecta a otras hidrovías más desarrolladas en el mundo. Se trata del deterioro de las costas del río, fundamentalmente donde existen viviendas y/o infraestructuras varias, ocasionado por las embarcaciones durante la navegación. El pasaje de una embarcación genera flujos y ondas, que se propagan en el cuerpo de agua y llegan a la costa. Específicamente, el tren de olas secundarias y picos de interferencia que llegan e impactan sobre la costa, disgregan y ponen en suspensión el material suelto que la forma (arenas, limos y arcillas), el cual es luego transportado por la misma corriente, generando deterioros por erosiones de la margen.

Como desarrollos de proyectos de investigación, se llevaron a cabo tareas específicas sobre esta temática, consistentes en análisis de antecedentes, mediciones en campo, modelación física y modelación matemática, con el fin de llegar a estimar los efectos hidrosedimentológicos, fundamentalmente en las márgenes del río, que causa el oleaje producido por el

paso de embarcaciones en las vías navegables fluviales. Para abordar esta temática, se desarrollaron tareas de investigación en dos frentes de trabajo: embarcaciones comerciales de gran porte (a) y embarcaciones deportivas menores (b).

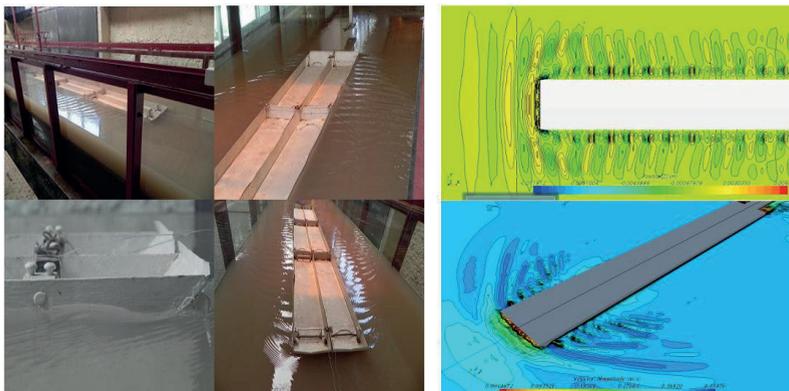
a) Con respecto a embarcaciones de gran porte, se analizaron ondas producidas por el tránsito (oleaje), mediante simulaciones numéricas validadas con ensayos en modelos físicos y contraste con mediciones de campo. Estos estudios se realizaron para la navegación de las mayores embarcaciones que transitan por la hidro vía, es decir, buques oceánicos y convoyes de barcazas.

Figura 10.42. Imágenes de los modelos físico (izquierda) y numérico (derecha), utilizados para determinar el oleaje generado por buques oceánicos de gran porte.



Para contrastar los resultados obtenidos, se realizaron mediciones de campo en la zona del puerto de Ramallo, en oportunidades del tránsito de buques tipo Panamax de 230 m de eslora y 32 m de manga.

Figura 10.43. Imágenes de los modelos físico (izquierda) y numérico (derecha), utilizados para determinar el oleaje de convoyes de barcazas.



Para contrastar los resultados obtenidos, se realizaron mediciones de campo en la zona frente a la ciudad de Paraná, en oportunidades del tránsito de convoyes de barcasas de diferentes dimensiones.

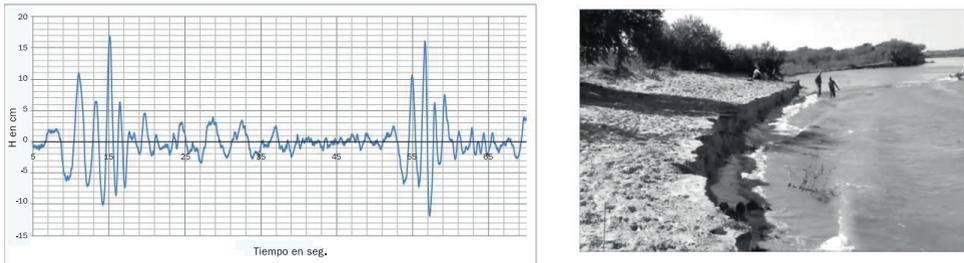
Como conclusiones para ambos casos (buques oceánicos y convoyes de barcasas), se obtienen olas originadas de grandes dimensiones, bastante superiores al metro, pero muy cerca de la línea de navegación; luego, a medida que el tren de olas se propaga hacia la costa, se produce una atenuación muy importante de las alturas de las mismas, de manera que cuando estas llegan e impactan contra la margen, son similares a las producidas en forma natural durante vientos moderados (menores a 30 cm).

A manera de resumen general, prácticamente podría considerarse que los efectos del oleaje generado por la navegación son, en magnitudes, similares al oleaje generado por vientos moderados. La gran diferencia entre ambos está en que el generado por la navegación tiene un tiempo de duración y accionar sobre la costa muy reducido, solo inmediatamente luego del pasaje de la embarcación, que es casi insignificante, respecto al accionar continuo de todo un día de viento. Se realizaron estimaciones generales tomando datos para un año medio de vientos en la zona de San Lorenzo, con tránsito de embarcaciones en la zona de San Pedro (mayor frecuencia de tránsito comercial) y Paraná (frecuencia de tránsito reducido). Se obtuvo como conclusión que el efecto del oleaje sobre la costa producido por la navegación representa, en la zona de San Pedro, menos de un 5 %, y en la zona de Paraná, menos de un 2 %; en ambos casos respecto al producido normalmente por vientos. Además, esta relación en realidad es aún menor, pues cuando la navegación se realiza durante días de vientos moderados —lo cual es muy común (más del 40 % del tiempo)—, el oleaje que llega a la costa es solo el debido a vientos y no a la suma de ambos. Las olas generadas tienen distintos períodos y por ello no entran en resonancia y se anulan mutuamente cerca de la línea de navegación, llegando a la costa solo el debido a vientos, pues su generación no es puntual y persiste en todo el ancho del río. A futuro, si se produjera un aumento del tránsito de embarcaciones, habría que esperar efectos más notorios, pero esto difícilmente ocurra de manera significativa. El aumento de las cargas que se espera de la hidrovía no necesariamente implica mayores frecuencias de viajes, ya que el constante aumento de dimensiones (anchos y profundidades) de los canales de navegación permite que las embarcaciones puedan ser más grandes y sus capacidades incrementales de bodega absorberían los incrementos de cargas, sin generar mayores viajes.

b) Adicionalmente a la navegación comercial, la intensa navegación deportiva y recreativa, próxima a ciudades, suma motivos para comenzar a prestar atención al impacto de la navegación sobre la morfología de la costa del río. Para analizar este fenómeno, la FICH ha realizado estudios

específicos que incluyeron mediciones de campo. Las mismas consistieron en medir el deterioro de la costa, provocado por el oleaje generado, haciendo navegar planificadamente una embarcación rápida con motor fuera de borda, que es la que mayor deterioro genera en la costa por la cercanía, velocidad y frecuencia con que navega en determinados sectores críticos. La misma efectuaba trayectorias de manera paralela y a una cierta distancia de la costa. Estos pasajes de la embarcación se repitieron durante un cierto tiempo. El oleaje producido que impactó en la costase midió con un sensor de olas, construido mediante un GPS diferencial montado sobre un dispositivo flotante. Luego de estos episodios de oleaje, que impactaron en la costa durante un cierto tiempo, se midió el retroceso de la misma, producto de la erosión ocasionada por el oleaje.

Figura 10.44. Espectro del tren de olas generado y su impacto con erosión de la costa.



Se efectuaron 50 pasajes de la embarcación y se midieron los espectros de olas que impactaron sobre la costa y las erosiones consecuentes. Los resultados mostraron que, en el tiempo efectivo total acumulado, producido por el paso de la embarcación circulando con una velocidad de entre 15 y 20 km/h y a una distancia aproximada de 20 metros de la costa, se produce una erosión considerable en la misma. En promedio, a lo largo de todo el tramo de costa estudiada, la erosión medida en términos de retroceso de la línea de la costa resultó de 26 cm. Esto revela la importancia que tiene en la degradación de la costa el pasaje de embarcaciones deportivas transitando a velocidades medias y con trayectorias cercanas a la costa.

Síntesis

Los aspectos incluidos en esta actualización forman parte de un conjunto de avances en el conocimiento que el grupo de trabajo ha adquirido durante más de 35 años, interactuando con los problemas y las posibles soluciones que requieren nuestras hidrovías, en constante desarrollo y con la particularidad, a diferencia de otras hidrovías del mundo, de ser aprovechadas naturalmente sin obras de regularización de los ríos involucrados.

Bibliografía

- Franck, G., Mangini, S., Prendes, H., Huespe, J. y Palai Esquivel, Y. (2017).** Validación de la simulación numérica de la navegación de un buque de gran porte con un modelo físico de laboratorio. *Actas del VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Córdoba.*
- Franck, G., Mangini, S., Huespe, J., Sklar, D. y Prendes, H. (2015).** Estudio numérico y experimental de laboratorio sobre efectos hidrodinámicos inducidos por la navegación de un tren de barcazas. *Actas del VII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Montevideo.*
- Mangini, S., Prendes, H., Huespe, J. y Palai Esquivel, Y. (2016).** Importancia del oleaje causado por la navegación comercial en las Hidrovías Argentinas. *Actas del XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Lima.*
- Mangini, S., Franck, G., Prendes, H., Huespe, J. y Palai Esquivel, Y. (2017).** Numerical Simulation of large commercial ship navigation on Paraná River, Argentina. *Actas del MARINE 2017. AMCA, Nante.*
- Mangini, S., Prendes, H., Huespe, J. y Palai Esquivel, Y. (2018).** Medición de la erosión de la costa del río Paraná provocada por el oleaje de una embarcación menor. *Actas del XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires.*
- Mangini, S., Prendes, H., Huespe, J. y Palai Esquivel, Y. (2019).** Modelo físico sobre dragados a pie de muelle utilizando chorros de inyección de agua. *Actas del VI Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica, Paysandú.*
- Prendes, H., Huespe, J. y Mangini, S. (2010).** Diseño del canal de navegación para la hidro vía Paraná–Paraguay. *Actas del XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Punta del Este.*
- Prendes, H., Huespe, J. y Mangini, S. (2014). Comparación de metodologías para diseñar sobreanchos en curvas del canal de navegación en hidrovías argentinas. *Actas del XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago de Chile.*
- Prendes, H., Huespe, J. y Mangini, S. (2015).** Navigation channels design in argentine inland waterway. *Actas del 7th International PIANC–SMART Rivers Conference, Buenos Aires.*

11.

**LAS INUNDACIONES EN EL
ÁREA DE SANTA FE.
INTERPRETACIÓN DE SUS
EFECTOS Y SIMULACIÓN DE
LOS SUBSISTEMAS LEYES-
SETÚBAL Y RUTA NACIONAL
168-ALTO VERDE**

Eduardo CEIRANO, Carlos PAOLI
y Mario SCHREIDER

11.

- 11.1 **Introducción**
- 11.2 **Configuración y funcionamiento hidrológico del sistema**
- 11.3 **La modificación del medio natural y el impacto de las crecidas**
- 11.4 **Descripción del comportamiento de las últimas crecidas registradas**
 - 11.4.1 Evolución de las crecidas en la sección Paraná-Santa Fe
 - 11.4.2 Ingresos al subsistema Leyes-Setúbal
 - 11.4.3 Caudales en la Sección Puente Oroño
 - 11.4.4 Caudales evacuados por los puentes aliviadores de la ruta nacional N° 168 - Tramo Santa Fe-La Guardia
- 11.5 **Modelación del sistema**
 - 11.5.1 El modelo utilizado
 - 11.5.2 Configuración del sistema
 - 11.5.3 Calibración del modelo
- 11.6 **Simulación del subsistema Leyes-Setúbal para la determinación de los ingresos a la laguna y cálculo de erosiones en los puentes de la RP 1**
 - 11.6.1 Estudios preliminares
 - 11.6.2 Estudio de caudales a través de la RP 1, para las crecidas de diseño y verificación
 - 11.6.3 Estudio de efectos provocados por el emplazamiento de un nuevo puente sobre la ruta provincial N° 1
 - 11.6.4 Cálculo de erosiones nuevo puente sobre el Arroyo Leyes - Ruta Provincial N° 1
- 11.7 **Simulación del subsistema RN 168-Alto Verde con destino a la verificación y cálculo de erosiones de las obras de paso de la ruta y obras en el Corte Grande**
 - 11.7.1 Simulación de las crecidas de diseño para distintos condicionantes
 - 11.7.2 Cálculos de erosión
- 11.8 **Bibliografía**

Introducción

En ambos márgenes del tramo medio del río Paraná se encuentran numerosos asentamientos humanos, dando lugar a zonas de extensión variable que conviven con la problemática de las periódicas inundaciones producidas por las crecidas del río. Una de las zonas más extensas se encuentra en la margen derecha del río en la Provincia de Santa Fe, con el área más crítica en la sección Santa Fe – Paraná.

Como se expresa en el Capítulo 1, el río Paraná ha labrado con sus sucesivos desplazamientos en tiempos geológicos, un gran valle aluvial que tiene un ancho del orden de los 70 km a la altura de las localidades de San Javier (Provincia de Santa Fe) y la Paz (Provincia de Entre Ríos), comprendiendo desde las actuales barrancas en el lado entrerriano, hasta cerca del trazado de la ruta nacional N° 11 (RN 11) en territorio santafesino, y estrechándose hacia aguas abajo a la altura del eje imaginario que une Santa Fe con Paraná, como se observa en la Figura 4.1. del Capítulo 4.

Dentro del mismo se encuentra el denominado valle de inundación actual, que por el lado santafesino llega hasta el llamado “albardón costero”, por donde actualmente se desarrolla la ruta provincial N° 1 (RP 1). El valle de inundación actual, ocupado periódicamente por las aguas en sus crecidas ordinarias, tiene un ancho de unos 30 km aproximadamente en la sección San Javier – La Paz, estrechándose a solo unos 13 km (en sentido perpendicular al sentido del escurrimiento) en la sección Santa Fe – Paraná. Recorriendo esta última sección desde Paraná hacia el oeste, se encuentra primeramente el cauce principal del río Paraná, a continuación zona de islas frecuentemente inundadas, luego el río Colastiné que se conforma con los aportes del río San Javier y aportes del Paraná a través de numerosos cauces laterales, y posteriormente se encuentra el llamado albardón costero, que en dirección SO – NO va bordeando el valle de inundación actual propiamente dicho, separándolo de las terrazas anteriores del valle aluvial, que se ubican hacia el oeste. En esta última zona se desarrollan las lagunas Setúbal, Leyes, Capón y otras menores, alimentadas desde el norte por los

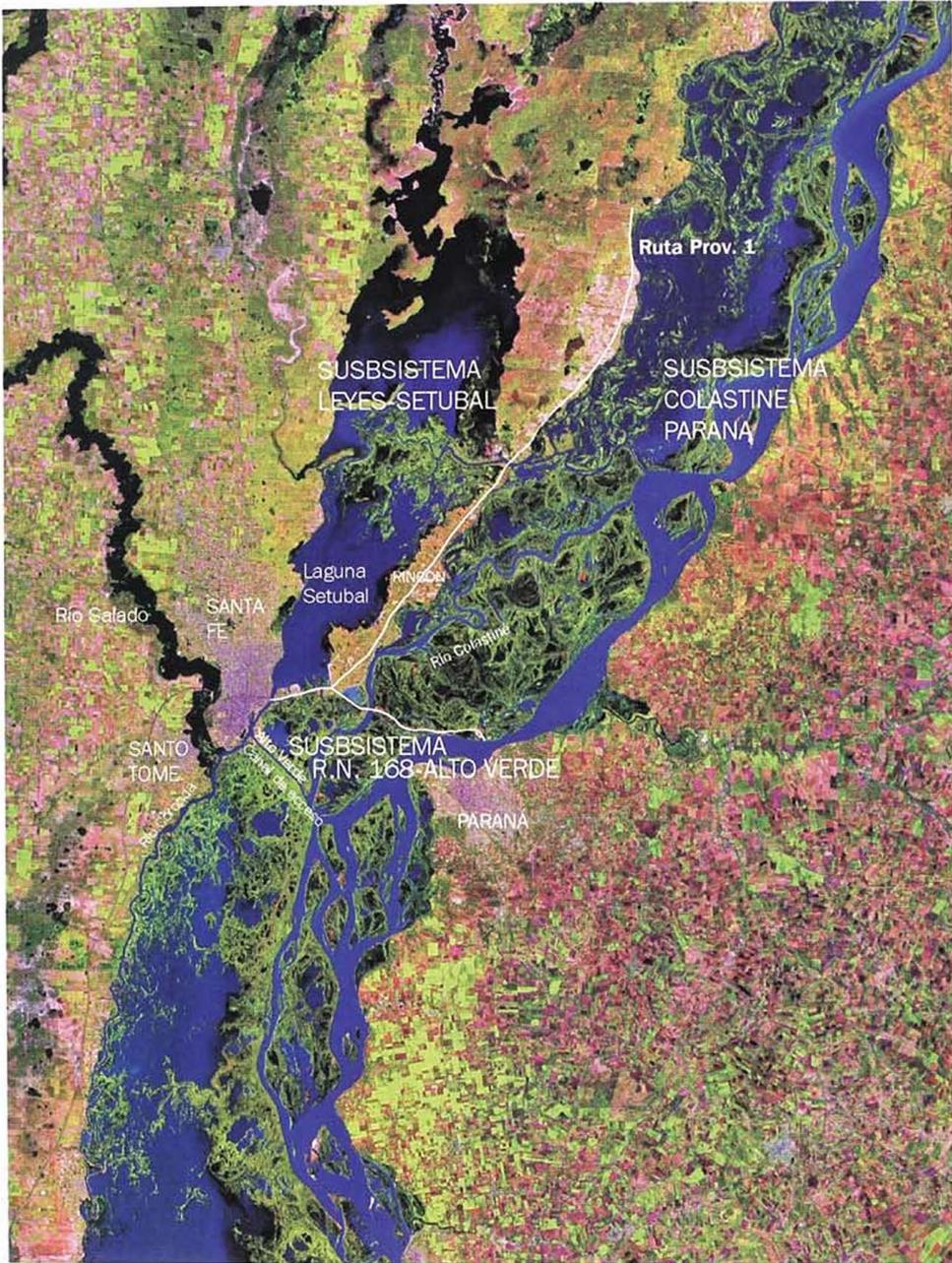


Figura 11.1. Subsistemas considerados en el área para los estudios hidrológicos y de simulación y componentes principales

arroyos Saladillos y desde el este por los arroyos Leyes, Potrero, Santa Rita, otros cruces menores y numerosos lugares de transfluencia no encauzados. En grandes crecidas el río Paraná supera su valle de inundación actual y tiende a ocupar todo el valle aluvial y a utilizar asimismo la Setúbal para descargar su caudal.

Debido a la complejidad que presenta el área de concentración de los estudios que se ejecutaron, para el análisis de funcionamiento hidrológico el sistema se analiza por subsistemas, según se observa en la Figura 11.1.

- Subsistema Colastiné-Paraná: está comprendido de oeste a este entre la RP 1 y la costa entrerriana, lindando al sur con la ruta nacional N° 168 (RN 168). Los aportes y salidas son fundamentalmente a través del río Paraná, río Colastiné y en menor grado los aliviadores sobre la RN 168. Presenta transfluencias laterales hacia el subsistema Leyes-Setúbal en margen derecha.
- Subsistema Leyes-Setúbal: tiene por límite la RP 1 al este, RN 168 al sur y ciudad de Santa Fe al oeste. Es alimentado por los arroyos Saladillos desde el norte y Leyes, Potrero y Santa Rita que lo vinculan con el subsistema Colastiné. En situación de grandes crecidas esta vinculación se produce adicionalmente a través de cortes y desbordes producidos en la RP 1. La salida se produce por la sección del puente Colgante y los aliviadores de la RN 168.
- Subsistema Ruta Nacional 168-Alto Verde: ubicado aguas abajo de la RN 168 y comprendido entre la margen de Santa Fe y el río Colastiné. Es el receptor de las salidas del subsistema Leyes-Setúbal y de los desbordes del subsistema Colastiné-Paraná.

Para crecidas mayores a los 30.000 m³/s comienzan a manifestarse los siguientes efectos:

-Dificultad del subsistema Paraná-Colastiné para contener la tendencia a la transfluencia de aguas en forma generalizada hacia el subsistema Leyes-Setúbal. Esto se traduce en almacenamiento al este de la RP 1, lo que da lugar a fuertes incrementos de caudal en los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita, con las consecuencias erosivas que ello trae aparejado sobre los puentes ubicados en el sector.

-Almacenamiento en el subsistema Leyes-Setúbal por restricciones, condicionamiento o déficit en las vías de salida del agua en coincidencia con la RN 168.

-Interferencia y almacenamiento por efecto de líneas de defensa en el subsistema RN 168-Alto Verde.

La necesidad de reparar los daños producidos por las sucesivas inundaciones que acontecieron en los últimos años y prevenir y mitigar los impactos futuros, llevaron a la realización de distintos estudios aplicados, de diagnóstico, planteo, desarrollo y evaluación de alternativas de medidas estructurales y no estructurales.

La FICH participó por sí sola o junto con otros organismos en varios de estos trabajos, de los cuales en este capítulo se presentan los aspectos salientes y las principales conclusiones de los estudios hidrológicos, de modelación y de cálculo de erosiones en obras de paso de agua.

Configuración y funcionamiento hidrológico del sistema

Para realizar el estudio hidrológico-hidráulico del sistema fluvial Paraná - Santa Fe que incluye los subsistemas mencionados, se consideró una zona que abarca el cauce principal y el valle aluvial del tramo del río Paraná comprendido entre las localidades de San Javier (Pcia. de Santa Fe) y La Paz (Pcia. de Entre Ríos) en el extremo de aguas arriba y de Diamante (Pcia. de Entre Ríos) y Coronda (Pcia. de Santa Fe) en el extremo de aguas abajo, con una longitud total de unos 230 km (Figura 4.1.).

El tramo presenta un conjunto de componentes activos que determinan una gran complejidad en el tránsito de las crecidas y que se observan en la Figura 11.1. A continuación se describen aquellos que se consideran más significativos:

Cauce principal del Paraná:

Debido a su capacidad de conducción es el componente principal del sistema. Presenta la morfología de un río entrelazado en el que se alternan tramos donde el cauce se divide en brazos por la existencia de islas y tramos donde el cauce es único. La profundidad y el ancho son variables y coinciden las mayores profundidades con los tramos más angostos. La profundidad media es de unos 10 m con máximas de hasta 30 m. En general los desbordes de este cauce se producen cuando el caudal supera los 20.000 m³/s.

Río San Javier:

Se ubica sobre la derecha del valle del Paraná. Su nacimiento se encuentra en las proximidades de la localidad de Reconquista. Recibe los aportes de algunos afluentes de dicha margen como los arroyos El Rey y Malabrigo más los desbordes propios del río Paraná. Posteriormente su caudal aumenta como consecuencia de aportes provenientes de una serie de pequeños cursos y sistemas lagunares que lo comunican con el cauce principal del río Paraná. Su desembocadura se produce unos 30 km al norte de la ciudad de Santa Fe, siendo el principal generador del arroyo Leyes. En crecidas, parte de su caudal alimenta también al arroyo Ubajay.

Valle de inundación entre el cauce principal del río Paraná y el río San Javier:

Entre los dos componentes anteriores se desarrolla un extenso valle de inundación con un ancho variable entre 6 y 12 km. Presenta un complejo funcionamiento y está compuesto por cauces menores, lagunas, bañados y algunas zonas relativamente elevadas. La abundante vegetación que casi siempre cubre este valle constituye la principal resistencia al escurrimiento en el área. El caudal que escurre no sólo depende del nivel del agua, sino también y por sobre todo de la duración de las crecidas. En las de larga duración, como la de 1982/83, llega a conducir tanto caudal como los cauces debido a la descomposición y arrastre de dicha vegetación.

En términos geomorfológicos, esta zona presenta tres componentes principales, una llanura de bancos cercana al cauce relacionada directamente con éste, una llanura de avenamiento impedido, que se constituye en elemento de conducción sólo en las grandes crecidas, y una zona de meandros, cercana al río San Javier y cuya dinámica se encuentra directamente relacionada con éste.

A partir de la localidad de Cayastá y luego de ser atravesado por el riacho del mismo nombre, que une el cauce principal del Paraná con el San Javier, este valle comienza a estrecharse. Aparece en su centro una zona relativamente más alta que provoca la división del escurrimiento y lo concentra sobre los cauces.

Río Colastiné:

Este componente nace y desemboca en el cauce principal del río Paraná. En su nacimiento tiene tres brazos. Uno de ellos, el más importante, se denomina Colorado y se origina en el cauce principal del Paraná, al noroeste de la isla Chapetón. Otro, es un brazo que comunica al San Javier con el Paraná a manera de vaso comunicante. Se encuentra en proceso de desactivación, observándose deposición de gran cantidad de sedimento en su lecho y márgenes. Al tener una traza con dirección este-oeste intercepta el escurrimiento por el valle de inundación. El tercero, es otro brazo que comunica al San Javier con el Colorado. Está en proceso de desactivación al igual que el anterior y a partir de su desembocadura el río toma el nombre de Colastiné.

Ingresa al Paraná aguas abajo de la RN 168, donde se inicia el canal de acceso al puerto de Santa Fe, en las proximidades del paraje entrerriano denominado Bajada Grande.

Arroyo Ubajay:

Este arroyo conduce agua desde la zona cercana al paso del arroyo Potrero por la RP 1, con una traza paralela y cercana al albardón costero. Sobre su margen derecha se asienta la localidad de San José del Rincón, desembocando en el río Colastiné aguas abajo de ésta.

Arroyo Leyes:

Este arroyo tiene una longitud aproximada de 10 km Su gravitación es de gran relevancia en el funcionamiento del sistema. Su continua activación ha generado serios problemas en los puentes sobre la RP 1. Atraviesa la ruta a través de tres brazos: el Leyes propiamente dicho, el arroyo Potrero o Colorado al sur del anterior y el arroyo Santa Rita al norte del Leyes.

Este componente vincula el subsistema Colastiné-Paraná desembocando a través de un delta en el complejo lagunar que constituye el subsistema Leyes-Setúbal.

Complejo lagunar Capón – Leyes – Setúbal:

Se encuentra ubicado en la parte oeste del sistema, separado del valle de inundación del río Paraná por el denominado albardón costero, con una dirección aproximada norte - sur. Sus aportes provienen del arroyo Leyes, y con menor importancia, de los arroyos Saladillo y Aguiar. En el año 1983 recibió a través del primero de los nombrados una importante masa de agua proveniente del río San Javier como consecuencia del sobrepaso y corte de la RP 1.

El agua que circula por el canal principal de la laguna Setúbal desemboca en el Canal de Derivación Norte del puerto de Santa Fe. El flujo que pasa por los aliviadores confluye al valle de inundación situado aguas abajo de la RN 168, donde se encuentra el riacho Santa Fe con dirección este - oeste, el que lo recoge parcialmente y el resto continúa aguas abajo superando transversalmente el Canal de Acceso al puerto a través de la zona de Alto Verde.

Complejo isla Sirgadero

La interrupción natural del albardón, al sur de la localidad de San José del Rincón, daba paso a una llanura de avenamiento impedido hoy denominada "isla Sirgadero", cuyos límites físicos coinciden al este con el cauce principal del río Colastiné; al oeste con el actual canal de derivación norte, al sur se extendía sin solución de continuidad lateral al río Coronda, y al norte su aspecto físico cobraba alguna jerarquía hídrica por la definición de pequeños colectores activos que, para períodos de aguas altas, conducían los desbordes hacia el interior de la isla Sirgadero. El área fue artificialmente limitada al norte por la RN 168 y al sur por el rellenamiento y defensa de Alto Verde. Los rasgos fluviales mencionados en el interior de la isla Sirgadero, son actualmente interceptados por el cauce del riacho Santa Fe, canal concretado en varias etapas y en distintas épocas para conducir agua con destino al consumo de la población de Santa Fe desde el río Colastiné.

Canal de Acceso al puerto de Santa Fe:

Este canal artificial que fue construido para posibilitar el acceso de los barcos desde el cauce principal del río Paraná al puerto de Santa Fe, actúa

como vaso comunicante entre los subsistemas RN 168-Alto Verde y Paraná - Colastiné. Su dirección es este - oeste y dependiendo del estado de carga de dichos subsistemas conduce el agua en uno u otro sentido. En crecidas importantes cuando el río Paraná crece se establece un escurrimiento hacia el puerto, invirtiéndose el sentido en bajante.

Canal de Derivación Sur:

Este canal recibe la mayor parte del caudal que proviene de la Setúbal y lo transmite al río Corondá, que es el elemento de conducción de la margen derecha del río Paraná aguas abajo de la ciudad de Santa Fe. El Corondá recibe también los aportes del río Salado que desemboca en él.

La modificación del medio natural y el impacto de las crecidas

La evolución histórica de las obras de infraestructura en la zona que fueron modificando el sistema natural y las sucesivas crecidas que se producían, han sido expuestas en los trabajos de Paoli, C. (1985), (1994) y de los mismos se resumen los hechos más importantes que se presentan a continuación.

Sobre el medio natural se fue produciendo una progresiva ocupación, con el atractivo especial que presentan las zonas altas del albardón, «buenas tierras y buenas aguas». El asentamiento de núcleos urbanos se efectuó en los puntos más altos, pero tratando de estar siempre cerca del río. Hacia el oeste se fue incrementando la actividad ganadera y posteriormente la agropecuaria. El natural crecimiento de las poblaciones y de la actividad económica trajo aparejada la impostergable necesidad de su vinculación terrestre (vial y ferroviaria) con los centros más importantes. En el extremo inferior del área considerada, la existencia de las ciudades de Santa Fe y Paraná, capitales de Provincias, imponía su vinculación, cruzando el valle de inundación justamente en su tramo más estrecho.

Según lo describe Cabral (1967), hasta el año 1885 el río escurría sin impedimento ni interferencia alguna, utilizando en sus crecidas toda la sección que le fuera necesaria. La comunicación con la Mesopotamia era totalmente por vía fluvial. En el año 1886 se construye la primera línea del ferrocarril desde Santa Fe hasta Colastiné Norte y San José del Rincón, y entre los años 1904 y 1910 el puerto de ultramar de Santa Fe con sus dos diques y el canal de acceso, que deja por el norte y en zona de islas un terraplén donde posteriormente se desarrollaría el asentamiento urbano de Alto Verde. Durante la gran creciente de 1905, se verificó que el nivel de las aguas llegó a menos de una cuadra de lo que hoy es la arteria principal de la ciudad de Santa Fe. Toda esta zona fue elevada juntamente con la

construcción del puerto. En el año 1924 se construye el Puente Colgante, en la desembocadura de la laguna Setúbal.

En el año 1936 se ejecuta el camino Santa Fe-Colastiné sobreelevando la cota del terreno natural de las islas (actual trazado de la RN 168), en el año 1942 el llamado camino de la costa, RP 1, desde La Guardia hacia el NE siguiendo el albardón costero y en el año 1952 se continúa el avance hacia el oeste, con la prolongación de la RN 168.

Durante este período de progresiva ocupación del valle aluvial, se produjeron crecidas que sin llegar a ser excepcionales, mostraron que estas obras interferían el normal escurrimiento de las aguas con las consecuencias que son previsibles. Durante las crecientes de 1959 y 1961 (caudales picos del orden de los $30.000\text{m}^3/\text{s}$), al encontrar las aguas el incipiente terraplén de la RP 1 primeramente fueron retenidas, impidiendo su paso hacia el oeste. Como es lógico, esto produjo una sobelevation del nivel hasta vencer la resistencia de los terraplenes, que fueron cortados en varios puntos, especialmente y por su magnitud los de la zona de El Laurel y Vuelta del Dorado.

En 1963 se terminó de reconstruir la RP 1 con cotas adecuadas a la crecida de 1961 y con defensas laterales en las zonas de bajos naturales. En el año 1965 se continúa sobre islas la RN 168 hasta el Túnel Subfluvial.

La creciente de 1966 culminó en Puerto Santa Fe con una altura de 6,94 m, correspondiéndole un caudal de aproximadamente $42.000\text{m}^3/\text{s}$. La RP 1 fue sobrepasada por el nivel de las aguas en largos trechos entre las localidades de Saladero Cabal y Helvecia, entre Cayastá y Santa Rosa y cerca de San José del Rincón, produciéndose numerosos cortes. Asimismo se produjo una fuerte erosión en margen izquierda del puente sobre el arroyo Leyes y una profundización general del lecho. Se ha estimado que en los momentos pico pasaron hacia el oeste de la RP 1 unos $14.600\text{m}^3/\text{s}$ por los arroyos Leyes y Potreros y por los cortes y rebase del camino. El enorme volumen de agua que pasó al subsistema Setúbal se encontró con la barrera que le significaba la RN 168 sobrepasándola en algunos tramos, y cuando se temía por la estabilidad del Puente Colgante debido a la fuerte erosión que sufría la pila de margen izquierda, se decidió la voladura de tramos de la RP 168, para permitir una más fácil evacuación de las aguas. La costanera santafesina sufrió también grandes deterioros por el efecto erosivo de la corriente. Los incipientes asentamientos de La Guardia y Alto Verde fueron totalmente inundados.

Entre los años 1976 y 1978 se realiza la elevación del terraplén de la RN 168 entre Santa Fe y La Guardia, y la habilitación de nuevos puentes, a mayor cota, pero de luces escasas. En 1977 se produce un pico de $33.000\text{m}^3/\text{s}$. También se produjeron rebasamientos y cortes en la RP 1, aunque de menor magnitud y la RN 168 que estaba siendo reconstruida a mayor cota entre Santa Fe y La Guardia, también fue afectada. Alto Verde y La

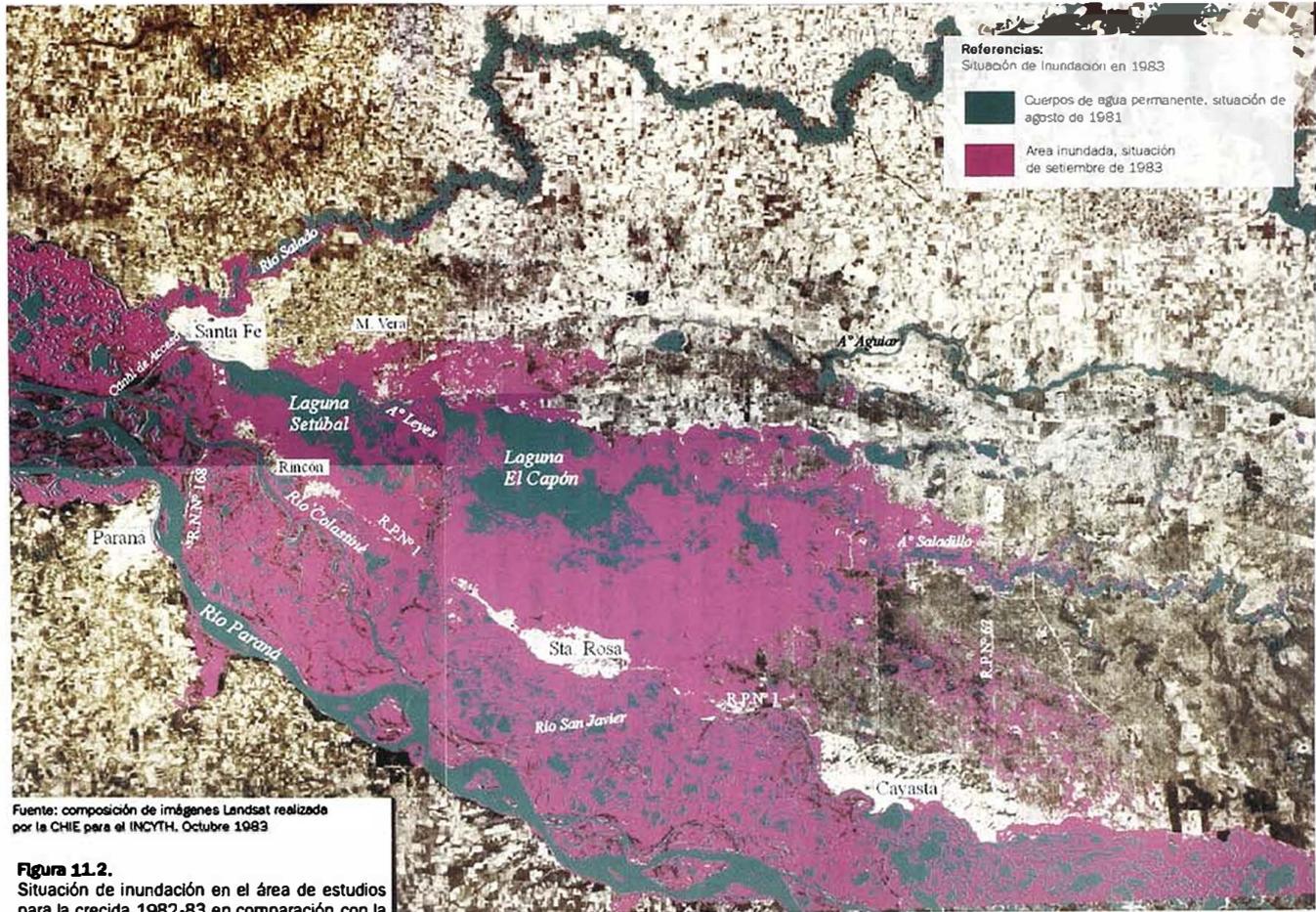


Figura 11.2.
Situación de inundación en el área de estudios para la crecida 1982-83 en comparación con la situación de aguas normales

Guardia se inundaron en numerosos sectores. Luego de esta crecida, las defensas de la RP 1 fueron reforzadas a nivel de la crecida de 1966 más una revancha, para que la misma “no volviera a cortarse”.

La crecida 1982/83 presentó entre diciembre de 1982 y agosto de 1983, cinco picos sucesivos con un máximo de 61.100 m³/s y nivel en Puerto Santa Fe de 7,33 m. Durante ese período la RP 1 y sus defensas fueron asediadas y se comportó como dique de contención, embalsando aguas al este de la misma que sólo podían pasar hacia el oeste por los puentes de los arroyos Leyes y Potrero. Con el cuarto pico de crecida se produce el rebasamiento de la RP 1 en un frente de unos 8 km, estimándose que pasaron unos 2.400 m³/s. Se estima que en los momentos pico pasaban hacia el oeste de la RP 1 caudales del orden de 15.000 m³/s, que se acumulaban en el subsistema de la laguna Setúbal anegando unas 180.000 ha, según se observa en la Figura 11.2.

La salida de todo este subsistema se producía por la sección determinada por la RN 168 entre Santa Fe y La Guardia, donde en un recorrido de aproximadamente 5 km se disponía sólo de 300 m de puente en la sección de la laguna Setúbal y 340 m distribuidos en 6 puentes aliviadores sobre la planicie de inundación. La diferencia entre los caudales que ingresaban al subsistema Setúbal y la capacidad de evacuación de la sección Santa Fe-La Guardia dio lugar a un importante efecto de embalse, con desniveles medidos entre aguas arriba y abajo de la RN 168 de hasta 70 cm (Giacosa, R, 1983, Paoli, C. 1985). Esto produjo mayores niveles de inundación hacia aguas arriba y un aumento de las velocidades de paso a través de las secciones del puente colgante y de los puentes aliviadores con las siguientes consecuencias:

- Una gran concentración de flujo en la sección del puente colgante, favorecida por los rellenos en la zona de El Pozo. Esto dio lugar a velocidades altamente erosivas que destruyeron la costanera santafesina y erosionaron la sección del puente colgante, cuya área de escurrimiento total aumentó casi en un 40%, hasta producir su derrumbe.
- En el tramo de los puentes aliviadores, la zona de mayor sollicitación correspondió a los puentes 4, 5 y 6. Las velocidades medias en la sección pasaron de 0,8 a 1 m/s en el pico de la primera onda, a 2,5 - 2,6 m/s en las últimas ondas, con velocidades puntuales superiores a los 3 m/s. Esto, conjuntamente con las corrientes laterales de gran magnitud dio lugar a procesos erosivos incontrolables que triplicaron y quintuplicaron las secciones de escurrimiento hasta provocar la caída de los puentes 4 y 6 cortando la comunicación con la Mesopotamia (ver Figura 11.3.b). Con la caída de estos puentes se destruyó también la cañería de provisión de agua a la planta de tratamiento de Santa Fe y parcialmente el conducto de la cloaca máxima.

- Las defensas del barrio de viviendas del FONAVI y La Guardia fueron superadas y esta última totalmente inundada.
- En la zona de Alto Verde las defensas fueron superadas, produciéndose grandes cortes en sentido de la corriente NE - SO, que sólo dejaron emergentes algunas partes aisladas más altas.

Luego de la crecida catastrófica de 1982/83 y a pesar de muchas reuniones realizadas y expresiones de deseos de encarar soluciones integrales, cada sector y organismo continuó o inició sus propios planes y soluciones parciales:

- La RP 1 fue reparada y repavimentada reforzando las zonas más afectadas. Los arroyos Santa Rita, Leyes y Potreros siguieron presentando crecientes problemas de socavación en pilas y estribos al concentrarse en los mismos las posibilidades de paso de las crecidas hacia el oeste.

- En la RN 168 se construyeron tres nuevos puentes aliviadores con un total de 750 m de luz. Sin embargo, su eficiencia hidráulica actual es muy baja al encontrarse en zonas de planicie de inundación y no de cauces, y no disponer de canales de llamada (ver Figuras 11.3.c y 11.3.d). En la zona de rellenos ubicada aguas arriba (Barrio del FONAVI, CONICET y Universidad) éstos fueron elevados y reforzados, lo que dio lugar a una mayor concentración de flujo hacia la descarga de la laguna Setúbal.

- La costanera santafesina fue rellena sin considerar protecciones especiales y en la desembocadura de la laguna Setúbal se registraba una profundización e incremento del poder erosivo. La pila izquierda del Puente Oroño debió ser fundada a mayor profundidad y se ejecutó el tratamiento y protección de la margen derecha.

- Los asentamientos suburbanos se extendieron en general, proliferando la construcción de terraplenes de protección de muy dudosa y diferentes condiciones de seguridad.

- La cloaca máxima permaneció ubicada aguas abajo de la RN 168.

- Se contruye una defensa provisoria en la Guardia Norte, al norte de la RN 168.

Bajo estas condiciones en 1992 se produce una nueva situación de crecida catastrófica que culmina en Santa Fe con un caudal pico de 54.000 m³/s y altura máxima de 7,43 m, nivel superior aún al máximo de 1983, a pesar del menor caudal pico.

La menor permanencia de esta crecida en sus valores máximos posibilitó un mayor éxito en la implementación de las medidas de emergencia y lucha contra la inundación. Así fue que la RP 1 fue defendida impidiendo su corte físico, aun cuando el tránsito debió ser suspendido por cuestiones de seguridad. Mientras varias de las defensas de la zona de Alto Verde, La Guardia, Colastiné y Rincón fueron sobrepasadas e inundados numerosos barrios, otras se mantuvieron sólo providencialmente. La costanera

santafesina se vio fuertemente afectada por desmoronamientos y hundimientos, lo que obligó a la clausura de una de sus manos.

Entre 1993 y 1996, a través del el Programa de Rehabilitación para la Emergencia de las Inundaciones (PREI) financiado por el BIRF (Banco Mundial), se proyectan y construyen numerosas defensas contra inundaciones, en el barrio FONAVI de El Pozo, en el Distrito Alto Verde y en La Guardia, además de las ejecutadas a ambos lados de la RP1 que conforman el anillo de protección para Rincón y Colastiné Norte. Se reconstruyen el acueducto Colastiné - Santa Fe, la cloaca máxima y la costanera santafesina.

En 1998 se produce una crecida cuyo caudal estimado para el pico fue del orden de los 47.000 m³/s y que alcanza en el Puerto de Santa Fe una altura máxima de 7,16 m (cota IGM 15,34), la cual resultó una prueba para las obras ejecutadas y/o en construcción. No se advirtieron afectaciones de importancia en los sitios donde se disponía de obras definitivas y consolidadas, pero nuevamente se vieron afectadas las zonas con defensas provisorias y fue muy grave la situación del puente del Leyes, mientras que las defensas provisorias de la RP 1 se mantuvieron pero con trechos críticos de alto riesgo de falla.

El conjunto de nuevas obras construidas ha determinado otras restricciones y condicionantes para el manejo de las aguas, que pueden resumirse en:

- En La Guardia, un sector de las defensas perimetrales bordea la salida del aliviador No 6.

- La cloaca máxima ha sido reconstruida a la misma cota por lo que las posibles obras de canalización deberán respetar la tapada mínima o prever protección adicional.

- En Alto Verde la defensa principal concluida (con cota de coronamiento media de 17,2 m IGM) impide todo paso del escurrimiento hacia aguas abajo hasta el denominado Corte Grande.

- En el Corte Grande se ubica un camino de vinculación que salva un trecho de aproximadamente 250 m con una cota media de 14,5 m IGM.

- Al suroeste del Corte Grande se encuentra una serie de anillos de defensa a cota 15,5 m IGM separados por 3 «pasos» para el escurrimiento de unos 50 m de ancho cada uno, que actualmente se encuentran a cota media aproximada de 14 m IGM.

Con el conjunto de obras construidas y otras que se continúan proyectando y evaluando, se está intentando resolver los problemas de inundaciones y otras afectaciones derivadas de las crecidas depredatorias, dotando al área de un nivel de seguridad conceptual compatible con el riesgo hidrológico de una crecida centenaria.

Sin embargo, pareciera que con cada nueva crecida importante que se presenta aparecen nuevas afectaciones o impactos no previstos y se

comienza a dudar de la efectividad de ciertas obras y de la forma como evolucionará el sistema en su conjunto.

Esto no es casual, las diferentes obras de defensa que se han realizado confieren un status diferente a las “zonas protegidas”, anteriormente inundables, produciendo la expulsión de los ocupantes ilegales y de menores recursos hacia las áreas circundantes. Se crea indirectamente una falsa “sensación de seguridad” hacia las zonas no protegidas por la cercanía a “zonas seguras”, por lo tanto toda la zona seguirá sufriendo la presión constante de ocupación y asentamientos marginales y el desarrollo de actividades de sostenimiento (pescadores, ladrilleros, criaderos de cerdos, etc.).

De la misma manera se pretende el afianzamiento de actividades agropecuarias bajo el concepto de disminuir o evitar el riesgo de inundación tanto en el subsistema Leyes-Setúbal como en el San Javier-Leyes en áreas naturalmente inundables que nunca tuvieron protección. A la vez los estudios más actuales sobre el régimen de crecidas del río indicados en los Capítulos 3 y 6, han identificado una tendencia hacia un aumento de la frecuencia de crecidas importantes y se detectan en la zona ciertos cambios en la geomorfología del río y su valle de inundación, cuya evolución debe ser investigada e interpretada.

Esta compleja situación de permanentes cambios (naturales y antrópicos) en el sistema en consideración, obliga a continuar en el futuro con la realización de profundas investigaciones y estudios con el fin de responder a las nuevas incógnitas que se plantean.

Descripción del comportamiento de las últimas crecidas registradas

Se ha considerado de gran interés describir el comportamiento de las últimas grandes crecidas, en 1982-83, 1992 y 1998, ya que se dispone de excepcionales registros de las mismas, sin los cuales hubiera sido imposible avanzar en el conocimiento y simulación del sistema. Por ello debe reconocerse y valorarse el esfuerzo realizado por quienes tuvieron la responsabilidad de realizar las mediciones en condiciones adversas como lo son las situaciones de inundación. En primer término el Area Hidrología de la Empresa AyEE que realizó la mayoría de los aforos durante 1982-83 y 1992, transformada luego en la Empresa EVARSA que continuó operando por cuenta de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. También el Centro Regional Litoral del ex -INCYTH, actualmente INA, que midió sobreelevaciones y realizó batimetrías y aforos complementarios, así como la DPOH que también realizó mediciones complementarias.

Evolución de las crecidas en la sección Paraná-Santa Fe

Para una mejor comprensión de la evolución del funcionamiento del sistema, teniendo en cuenta las modificaciones del medio ya reseñadas y la complejidad propia de las crecidas expuestas en los Capítulos 3 y 6, se efectuará una breve descripción del comportamiento de las crecidas registradas en 1983, 1992 y 1998 en la zona de interés y en particular en la sección Santa Fe-La Guardia que vincula el subsistema Leyes-Setúbal con el subsistema RN 168-Alto Verde.

La crecida de 1982/83 fue de muy larga duración, con cinco picos. Las alturas de escala y caudales máximos registrados en Corrientes para cada onda se resumen en el Cuadro 11.1. siguiente.

Cuadro 11.1.
Alturas de
escala y caudal
correspondientes
a los picos de la
crecida 1982/83
del río Paraná
en Corrientes

Fecha	Alt. escala	Caudal pico (m ³ /s)
13/12/82	7,80	43.200
05/03/83	8,39	47.900
28/05/83	8,69	54.300
23/06/83	9,00	60.100
18/07/83	9,04	60.200

El máximo pico de la crecida en los hidrómetros de Paraná y Santa Fe se registró el 5 de julio con 6,83 m y 7,35 m respectivamente, en correspondencia con el cuarto pico en Corrientes. En esta zona, el quinto pico de Corrientes sólo se manifestó como un repunte que no alcanzó los valores máximos.

La crecida de 1992, de muy corta duración, tuvo en Corrientes un solo pico que se produjo el 8/6/92 con una altura de 8,66 m y un caudal de 55.000 m³/s. En el hidrómetro de Paraná la altura fue de 6,89 m el 22/6/92 y en Santa Fe 7,43 m el mismo día.

La crecida de 1998, se pareció más en su forma general a la de 1982/83, pero de magnitud mucho menor y con la particularidad de haberse presentado lluvias muy importantes en el tramo intermedio entre Corrientes y Santa Fe, que compensaron en parte la atenuación del pico de crecida. El pico máximo aforado en Corrientes fue de 50.600 m³/s el 4/05/98 con altura de 8,39 m, mientras que en Paraná y Santa Fe se presenta entre el 15 y 16 de mayo con alturas de 6,72 m y 7,16 m respectivamente.

En los cuadros siguientes se muestran algunos valores de alturas en los hidrómetros de Santa Fe y Paraná y los caudales registrados en los distintos componentes del sistema durante el desarrollo de estas crecidas.

A efectos del cómputo de caudales por secciones principales, se agrupan los puentes aliviadores al cauce principal asociado. En la sección Santa Fe-La Guardia se incluyen la salida por el Puente Oroño y los aliviadores de la RN 168 hasta La Guardia. Se considera como parte del Colastiné los aliviadores N° 7 y 8 ubicados entre La Guardia y el puente sobre el mismo y como pertenecientes al cauce principal los aliviadores N° 9, 10 y 11, ubicados entre el puente del Colastiné y el Túnel Subfluvial.

Fecha	Altura (m) Paraná	Altura (m) Santa Fe	Caudal (m ³ /s) Colastiné	Caudal (m ³ /s) C. Princ.	Caudal (m ³ /s) S. Fe-La Guardia	Caudal (m ³ /s) Total
29/12	6,43	6,95	7.100	29.400	5.900	42.400
21/03	6,63	7,02	7.200	32.000	7.400	46.600
06/06	6,72	7,11	7.400	33.700	9.900	51.000
20/06	6,42	6,84	6.900	30.700	8.300	45.900
27/06	6,68	7,09	7.500	37.200	10.800	55.500
30/06	6,79	7,19	7.800	38.700	11.700	58.200
06/07	6,83	7,35	7.900	39.500	13.700	61.100

Cuadro 11.2.
Crecida de 1982/
83 en la sección
Santa Fe - Paraná

La máxima altura se produjo el 6 de julio de 1983 en el último pico, habiendo comenzado este repunte el 20 de junio. Los gradientes de altura de la curva de crecida no fueron muy pronunciados, con valores promedio menores a 4cm/día. En cuanto al gradiente de caudales fue de 1.400 m³/s/día entre el 20 y 30 de junio y de 500 m³/s/día en el pico.

Fecha	Altura (m) Paraná	Altura (m) Santa Fe	Caudal (m ³ /s) Colastiné	Caudal (m ³ /s) C. Princ.	Caudal (m ³ /s) S. Fe-La Guardia	Caudal (m ³ /s) Total
01/05	4.58	5.11	3200	21300	2400	26900
15/05	5.06	5.64	3700	24000	3300	31000
31/05	5.54	6.16	4500	26500	4300	35300
10/06	5.79	6.36	5000	29500	5000	39500
15/06	6.30	6.85	5900	35000	6400	47300
22/06	6,89	7.43	6300	39500	10200	56000
30/06	6.52	7.10	5800	35000	9000	49800
15/07	5.44	6.07	4200	26000	5700	35900

Cuadro 11.3.
Crecida de 1992
en la sección
Santa Fe -
Paraná

La creciente de 1992 tuvo un rápido desarrollo, presentando en su último tramo un gradiente poco usual para este río. Entre el 1º y el 31 de mayo los niveles en Santa Fe y Paraná crecieron alrededor de 3 cm/día. Entre el 1º y el 10 de junio este gradiente declinó levemente. A partir del 10 de junio se produjo un fuerte incremento en gradientes del orden de 10 cm/día, con máximos de hasta 17 cm/día. En cuanto a los caudales los incrementos fueron de 270 m³/s/día al inicio de la crecida, superando los 1.500 m³/s/día en el pico.

Cuadro 11.4.
Crecida de 1998
en la sección
Santa Fe -
Paraná

Fecha	Altura (m) Paraná	Altura (m) Santa Fe	Caudal (m ³ /s) Colastiné	Caudal (m ³ /s) C. Princ.	Caudal (m ³ /s) S. Fe-La Guardia	Caudal (m ³ /s) Total
15/05	6,72	7,16	6.530	29.962	10.790	47.036
20/05	6,50	6,99	6.222	29.396	10.003	45.377

El caudal pico total de esta crecida fue un 23 % y un 16 % menor que los picos de las crecidas de 1983 y 1992 respectivamente. La distribución por las distintas secciones de paso se asemeja mucho más a la crecida de 1983, pudiendo decir que en términos generales pasa por el cauce principal entre un 65 a 70 % del caudal y el restante 35 a 30 % lo hace por los distintos puentes de la RN 168. En la crecida de 1992 estas proporciones son de un 70 a 75 % para el cauce principal y de un 30 a 25 % para el resto.

Sin duda uno de los factores que inciden en la distribución de caudales y mayor capacidad de conducción del cauce principal es el gradiente de la onda de crecida, que da lugar a diferencias en su velocidad de traslado.

Otros factores como la duración de las crecidas, los aportes locales, el viento, el estado de la vegetación en el valle, el almacenamiento, etc., también modifican esta distribución y tienen gran incidencia en los niveles finalmente alcanzados. Ejemplo ilustrativo son las diferencias entre las crecidas de 1982/83 y la de 1992: el caudal de la primera fue mayor que el de la segunda; la larga duración de la primera produjo una gran limpieza del valle de inundación, transformándose éste en uno de los principales elementos de conducción del sistema, en cambio, la crecida de 1992 fue muy rápida, no alcanzó a limpiar el valle y la mayor parte del escurrimiento se produjo por los cauces, determinando que los niveles alcanzados fueran superiores a pesar de que el caudal total fue de 5.000 m³/s menor.

El cauce principal del Paraná condujo en las dos crecidas mencionadas caudales similares del orden de los 39.500 m³/s. Pero en la de 1982/83 el escurrimiento total por el Colastiné y la Setúbal fue de unos 5.000 m³/s superior a la de 1992. Esta diferencia de comportamiento se ve acentuada si se considera que por los aliviadores N° 9, 10 y 11 en 1983 escurrieron 5.100 m³/s y en 1992 solamente alrededor de 2.600 m³/s.

La crecida de 1998 presenta algunas características distintivas de las anteriores. Se observa un incremento proporcional en la evacuación de la sección Santa Fe-La Guardia, producto de mayores ingresos por el subsistema Leyes-Setúbal, originados a la vez en aportes importantes al valle de inundación por margen derecha provocados por las grandes lluvias que se produjeron. De tal forma se presentan niveles mayores a los esperados en función del caudal pico estimado.

Lo anterior muestra que en 1983 la conducción por el valle de inundación se encontraba aumentada a raíz de la permanencia de la crecida y explica los relativamente bajos niveles alcanzados en comparación con las crecidas de 1992 y 1998, a pesar de tener un caudal significativamente mayor.

En la crecida de 1982/83 se produjo en la laguna Setúbal un almacenamiento que determinó una sobreelevación superior a los 0,50 m entre aguas arriba y debajo de la RN 168. Este almacenamiento se debió a la insuficiencia de las luces de los puentes y aliviadores de la RN 168 ya referidos. En la crecida de 1992, a pesar de que en el resto del sistema las alturas fueron superiores a las de 1983, dentro de la laguna fueron menores. Esto, como consecuencia de que la sobreelevación en ella fue prácticamente despreciable. Tampoco se produjeron sobreelevaciones en la laguna durante la crecida de 1998.

Ingresos al subsistema Leyes-Setúbal

Los ingresos al subsistema Leyes-Setúbal por los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita en la RP 1 en las diferentes crecidas, se sintetizan en los aforos que se presentan en los cuadros 11.5., 11.6. y 11.7.

Fecha	Altura de escala en Pto. Sta. Fe (m)	Caudal en m ³ /s			
		A. Leyes	A. Potrero	A. S. Rita	Q total
08/06/83	7,11	6.563	2.252	880	9.695
06/07/83	7,33	7.210	2.722	928	10.860
29/07/83	7,20	7.104	2.502	1.057	10.663

Cuadro 11.5.
Caudales de ingreso al subsistema Leyes-Setúbal en los puentes de la RP 1 en la crecida de 1983.

Durante esta crecida cedieron las defensas de la RP 1 como se describen en “La modificación del medio natural y el impacto de las crecidas”, donde se referencia una estimación de 2.400 m³/s que ingresaron por los cortes, con lo cual el caudal total de ingreso en el momento del pico puede estimarse en 13.300 m³/s.

Cuadro 11.6.
Caudales de ingreso al subsistema Leyes-Setúbal en los puentes de la RP 1 en la crecida de 1992.

Fecha	Altura de escala en Pto. Sta. Fe (m)	Caudal en m ³ /s			
		A. Leyes	A. Potrero	A. S. Rita	Q total
		15/06/92	6,85	6.650	1.496
19/06/92	7,32	9.464	2.158	735	12.357
30/06/92	7,10	6.290	1.674	413	8.377

Dado que las defensas de la RP 1 resistieron el embate de la crecida, la transfluencia de caudales en los sectores bajos fue prácticamente despreciable y todo el paso de agua se concentró en los puentes. Se observa así que en momentos del pico de la crecida de 1992, pasó por los puentes de los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita, un caudal un 14 % mayor que en la crecida de 1983. Sin embargo a nivel de caudal máximo ingresado total, el de 1983 es un 8 % mayor que el de 1992.

Cuadro 11.7
Caudales de ingreso al Subsistema Leyes-Setúbal en los puentes de la RP 1 en la crecida de 1998.

Fecha	Altura de escala en Pto. Sta Fe (m)	Caudal en m ³ /s			
		A. Leyes	A. Potrero	A. S. Rita	Q total
		16/05/98	7,15	6.188	2.441
19/05/98	7,05	7.185	2.312	484	9.981

Durante esta crecida tampoco hubo transfluencia por cortes de la RP 1, y todo el ingreso se produce por los puentes.

Caudales en la sección Puente Oroño

Crecida de 1983

Esta crecida fue una de las más medidas en toda la zona de estudios desde que se presenta la primera onda en diciembre de 1982 y durante todo 1983, por lo que es posible hacer un seguimiento de la evolución de los caudales y de los parámetros hidráulicos principales, según se muestra en el Cuadro siguiente.

FECHA	H.E (m)	AREA (m ²)	P.M (m)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)	SECCION
21/12/82	6,61	3.886	11,20	3.605	1,48	0,93	AEROS.
23/12/82	6,77	3.758	11,30	3.969	1,41	1,06	AEROS.
28/12/82	6,95	3.877	12,00	4.975	1,66	1,28	AEROS.
09/03/83	6,77	3.972	20,00	4.835	2,08	1,22	C.MAIPU
18/04/83	6,44	4.396	20,80	5.489	2,05	1,25	C.MAIPU
26/04/83	6,87	4.257	17,80	3.525	1,19	0,83	C.MAIPU
27/05/83	6,88	4.749	19,60	6.103	1,95	1,29	C.MAIPU
31/05/83	6,96	4.741	19,90	5.857	1,97	1,24	C.MAIPU
08/06/83	7,11	4.773	19,00	6.947	2,08	1,46	C.MAIPU
23/06/83	6,88	5.170	20,50	6.539	1,97	1,27	C.MAIPU
30/06/83	7,19	5.338	23,06	8.436	2,43	1,58	C.MAIPU
06/07/83	7,33	5.212	27,30	9.722	2,78	1,87	C.MAIPU
29/07/83	7,20	5.892	25,00	9.151	2,08	1,55	C.MAIPU
10/10/83	5,09	4.103	22,80	1.878	0,63	0,46	C.MAIPU

Cuadro 11.8.
Aforos realizados en la laguna Setúbal en la crecida 1982/83

REFERENCIAS:

H.E : altura de escala Puerto de Santa Fe

P.M: profundidad media

V.M: velocidad media de la sección

VMS: velocidad máxima puntual en la sección de aforos

Los valores de caudales aforados durante la crecida varían de 3.600 m³/s al inicio hasta 9.700 m³/s en el pico.

Las profundidades máximas y el área de la sección transversal muestran claramente la erosión que se produjo. Es muy interesante comparar los valores del aforo del 6 de julio con los del realizado el 29 del mismo mes, ya que existe una importante diferencia en las áreas. Así se tiene que con alturas de escala y caudales algo menores, las mediciones del día 29 muestran un incremento del área en aproximadamente 800 m². El aumento de la sección de paso produjo una importante caída en las velocidades tanto máxima como media.

En el aforo del 10 de octubre, realizado posteriormente a la finalización de la crecida, puede notarse que no se produjo sedimentación luego de los procesos erosivos. Si se comparan los valores de este aforo con los del inicio de la crecida se encuentra que para alturas de la escala de Santa Fe superiores

a los 6 m el área era de unos 3.800 m², mientras que en éste, para una altura de escala de 5,09 m, superó los 4.000 m². Esta situación se ha mantenido prácticamente inalterada hasta la fecha, lo que constituye una indudable ventaja, ya que se ha producido un aumento de la capacidad de evacuación de la sección sin que se llegue a velocidades erosivas.

Crecida de 1992

Los parámetros principales de la crecida se presentan en el cuadro siguiente.

Cuadro 11.9.
Aforos realizados en la laguna setubal en la crecida 1992

FECHA	H.E (m)	AREA (m ²)	P.M (m)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)	SECCIO
14/05/92	5,60	4.179	19,80	3.137	1,01	0,75	C.MA IPL
02/06/92	6,22	4.548	21,20	4.199	1,22	0,92	C.MA IPL
11/06/92	6,44	4.957	22,90	4.884	1,39	0,98	C.MA IPL
16/06/92	6,98	5.085	22,90	5.939	1,59	1,17	C.MA IPL
23/06/92	7,42	5.429	23,50	7.711	1,87	1,42	C.MA IPL
01/07/92	7,04	5.308	22,04	7.320	1,81	1,38	C.MA IPL
17/07/92	6,03	4.731	21,00	5.029	1,36	1,06	C.MA IPL

Como puede observarse, el área de la sección transversal ha permanecido prácticamente constante, no produciéndose nuevas erosiones. Por lo tanto es razonable suponer que el caudal máximo de esta crecida sea el adoptado para que evacúe esta sección. De producirse mayores escurrimientos por el sistema, los incrementos deberían ser conducidos a través de los aliviadores.

Crecida de 1998

Cuadro 11.10.
Aforos realizados en la laguna Setúbal en la crecida 1998

FECHA	H.E (m)	AREA (m ²)	P.M (m)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)	SECCIO
15/05/98	7,16	5.218	24,10	8.494	2,13	1,62	C.MA IPU
17/05/98	7,14	5.218	24,10	8.494	2,13	1,62	C.MA IPU
20/05/98	6,99	4.731	21,00	8.339	1,36	1,06	C.MA IPU

Los caudales evacuados por la sección de salida de la laguna Setúbal durante 1998 fueron muy importantes, y superiores a los de la crecida 1992 al sumarse los aportes de lluvia provenientes de los arroyos Saladillos.

Caudales evacuados por los puentes aliviadores de la ruta nacional N°168 - Tramo Santa Fe-La Guardia

Al momento de producirse la gran crecida del año 1982/83, en la RN 168, entre la margen izquierda de la laguna Setúbal y la salida de la RP 1 en La Guardia, se disponía de 6 puentes aliviadores cuyas luces de paso sumaban 340 m, según el siguiente detalle:

Puente 1: 60 m Puente 2: 74 m Puente 3: 39 m
Puente 4: 74 m Puente 5: 39 m Puente 6: 54 m

FECHA	H.E (m)	ALVIADOR 1		ALVIADOR 2		ALVIADOR 3	
		AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)
28/12/82	6,95	145	171	192	247	96	140
18/03/83	7,00	166	324	232	515	115	213
26/05/83	6,87	158	361	224	518	119	288
06/06/83	7,11	179	429	285	608	126	280
28/06/83	7,12	197	423	276	688	145	325
07/07/83	7,33	211	462	312	810	158	348

Cuadro 11.11.
Resumen de aforos de la crecida de 1982/83 de los aliviadores 1, 2 y 3.

FECHA	H.E (m)	ALVIADOR 4		ALVIADOR 5		ALVIADOR 6	
		AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)
27/12/82	6,93	132	136	110	93	133	110
18/03/83	7,00	171	413	133	261	171	385
24/05/83	6,78	236	462	299	205	189	411
08/06/83	7,11	323	628	162	416	205	533
30/06/83	7,19	334	738	189	437	240	547
06/07/83	7,32 colapsó	721	1.197	196	466	Colapsó, sin aforo	

Cuadro 11.12.
Resumen de aforos de la crecida de 1982/83 de los aliviadores 4, 5 y 6.

Posteriormente a la crecida de 1983, el conjunto de los aliviadores que había colapsado durante la misma fue reconstruido con una configuración totalmente distinta de la anterior, construyéndose tres nuevos puentes de una extensión mayor a la previamente existente, según se observa en la Figura 11.3.

Figura 11.3.a
Ruta Nacional 168 entre Santa Fe y La Guardia y sus obras de paso durante la crecida 1977



Figura 11.3.b
Ruta Nacional 168 entre Santa Fe y La Guardia y sus obras de paso durante la crecida 1983



Figura 11.3.c
Ruta Nacional 168 entre Santa Fe y La Guardia y sus obras de paso durante la crecida 1992



Figura 11.3.d
Ruta Nacional 168 entre Santa Fe y La Guardia y sus obras de paso en 1995



Es así que el actual aliviador 3 de 240 m de luz, se construye entre los aliviadores anteriores 2 y 3, pasando el antiguo 3 a denominarse actualmente 4.

En lugar del aliviador caído 4 (antigua denominación) se construye un terraplén, rellenando de esa forma el cauce del arroyo Saladillo 4.

Se construyen dos nuevos puentes de mayor luz cercanos a La Guardia:
 .El actual aliviador 5 de 310 m de luz, entre el antiguo 4 y 5.

.El actual aliviador 6 de 210 m de luz, ocupando el lugar de los antiguos 5 y 6.

Los valores totales que escurrieron en ambas situaciones por la sección de los puentes aliviadores son muy diferentes, ya que con los nuevos puentes aumentó la luz de paso a un total de 933 m, pero no así su eficiencia hidráulica al encontrarse en zonas de planicie de inundación y no de cauces, y no disponer de canales de llamada.

Adicionalmente, las modificaciones del entorno, ya largamente expuestas, alteran la distribución de las aguas en la sección, destacándose entre otras: a) el rellenamiento de la zona del CERIDE, lo que trajo como consecuencia que el aliviador N°1 haya perdido casi totalmente la capacidad de conducción; b) dragado parcial del aliviador N°6; c) defensas que limitan la expansión de las aguas; d) desarrollo de vegetación en las zonas aguas arriba y aguas abajo de los puentes; e) rellenamientos y defensas aguas debajo de la RN 168.

Todo esto agregado a las características distintas de las crecidas, especialmente desde el punto de vista de la duración, trajo como consecuencia un comportamiento diferente del sistema durante las crecidas de 1992 y 1998 respecto de la de 1982/83, por lo que no son comparables en forma directa los caudales evacuados.

Cuadro 11.13.
Resumen de aforos de la crecida de 1992 de los aliviadores 1, 2 y 3.

FECHA	H.E (m)	ALVIADOR 1		ALVIADOR 2		ALVIADOR 3	
		AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)
12/05/92	5,53	S/D	0	S/D	0	S/D	0
12/06/92	6,50	94	30	225	28	686	46
18/06/92	7,21	157	61	302	89	906	207
24/06/92	7,42	166	68	329	173	1.005	380
01/07/92	7,04	139	57	295	157	945	321
20/07/92	5,94	71	5	199	31	445	46

En el aliviador 1, el caudal máximo aforado fue de $68 \text{ m}^3/\text{s}$ que comparado con los casi $500 \text{ m}^3/\text{s}$ que pasaron por este aliviador en 1983 muestra la disminución de la captación del mismo, producto de las interferencias generadas aguas arriba y de que el desnivel de esta crecida entre aguas abajo y aguas arriba de la ruta fue mucho menor. El bajo desnivel se debe atribuir a la combinación de dos causas: la mayor luz de los aliviadores en la actualidad y la interferencia aguas abajo generada por los rellenamientos en Alto Verde.

Otro dato significativo es que los aliviadores no se activaron hasta que se superaron los 5,50 m en la escala de Santa Fe.

En el aliviador 2, el caudal máximo para esta crecida fue de $173 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que en 1983 fue de alrededor de $800 \text{ m}^3/\text{s}$. Si bien se nota una disminución importante, no es tan notable como en el caso del aliviador N°1.

La velocidad media máxima supera levemente los $0,5 \text{ m/s}$, lo que indica que no ha habido velocidades erosivas.

El aliviador 3 es uno de los que se construyeron después de la crecida de 1992, por lo tanto no se pueden efectuar comparaciones con la de 1983. Su posición no se corresponde con ninguno de los aliviadores anteriores, sino que se encuentra ubicado entre el actual N°2 y el anterior N°3. El caudal máximo fue levemente superior a los $380 \text{ m}^3/\text{s}$. Es importante destacar las velocidades bajas que se produjeron, por lo tanto se podría conducir mayor caudal por el mismo sin peligro de que se produzcan erosiones.

FECHA	H.E (m)	ALVIADOR 4		ALVIADOR 5		ALVIADOR 6	
		AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)
12/05/92	5,53	S/D	0	S/D	0	S/D	0
12/06/92	6,50	85	25	694	49	1.493	172
17/06/92	7,21	115	41	974	182	1.750	405
23/06/92	7,42	124	56	1.325	398	1.849	1.043
29/06/92	7,04	111	48	1.052	251	1.807	862
20/07/92	5,94	62	0,7	578	21	1.409	126

Cuadro 11.14.
Resumen de aforos de la crecida de 1992 de los aliviadores 4, 5 y 6.

En el aliviador 4 el caudal máximo registrado fue de $56 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto podría deberse a que está muy próximo al aliviador N°3, que es uno de los de reciente construcción y que posee una amplia luz. En el año 1983, este aliviador condujo unos $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

El aliviador 6 fue el de mayor conducción durante la crecida de 1992. Esto se debe a que es el que tiene menor interferencia aguas arriba y a que se corresponde con un antiguo rasgo fluvial.

El caudal máximo de $1.043 \text{ m}^3/\text{s}$ es similar a la suma de las descargas en el año 1983, de los antiguos aliviadores N°5 y 6, a los que reemplaza.

Cuadro 11.15.
Aforos en
aliviadores en la
crecida de 1998

Fecha	H.E (m)	Aliviador N°	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)
18/05/98	7,10	5	609	347
19/05/98	7,05	3	433	387
20/05/98	6,99	4	125	82
22/05/98	6,86	1	142	87
22/05/98	6,86	6	1.464	753

Como se observan los aforos se ejecutaron en diferentes días inmediatamente después del pico, con variaciones de altura de escala de casi 25 cm. No obstante, resulta claro que el aliviador 6 duplica la capacidad de evacuación de cada uno de los otros dos puentes grandes, el 5 y el 3. Para esta fecha ha desaparecido el puente aliviador 2 que fue rellenado y aumenta, en comparación con la crecida de 1992, la evacuación de los puentes 1 y 4.

Modelación del sistema

El modelo utilizado

La modelación matemática de un sistema fluvial como el del río Paraná en su tramo medio es sumamente dificultosa debido a la enorme complejidad del escurrimiento y la cantidad de subsistemas que lo componen. Como consecuencia de la existencia de todos estos subsistemas, se establece un flujo que si bien tiene su componente principal en la dirección del río, presenta múltiples transferencias laterales y longitudinales entre ellos, transformando el flujo en multidireccional.

La enorme complejidad que implica la aplicación de un modelo bidimensional a un sistema fluvial de esta magnitud, la gran cantidad de datos requerida para su implementación y la dificultad del establecimiento de las condiciones de borde, hizo que se desarrollara un modelo de múltiples ramas (cuasibidimensional), para solucionar el problema.

Se aplicó el Modelo "Paraná Medio" (Ceirano, E. y otros, 1982), desarrollado por Agua y Energía Eléctrica, que además de ser un modelo

de múltiples ramas tiene incorporada una serie de algoritmos que permiten simular particularidades del sistema tales como la pérdida de vegetación del valle de inundación a lo largo de la crecida, efecto combinado de almacenamiento y conducción del valle, etc. Fue desarrollado por primera vez en oportunidad del proyecto de obras que permitieran el manejo del agua en el sistema fluvial Paraná – Leyes – Setúbal y luego adaptado y mejorado para sucesivas aplicaciones.

El modelo de escurrimiento en red de canales “Paraná Medio” se basa en las ecuaciones de Saint Venant, para flujo impermanente, constituyendo un sistema hiperbólico de ecuaciones diferenciales. Discretiza las ecuaciones por medio de un esquema de diferencias finitas de cuatro puntos, implícito. El sistema de ecuaciones es resuelto por el método de eliminación de Gauss.

Las ecuaciones básicas son:

Ec. de Continuidad

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q + LB \quad (11.1)$$

Ec. de Cantidad de Movimiento

$$\frac{I \delta Q}{A \delta t} + \frac{I \delta}{A \delta x} \left[\frac{Q^2}{A} \right] + g \frac{\delta H}{\delta x} = -gI \quad (11.2)$$

siendo:

x: distancia a lo largo del canal; t: tiempo; H: nivel de agua absoluto; Q: caudal; A: área de escurrimiento en una sección normal; q: caudal lateral específico (caudal por unidad de longitud); L: intensidad de lluvia neta; B: ancho de escurrimiento de una sección recta; g: aceleración de la gravedad; I: pendiente de fricción.

La pendiente de fricción I es estimada por la fórmula de Manning:

$$I = \frac{Q^2 \eta^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q^2 \eta^2 B^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}} \quad (11.3)$$

donde:

η : coeficiente de rugosidad de Manning; R : radio hidráulico;

Configuración del sistema

El modelo esquematiza al sistema por medio de un conjunto de ramas interconectadas a través de nodos o uniones internas. Las ramas pueden ser subdivididas en segmentos, de acuerdo a factores geométricos e hidráulicos o computacionales.

A través del modelo se determinan los valores de nivel de agua, velocidad media y caudal en cauces y valles de inundación, para distintas secciones. La simulación se realiza tanto en condiciones naturales como para las alternativas de obra propuestas.

Implementación

El modelo se aplicó al tramo del cauce principal del río Paraná, valle aluvial y cursos menores, comprendido entre las secciones transversales que pasan por Ea. Santa Cruz, aguas arriba, y Diamante, aguas abajo, con una longitud total de aproximadamente 230 km. Se consideró además una condición de borde intermedia en la desembocadura del arroyo Saladillo en la laguna Capón que fue simulada mediante un aporte constante dada la baja magnitud de los mismos respecto de los caudales del arroyo Leyes en crecida. La condición de borde aguas arriba fue caudal en función del tiempo, mientras que las de aguas abajo, alturas registradas para la calibración y curva altura - caudal para las corridas de explotación.

En el caso de los aliviadores de la RN 168 en el Trama Santa Fe – La Guardia se tomaron tres ramas, en correspondencia con los tres nuevos aliviadores construidos sobre esta ruta, incluyendo los N° 1 y 2 en el canal principal y el N° 4 en la rama correspondiente al N° 3.

Teniendo en cuenta las características geométricas e hidráulicas del sistema, la necesidad de realizar una modelación detallada de la zona de la laguna Setúbal en las inmediaciones de la ciudad de Santa Fe, así como los requerimientos, de información de entrada, salida y computacionales, se elaboró la esquematización del mismo mostrándose en la Figura 11.4. un esquema de la configuración resultante. En el Cuadro 11.16. siguiente se enumeran las ramas que conforman el modelo, como así mismo el número de perfiles que la componen y los nodos inicial y final.

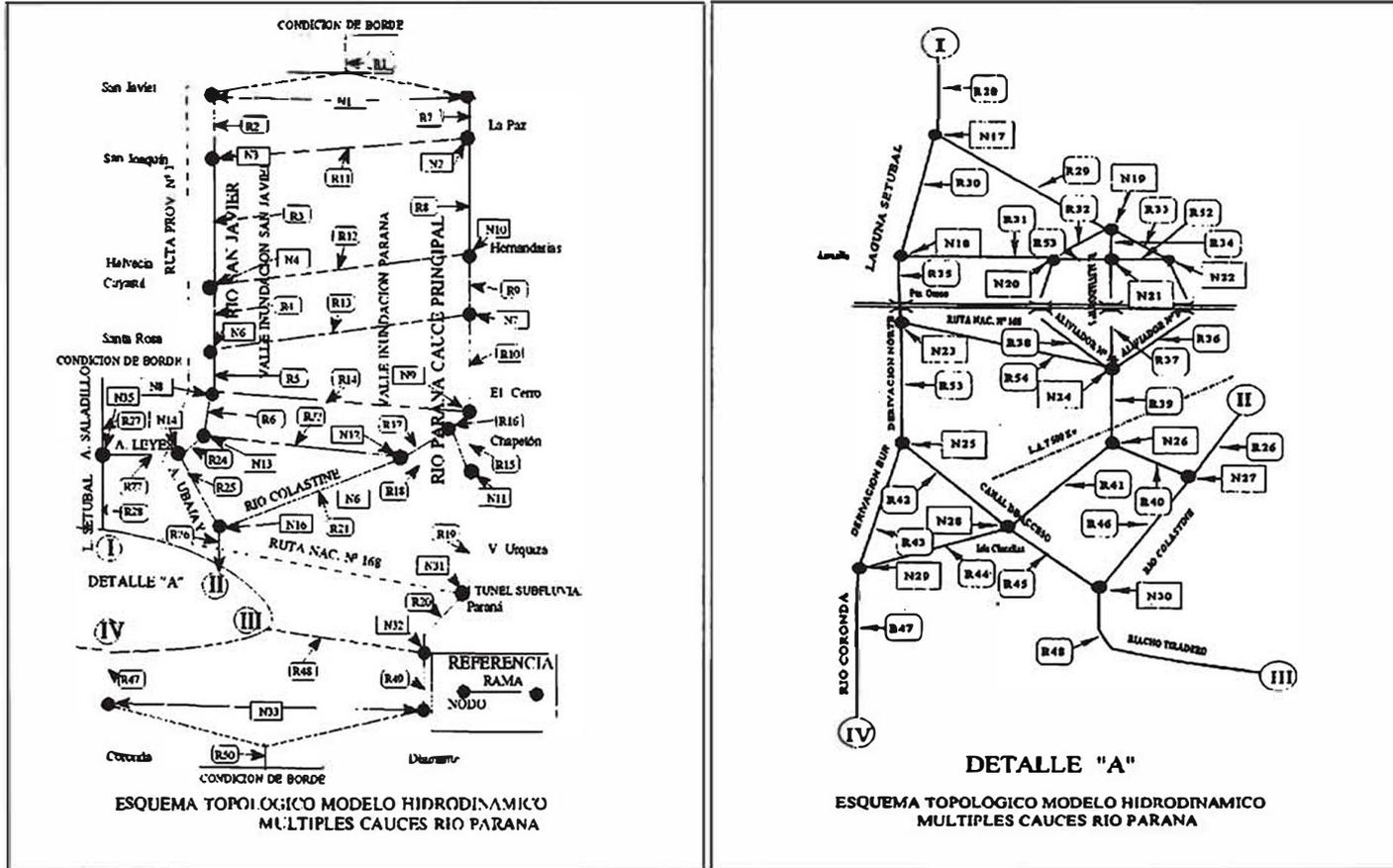


Figura 11.4. Esquema topológico del sistema a simular

Cuadro 11.16.
Ramas y nodos
del modelo
hidrodinámico

RAMA	SUBSISTEMA	CANT.	NODO	NODO
		PERFILES	INICIAL	FINAL
1	PARANA TOTAL	2	C. BORDE	1
2	SAN JAVIER	3	1	3
3	SAN JAVIER	5	3	4
4	SAN JAVIER	4	4	6
5	SAN JAVIER	2	6	8
6	SAN JAVIER-LEYES	2	8	14
7	C.PRINCIPAL PARANA	2	1	2
8	C.PRINCIPAL PARANA	6	2	10
9	C.PRINCIPAL PARANA	3	10	7
10	C.PRINCIPAL PARANA	3	7	9
11	PARANA- SAN JAVIER	3	2	3
12	PARANA- SAN JAVIER	2	10	4
13	PARANA- SAN JAVIER	2	7	6
14	PARANA- SAN JAVIER	2	14	9
15	C.PRINCIPAL PARANA	3	9	11
16	RIO COLORADO	2	9	34
17	ARROYO LEYES	5	14	35
18	ARROYO YACARE	2	34	11
19	C.PRINCIPAL PARANA	4	11	31
20	C.PRINCIPAL PARANA	3	31	32
21	RIO COLASTINE	3	17	16
22	RCHO GARCEROSA	2	14	12
23	RIO COLORADO	2	34	12
24	ARROYO LEYES	3	13	14
25	ARROYO UBAJAY	4	14	16
26	RIO COLASTINE	7	16	27
27	SALADILLO LEYES	4	C. BORDE	35
28	LAGUNA SETUBAL	6	51	17
29	LAGUNA SETUBAL	2	17	19
30	LAGUNA SETUBAL	3	17	18
31	LAGUNA SETUBAL	2	20	18
32	ALIVIADOR Nº 3	2	19	20
33	ALIVIADOR Nº 5	2	19	21
34	ALIVIADOR Nº 6	2	19	22
35	LAGUNA SETUBAL	3	18	23
36	ALIVIADOR Nº 6	6	22	24
37	ALIVIADOR Nº 5	6	21	24
38	ALIVIADOR Nº 3	6	20	24
39	ZONA L.A.T 132	2	24	26
40	ZONA L.A.T 132	2	27	26
41	ZONA ALTO VERDE	2	26	28
42	CANAL ACCESO	2	25	28
43	DERIVACION SUR	2	25	29
44	ISLA CLUCELLAS	2	28	29
45	CANAL ACCESO	2	28	30
46	RIO COLASTINE	2	27	30
47	RIO CORONDA	4	29	33
48	R.TIRADERO	3	28	30
49	C.PRINCIPAL PARANA	4	32	33
50	RIO PARANA	2	33	C.BORDE
51	DERIVACION NORTE	3	23	25
52	LAGUNA SETUBAL	2	22	21
53	LAGUNA SETUBAL	2	21	20
54	RCHO SANTA FE	3	24	23

Calibración del modelo

La calibración del modelo se realizó con las crecidas ocurridas en los años 1983 y 1992. En la crecida de 1983 se utilizó el período comprendido entre el 9/05/83 y el 7/08/83 y en cuanto a la de 1992, el período el 01/05/92 al 07/08/92. Estas dos crecidas corresponden a los dos eventos de mayor magnitud ocurridos en el río Paraná en el período húmedo que se inició en la década del 70.

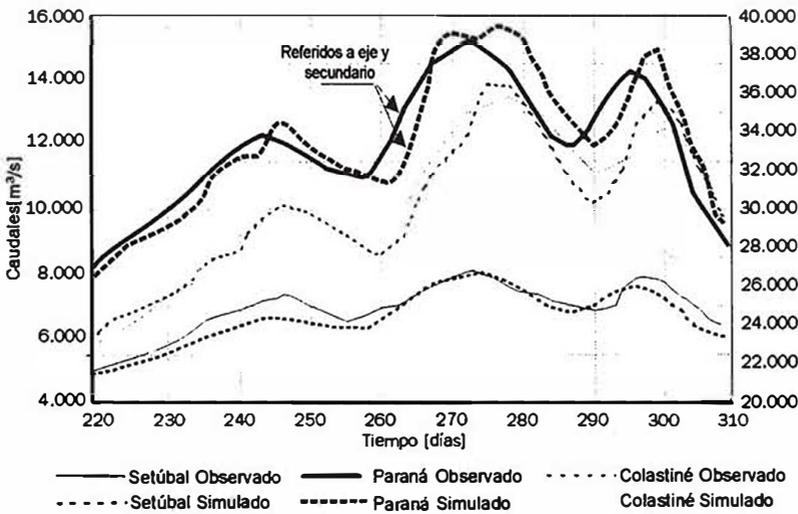


Figura 11.5. Calibración de la crecida 1983. Hidrogramas observados y simulados para las secciones Setúbal, Colastiné y Paraná.

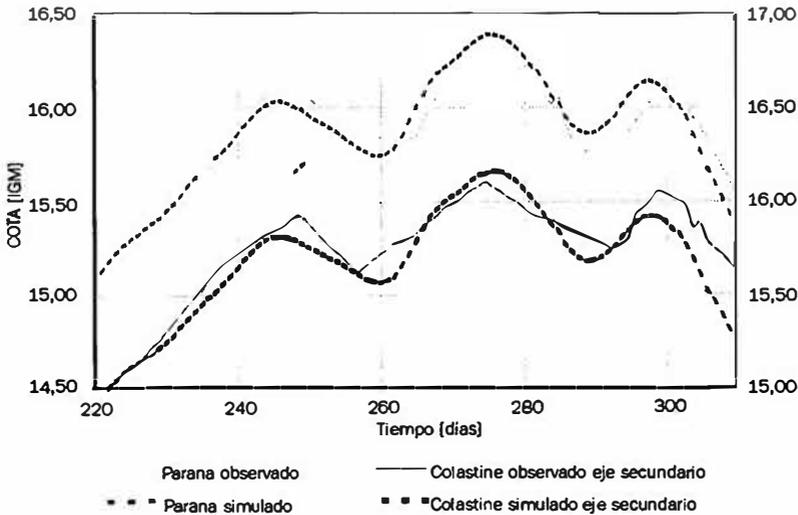


Figura 11.6. Calibración de la crecida 1983. Limnigramas observados y simulados para las escalas de arroyo Colastiné y Paraná.

La calibración se realizó por un proceso de prueba y error, buscando la mejor correspondencia entre los niveles y caudales observados y calculados.

A tal efecto se consideraron las siguientes secciones: río Paraná en: La Paz, Santa Elena, Hernandarias, Pueblo Brugo, Isla del Chapetón, Villa Urquiza, Paraná y Bajada Grande; río San Javier en: Helvecia, Cayastá y Santa Rosa; A° Leyes en RP 1; Laguna Setúbal en Santa Fe y río Colastiné

Figura 11.7. Calibración de la crecida 1983. Limnigramas observados y simulados para las escalas de Cayastá y Santa Rosa en el río San Javier

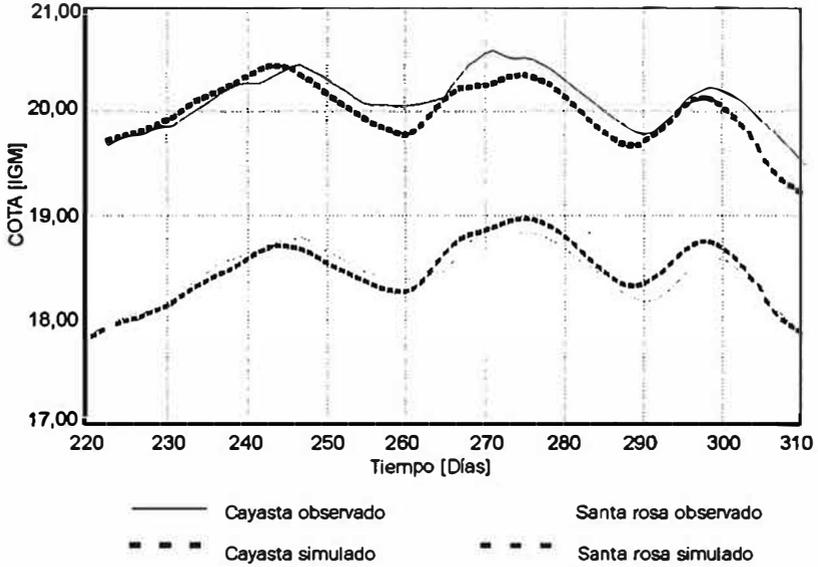
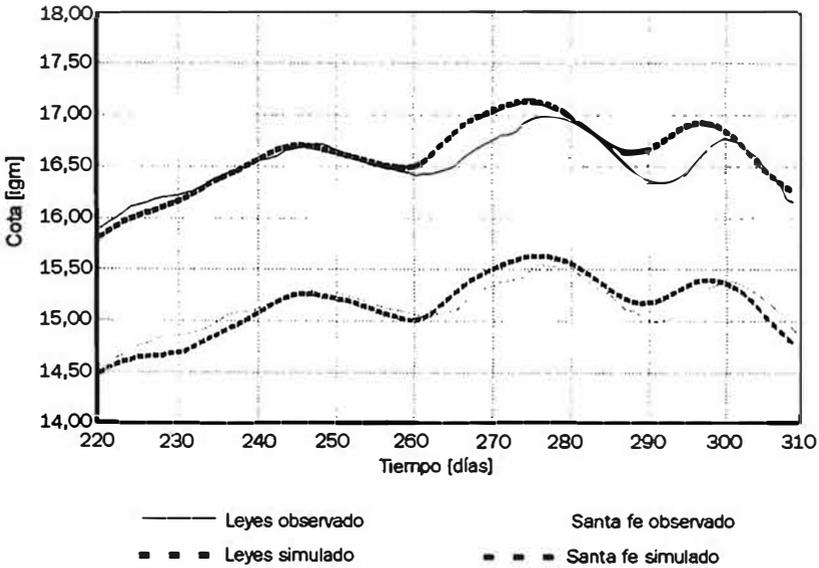


Figura 11.8. Calibración de la crecida 1983. Limnigramas observados y simulados para las escalas de arroyo Leyes y Puerto Santa Fe.



en RN 168. Asimismo se verificaron niveles de agua medidos en forma no sistemática en distintos puntos del área en estudio durante la crecida.

En las Figuras 11.5 a 11.12 se muestra la correspondencia entre niveles observados y calculados en distintos puntos del sistema, agrupadas en zonas como para poder apreciar la bondad de la calibración.

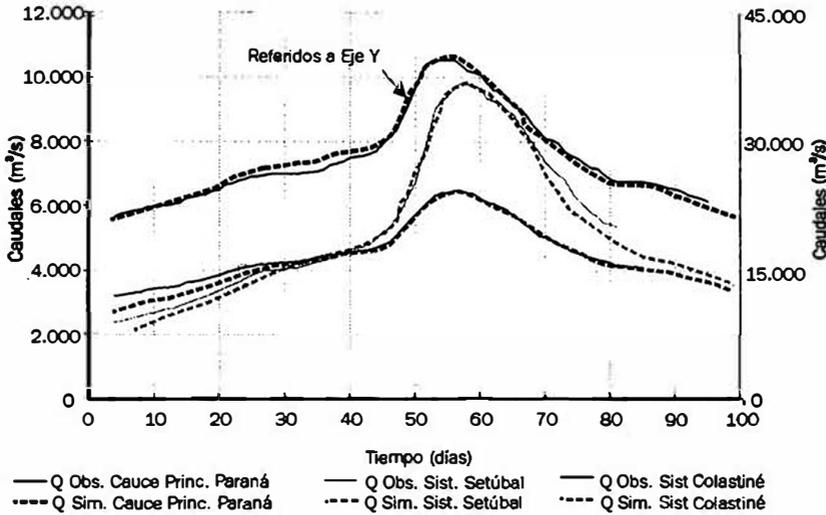


Figura 11.9. Calibración de la crecida 1992. Hidrogramas observados y simulados para las secciones Setúbal, Colastiné y Paraná.

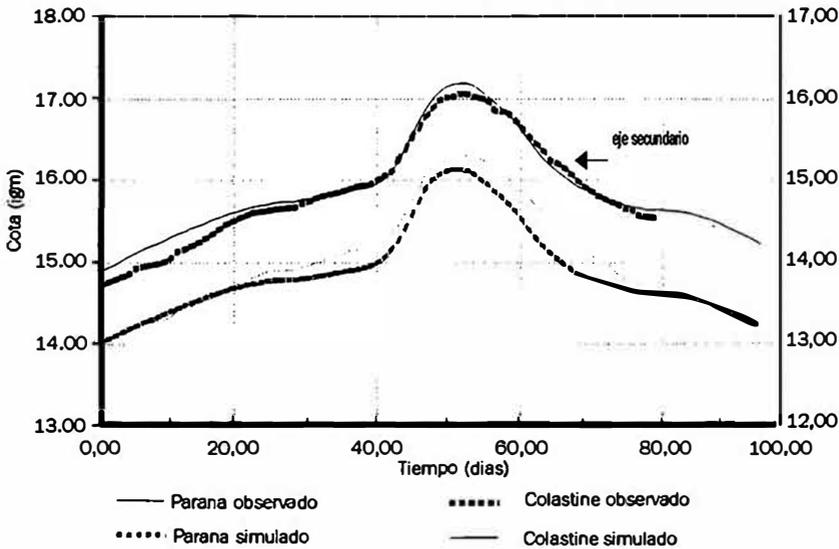


Figura 11.10. Calibración de la crecida 1992. Limnigramas observados y simulados para las escalas de arroyo Colastiné y Paraná.

Figura 11.11. Calibración de la crecida 1992. Limnigramas observados y simulados para las escalas de Cayastá y Santa Rosa en el río San Javier

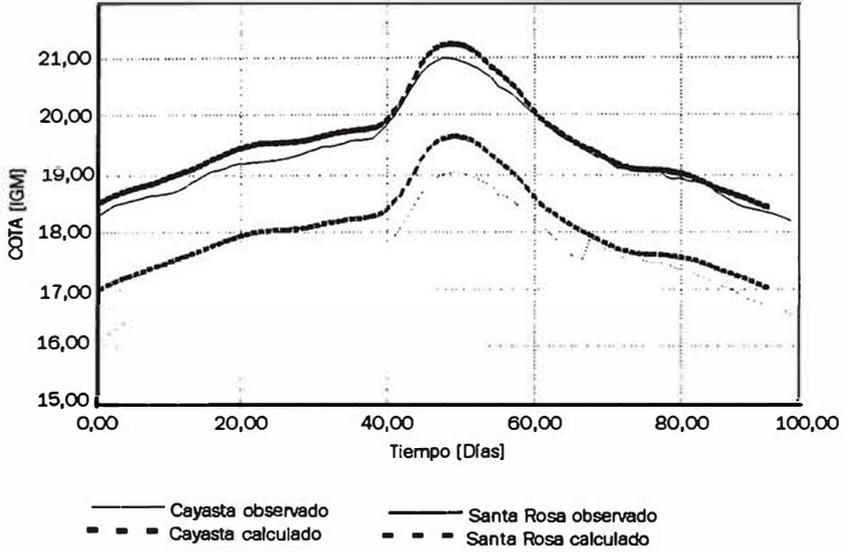
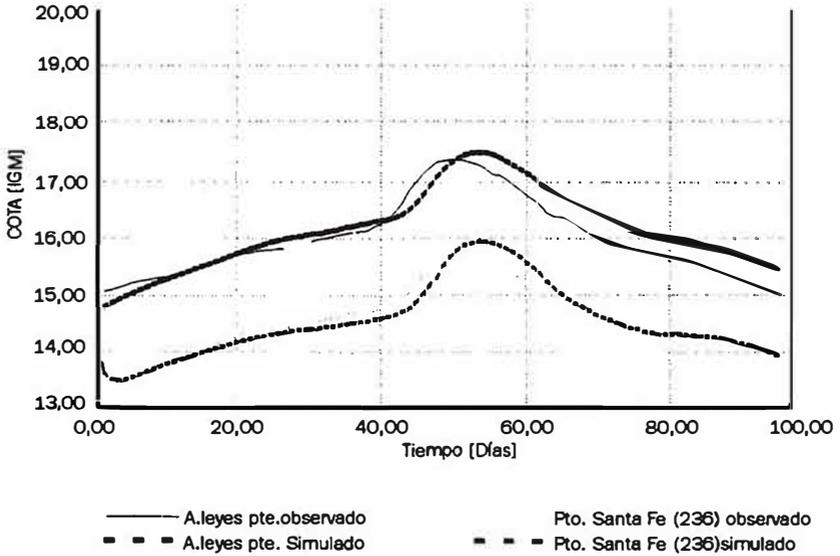


Figura 11.12. Calibración de la crecida 1992. Limnigramas observados y simulados para las escalas de arroyo Leyes y Puerto Santa Fe.



Se puede observar en general un ajuste satisfactorio que demuestra la bondad de la metodología propuesta. Son de destacar las situaciones producidas en Helvecia en la crecida de 1983 y en Santa Rosa en 1992, donde se producen evidentes corrimientos en los ceros de las escalas y que se ponen en evidencia a través del modelo.

Simulación del subsistema Leyes-Setúbal para determinación de los ingresos a la laguna y cálculo de erosiones en los puentes de la RP 1

Estudios preliminares

Desde el año 1993 se han realizado varios estudios mediante modelación hidrodinámica los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita en la zona de los puentes sobre la RP 1, considerando las salidas del subsistema a través de la RN 168.

En los primeros estudios se calibró el modelo sólo con la crecida de 1992 y el esquema de representación utilizado fue simplificado, considerando por ejemplo, que los ingresos estaban reunidos en una sola rama.

Los experimentos realizados se condujeron a determinar los efectos hidráulicos de posibles cierres parciales de los caudales de ingreso a la laguna Setúbal. En general se determinaron variaciones en la distribución de caudales, en las velocidades y las diferencias de niveles entre las secciones inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de las posibles obras de regulación. Se realizaron experimentos para caudales máximos de regulación de 5.000, 5.600 y 6.000 m³/s. Como crecida de diseño del río Paraná se utilizó la de 1992, es decir unos 55.000 m³/s. Los desniveles calculados entre las secciones de aguas arriba y abajo de la RP 1 fueron de 1,41, 1,53 y 1,73 m respectivamente, siendo las cotas de pelo de agua en la sección de aguas arriba de 17,97, 10,01 y 18,08 m IGM respectivamente.

Estudio de caudales a través de la RP 1, para las crecidas de diseño y verificación

Se analizaron dos alternativas, una manteniendo los puentes actuales y otra trasladando la ruta hacia aguas abajo, construyendo nuevos puentes, tomando como crecida de diseño la de 100 años de recurrencia en caudal pico e hidrograma tipo 1982-83 y como crecida de verificación la de pico de 250 años de recurrencia y el mismo hidrograma.

Como en el caso de que no se realizara protección de fondo para la magnitud de caudales que se producirían para estas crecidas, se originarían importantes erosiones, se debió proceder al cálculo de la misma. Para ello se partió de los perfiles actuales de las secciones transversales en la zona de puentes, determinando velocidades y caudales y se repitieron los cálculos con los perfiles de 1983. A partir de estos valores se procedió a calcular las erosiones, repitiéndose las corridas para las nuevas secciones.

En las figuras 11.13. a 11.15. se muestran los valores de caudales, velocidades medias y desniveles calculados con la crecida de diseño, para tres hipótesis de trabajo correspondientes a la posición actual del puente, a)

condición actual, b) con los perfiles erosionados en los niveles de 1983 y c) con los perfiles erosionados según lo determinado para las crecidas de diseño:

Figura 11.13. Comparación de hidrogramas para distintas alternativas de erosión en el cauce del arroyo Leyes, zona del puente sobre la ruta provincial N° 1

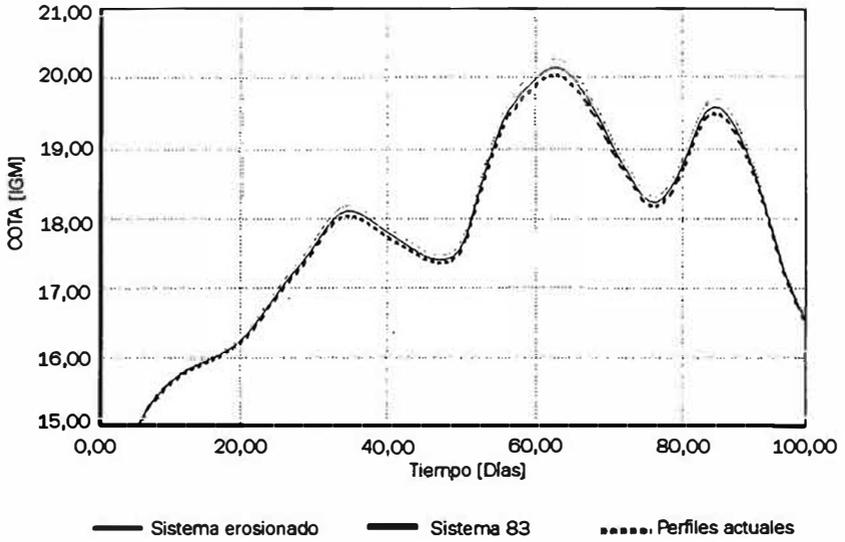
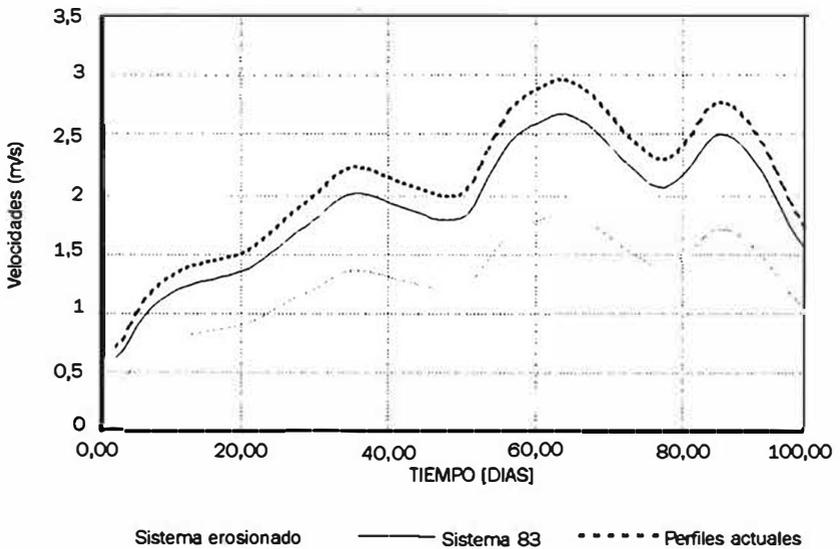


Figura 11.14. Comparación de velocidades medias para distintas alternativas de erosión en el cauce del arroyo Leyes, zona del puente sobre la ruta provincial N° 1



Como puede observarse en la Figura 11.13., el caudal máximo de ingreso a la laguna Seribal a través de la RP 1 tiende a estabilizarse aunque ocurran erosiones en las secciones de los puentes, presumiblemente debido a que existe un control general del flujo, determinado por condiciones de escurrimiento aguas arriba y aguas abajo.

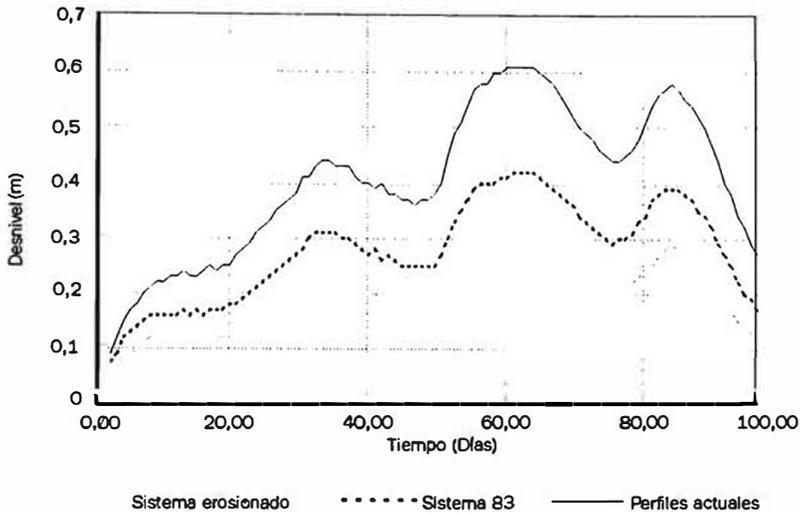


Figura 11.15. Comparación de desniveles aguas arriba-aguas abajo de la ruta, para distintas alternativas de erosión en el cauce del arroyo Leyes, zona del puente sobre la ruta provincial Nº 1

En el caso de las velocidades medias Figura 11.14, se observa claramente que a medida que se incrementa la sección, éstas bajan en forma considerable debido a la constancia de los caudales. En cuanto a los desniveles Figura 11.15., éstos se incrementan sensiblemente en la medida que la sección de escurrimientos es más pequeña.

Esto permitiría, si el caudal de ingreso es compatible con el subsistema RN 168-Alto Verde, prescindir de la protección de fondo para controlarlo. Sin embargo, las conclusiones definitivas exigen estudios de erosiones generalizadas y detalles de modelación que superan la metodología aplicada.

En cuanto a la alternativa del cambio de emplazamiento del puente, son válidas las consideraciones anteriores, respecto de que los caudales de ingreso a la laguna prácticamente no se modifican.

Estudio de efectos provocados por el emplazamiento de un nuevo puente sobre la ruta provincial Nº 1

A partir de los resultados de los estudios anteriores y ante la decisión de reemplazar el antiguo puente existente, se realizó un estudio complementario de mayor detalle sobre las condiciones de ingreso de caudal al subsistema Leyes-Setúbal.

Como crecida de diseño se mantuvo la del río Paraná en la zona de Santa Fe de 100 años de recurrencia similar a la utilizada en los estudios del comportamiento de los aliviadores de la ruta nacional Nº 168.

En este estudio se realizaron adaptaciones del modelo a las obras propuestas a efecto de las simulaciones correspondientes. Para ello se tuvieron en cuenta los perfiles disponibles actualizados en los Aº Leyes y Potrero durante la

crecida de 1998 y los relevamientos adicionales efectuados específicamente.

Para los experimentos de simulación se tomaron las secciones con las erosiones calculadas, para cada caso según se detalla en cada una de las aplicaciones.

A fin de contar con un mayor detalle en la simulación de la zona en estudio se modificaron las ramas de la modelación anterior de manera de estudiar por separado el A° Leyes del A° Potrero, para ello se conformaron 5 ramas en reemplazo de la anterior rama del A° Leyes.

Se aplicó el modelo hidrodinámico bajo distintas hipótesis de conformación del mismo; en etapas consecutivas se fueron realizando diversos experimentos realimentando los resultados con los estudios de erosión que se especifican en el punto siguiente. Se enumeran a continuación los experimentos realizados:

a) situación actual, se configuró el sistema con los perfiles actualizados, realizándose una recalibración en el subsistema con la distribución actual de caudales entre el A° Leyes y el Potrero, aforos EVARSA de fecha 21 y 22 de abril de 1998, con caudales de 2.250 m³/s en el A° Potrero, 7.580 m³/s en el A° Leyes y 295 m³/s en el A° Santa Rita. (Experimento N° 1)

b) situación actual, con el agregado del nuevo puente sobre el A° Leyes, operando con la crecida de diseño, con y sin remoción del estribo izquierdo del puente viejo. Se consideró el cauce del Santa Rita cegado para el nuevo puente y abierto en el puente viejo. (Experimentos N° 2 y 3)

c) Idem anterior con los perfiles erosionados de ambos cauces Leyes y Potrero. (Experimentos N° 4 y 5)

d) Idem c pero con nuevo cálculo de erosión. (Experimentos N° 6 y 7)

En los Cuadros 11.17. a 11.22. se muestran los resultados obtenidos para distintas secciones de interés del subsistema correspondientes a los experimentos 2 a 7 respectivamente.

Cuadro 11.17.
Caudales,
velocidades y
alturas en
secciones signifi-
cativas A° Leyes
con puente viejo
actual
(Experimento N° 2)

PERFIL N°	Q Total (m ³ /s)	Q C.ppal. (m ³ /s)	Q Valle (m ³ /s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.472	10.378	6.094	1,81	17,56
897-Leyes A. Abajo Salida Colorado	11.299	9.446	1.853	2,31	17,56
898-Puente Nuevo	11.299	10.631	668	2,39	17,49
896-Puente Viejo	11.299	10.748	551	3,15	17,31
892-Colorado A. Arriba Ubajay	5.172	1.466	3.706	1,32	17,24
891-Potrero A. Abajo Ubajay	3.324	2.584	739	1,54	17,43
889-Puente Potrero	3.324	3.236	88	2,17	17,29
874-Entrada laguna Setúbal	14.623	7.420	7.203	1,41	17,33

PERFIL N°	Q Total (m ³ /s)	Q C.ppal. (m ³ /s)	Q Valle (m ³ /s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.510	10.432	6.078	1,90	17,53
897-Leyes A. Abajo Salida Colorado	11.725	9.814	1.911	2,41	17,53
898-Puente Nuevo	11.725	11.037	688	2,49	17,45
896-Puente Viejo	11.725	11.015	710	2,08	17,49
892-Colorado A. Arriba Ubajay	4.785	1.358	3.427	1,20	17,42
891-Potrero A. Abajo Ubajay	2.957	2.304	653	1,37	17,41
889-Puente Potrero	2.957	2.878	79	1,93	17,30
874-Entrada laguna Setúbal	14.682	7.440	7.242	1,41	17,34

Cuadro 11.18.
Caudales, velocidades y alturas en secciones significativas A° Leyes con remoción de estribo margen izquierda. (Experimento N° 3)

El Cuadro 11.17., corresponde al cálculo efectuado con la configuración actual, es decir sin considerar erosiones adicionales; pero con la incorporación del nuevo puente diseñado, el caudal total de ingreso al subsistema Leyes-Setúbal-Ubajay es para esta crecida de diseño es decir 65.800 m³/s es de 16.472 m³/s, de los cuales 14.623 m³/s ingresan a la laguna Setúbal, 11.299 m³/s a través del A° Leyes y 3.324 m³/s a través del A° Potrero. Como puede observarse las velocidades en la zona de los puentes resultan altamente erosivas. En el Cuadro 11.18. se presentan las mismas condiciones, pero habiendo removido el estribo izquierdo del puente viejo sobre el A° Leyes, se puede observar que los caudales de ingreso a la laguna Setúbal prácticamente no se modifican, cambiando la relación entre el Leyes y el Potrero, incrementándose el primero a 11.725 m³/s y bajando el segundo a 2.957 m³/s; sin embargo ambas velocidades siguen siendo erosivas.

En los cuadros 11.19. y 11.20. se muestran los resultados de los experimentos habiendo incluido las erosiones calculadas con los caudales obtenidos en los experimentos anteriores. De la observación de las mismas surgen las siguientes conclusiones: los caudales totales de ingreso al subsistema y la laguna Setúbal prácticamente no sufren variaciones, se incrementa el caudal del A° Potrero a expensas del A° Leyes, lo que estaría indicando una tendencia de activación de este último, incrementándose en 892 m³/s si no se remueve el estribo del Leyes y en 592 m³/s si se lo remueve, esto significa un incremento del 26 % y 20% respectivamente. Cabe destacar que las velocidades calculadas siguen siendo erosivas.

Cuadro 11.19.
Caudales, velocidades y alturas en secciones significativas A° Leyes con puente viejo actual con perfiles erosionados (Experimento N° 4)

PERFIL N°	Q Total (m³/s)	Q C.ppal. (m³/s)	Q Valle (m³/s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.465	10.373	6.092	1,89	17,56
897-Leyes A. Abajo salida Colorado	10.491	9.166	1.325	1,74	17,56
898-Puente Nuevo	10.491	9.791	700	1,71	17,55
896-Puente Viejo	10.491	9.979	512	2,93	17,32
892-Colorado A. Arriba Ubajay	5.973	1.596	4.377	1,57	17,38
891-Potrero A. Abajo Ubajay	4.216	3.230	986	2,05	17,38
889-Puente Potrero	4.216	4.152	64	2,18	17,29
874-Entrada laguna Setúbal	14.707	7.444	7.263	1,89	17,56

Cuadro 11.20.
Caudales, velocidades y alturas en secciones significativas A° Leyes con remoción de estribo de margen izquierda y con perfiles erosionados (Experimento N° 5)

PERFIL N°	Q Total (m³/s)	Q C.ppal. (m³/s)	Q Valle (m³/s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.491	10.407	6.084	1,89	17,54
897-Leyes A. Abajo salida Colorado	11.157	9.794	1.363	1,93	17,54
898-Puente Nuevo	11.157	10.428	729	1,78	17,53
896-Puente Viejo	11.157	10.540	617	1,83	17,50
892-Colorado A. Arriba Ubajay	5.333	1.341	3.992	1,38	17,39
891-Potrero A. Abajo Ubajay	3.549	2.660	889	1,77	17,39
889-Puente Potrero	3.549	3.491	58	1,91	17,30
874-Entrada laguna Setúbal	14.707	7.447	7.259	1,41	17,35

Finalmente, en los Cuadros 11.21. y 11.22. se presentan los resultados de la segunda iteración en el cálculo de erosiones: los caudales de ingreso al subsistema y la laguna Setúbal continúan sin variantes, destacándose el aumento de los caudales del A° Potrero a expensas del A° Leyes, lo que estaría marcando una tendencia del sistema a este respecto.

PERFIL N°	Q Total (m³/s)	Q C.ppal. (m³/s)	Q Valle (m³/s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.472	10.386	6.086	1,89	17,55
897-Leyes A. Abajo salida Colorado	10.085	8.815	1.270	1,79	17,55
898-Puente Nuevo	10.085	9.414	671	1,65	17,54
896-Puente Viejo	10.085	9.593	492	2,81	17,33
892-Colorado A. Arriba Ubajay	6.386	1.807	4.579	1,70	17,35
891-Potrero A. Abajo Ubajay	4.686	3.781	905	2,04	17,35
889-Puente Potrero	4.686	4.622	64	2,06	17,30
874-Entrada laguna Setúbal	14.771	7.466	7.304	1,42	17,35

Cuadro 11.21.
Caudales, velocidades y alturas en secciones significativas A° Leyes con puente viejo actual y con perfiles después de la segunda iteración de erosión (Experimento N° 6)

PERFIL N°	Q Total (m³/s)	Q C.ppal. (m³/s)	Q Valle (m³/s)	Vel. Máx. (m/s)	Cota máx. (m IGM)
92-Entrada sistema Leyes	16.493	10.413	6.080	1,89	17,54
897-Leyes A. Abajo salida Colorado	10.880	9.554	1.326	1,88	17,54
898-Puente Nuevo	10.880	10.171	710	1,73	17,53
896-Puente Viejo	10.880	10.280	600	1,79	17,50
892-Colorado A. Arriba Ubajay	5.612	1.402	4.210	1,45	17,37
891-Potrero A. Abajo Ubajay	3.867	3.008	859	1,81	17,37
889-Puente Potrero	3.867	3.810	57	1,91	17,31
874-Entrada laguna Setúbal	14.747	7.458	7.289	1,42	17,35

Cuadro 11.22.
Caudales, velocidades y alturas en secciones significativas A° Leyes con remoción de estribo de margen izquierda y con, perfiles después de la segunda iteración de erosión (Experimento N° 7)

Otro detalle interesante de mostrar en los cuadros es que en la medida que se van incorporando las erosiones los sistemas tienden a velocidades mucho más bajas, sin incrementar el caudal.

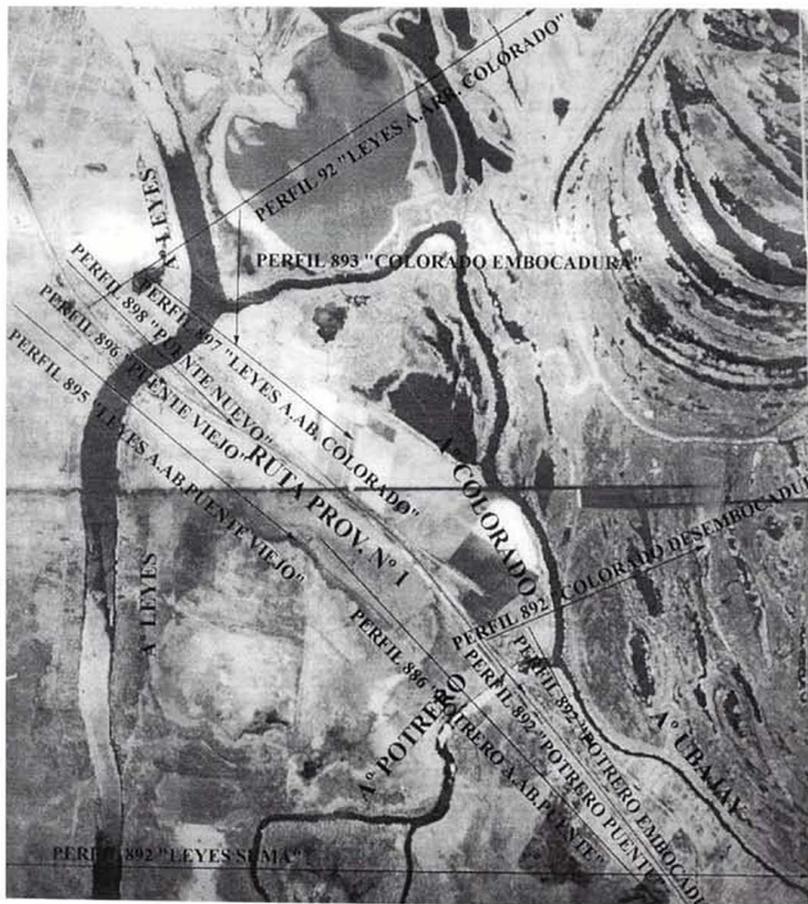
Cálculo de erosiones nuevo puente sobre el Arroyo Leyes - Ruta Provincial N° 1

Como parte de los estudios básicos requeridos para la concreción del proyecto del nuevo puente de la ruta provincial N° 1 sobre el arroyo Leyes, se llevó a cabo un estudio destinado a evaluar las máximas erosiones esperables

en el sitio de emplazamiento previsto para la obra, ante la necesidad de conocer de qué manera esas erosiones influyen sobre el comportamiento hidráulico del sistema. Se genera así un proceso de retroalimentación entre la modelación hidrodinámica y el cálculo de erosiones, cuyos pasos de cálculo ya fueron descritos en este capítulo. Para el cálculo de las erosiones se contó con la información de partida suministrada por el modelo hidrodinámico, y con la información topobatemétrica y geotécnica relevada específicamente a lo fines del proyecto del nuevo puente.

La decisión de emplear formulaciones semiempíricas para la estimación de las erosiones, cuenta con los fundamentos dados en el Capítulo 9. Se demostró allí la bondad de la ecuación de Lischrvan Lebediev (Juárez Badillo, 1984), al ser aplicada a diversas secciones transversales de cursos de agua emplazados en el tramo medio del río Paraná.

Figura 11.16.
Ubicación
planimetría de
las secciones de
interés



La necesidad de evaluar la interacción entre los procesos sedimentológicos y la respuesta hidráulica del sistema, cuantificada por el modelo hidrodinámico, requirió ampliar el cálculo de erosiones a otras secciones de interés en el área de modelación (Figura 11. 16). En correspondencia con los resultados presentados en los Cuadros 11.17. a 11.22., se estimaron las erosiones generales para cada una de las secciones consideradas en el análisis. Las Figuras 11.17. y 11.18., presentan las erosiones generales que se darían en la sección del nuevo emplazamiento para las alternativas con y sin remoción del puente actual. En las Figuras 11.19. y 11.20. se reproduce igual situación, pero para el puente sobre el arroyo Potrero.

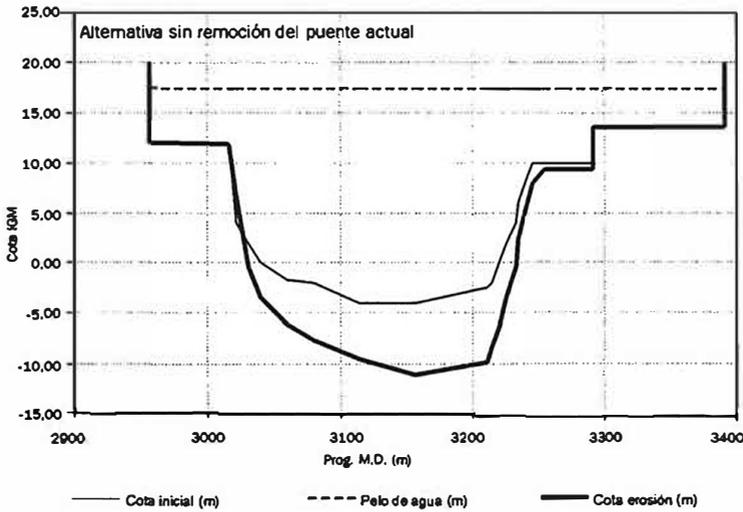


Figura 11.17. Sección de erosión general. Nuevo puente de la R.P.1 sobre el arroyo Leyes

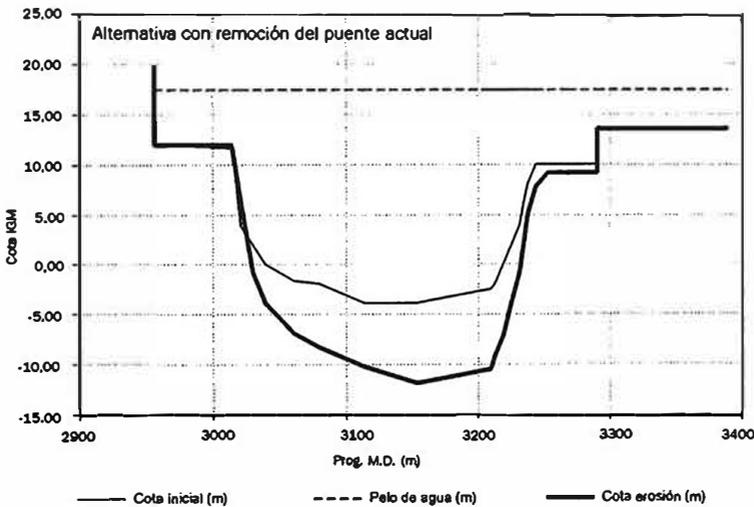


Figura 11.18. Sección de erosión general. Nuevo puente de la R.P.1 sobre el arroyo Leyes.

Figura 11.19.
Sección de erosión general
Puente de la
R.P.1 sobre el
arroyo Potrero

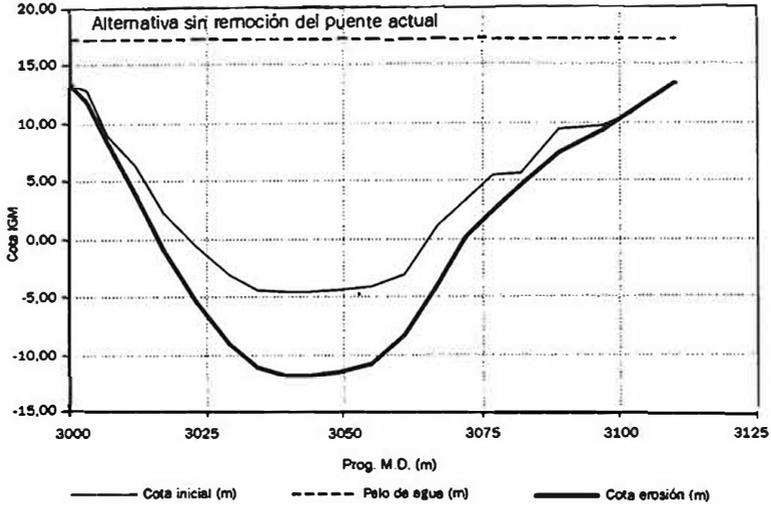
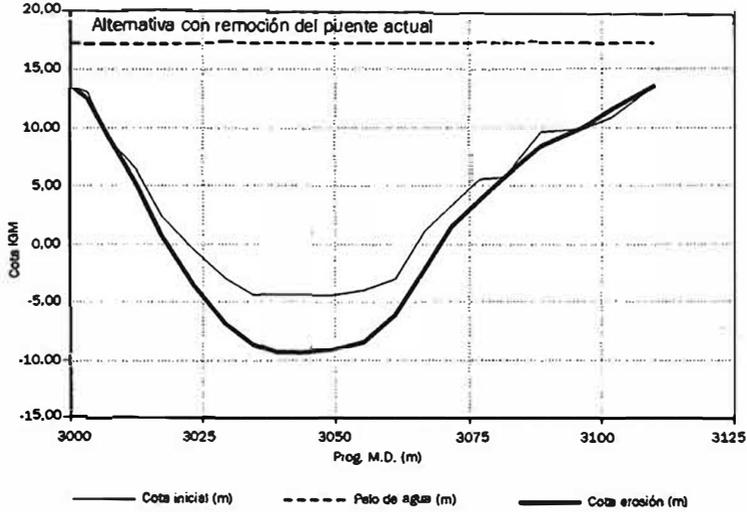


Figura 11.20.
Sección de erosión general
Puente de la
R.P.1 sobre el
arroyo Potrero



Como se ha señalado al analizar los resultados del modelo hidrodinámico, la incorporación de las secciones erosionadas determinó una reducción del caudal que pasa por el arroyo Leyes, a expensas de un incremento en el arroyo Potrero. Ello determinó que deban volverse a calcular las erosiones en el Potrero con los caudales incrementados en función de los resultados proporcionados por el modelo hidrodinámico. Los resultados pueden verse en las Figuras 11.21. y 11.22.

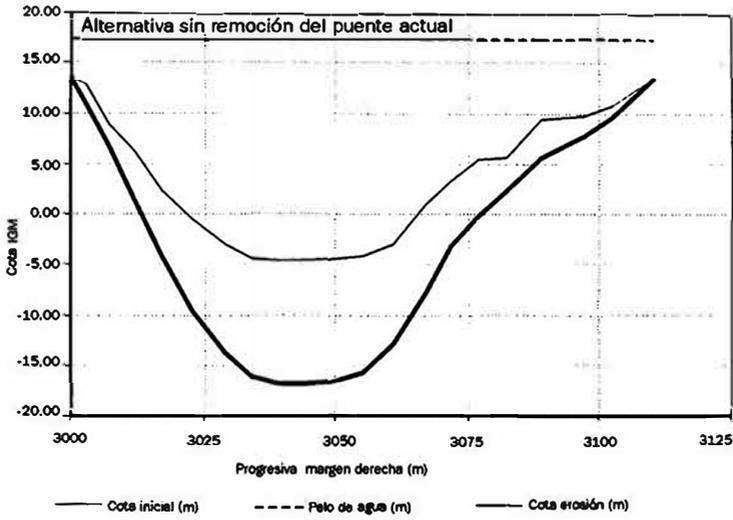


Figura 11.21. Sección de erosión general Puente de la R.P.1 sobre el arroyo Potrero (segundo cálculo de erosión)

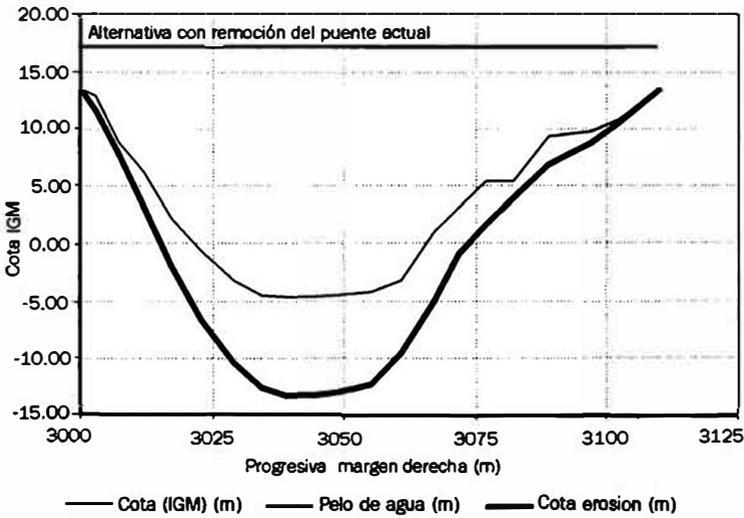


Figura 11.22. Sección de erosión general Puente de la R.P.1 sobre el arroyo Potrero (segundo cálculo de erosión)

El análisis de los valores obtenidos para la secuencia de retroalimentación modelo hidrodinámico – cálculo de erosiones, demuestra que la incorporación de las secciones erosionadas da lugar a una disminución de la participación del arroyo Leyes en la distribución del caudal total que ingresa al sistema. con lo cual no serían esperables mayores erosiones en la sección de emplazamiento del nuevo puente. Contrariamente la consideración de erosiones en el arroyo Potrero da como resultado del modelo hidrodinámico un incremento del caudal derivado por este arroyo y, consecuentemente erosiones adicionales de significación.

El proceso de cálculo en lo que refiere al arroyo Potrero muestra una cierta inestabilidad, dado que las nuevas secciones de erosión dan lugar a nuevos incrementos de caudal en este arroyo, si bien el caudal total no se modifica. Se concluye así que las erosiones obtenidas para el arroyo Potrero no pueden ser consideradas definitivas, dado que la secuencia de cálculo implementada ha mostrado una tendencia en el comportamiento del sistema que se traduciría en una mayor actividad de este arroyo. Ello sugiere la necesidad de estudios de detalle en relación con el comportamiento hidrosedimentológico de esta componente del sistema, y un continuo monitoreo de su evolución ante la ocurrencia de cada crecida.

En cuanto a la posible remoción del estribo izquierdo del puente actual sobre el arroyo Leyes, los resultados demuestran que una acción de esta naturaleza no incrementaría significativamente las erosiones en el sitio de emplazamiento del nuevo puente. Al mismo tiempo su presencia limita en forma importante las erosiones que tendrían lugar en la sección del puente sobre el arroyo Potrero.

Simulación del subsistema RN 168-Alto Verde con destino a la verificación y cálculo de erosiones de las obras de paso de la ruta y obras en el Corte Grande

Simulación de las crecidas de diseño para distintos condicionantes

Se estudió el funcionamiento hidráulico del subsistema para distintas crecidas registradas y/o simuladas, como asimismo las modificaciones que futuras obras puedan provocar, con el objetivo de calcular los parámetros hidráulicos para diseño de obras a construir y para la verificación de las existentes. Como crecida de diseño para las alternativas de obras se mantuvo la del río Paraná en la zona de Santa Fe de 100 años de recurrencia, y como crecida de verificación la de 250 años de recurrencia.

Teniendo en cuenta los resultados de los análisis efectuados para el subsistema Leyes-Setúbal y con la utilización del modelo hidrodinámico calibrado, se analizaron distintas alternativas de conformación del nuevo sistema de evacuación. Para ello se utilizaron las siguientes hipótesis de trabajo:

- a) Mantenimiento de la situación actual en el puente Nicasio Oroño: se postuló mantener como caudal máximo de diseño el de la crecida de 1992, o sea un valor ligeramente superior a $9.500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- b) En lo posible no alterar la traza y cotas de fundación de la cloaca máxima: esto significa restringir el fondo de los canales de los aliviadores a una cota IGM igual a 11 m.

c) Una limitación en los caudales de ingreso a la laguna Serúbal del orden de los $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ para la crecida de diseño.

d) Mantenimiento de las condiciones actuales de interferencia al escurrimiento, generadas por el barrio El Pozo, el CERIDE, la Ciudad Universitaria y La Guardia; en general esto significa restricciones parciales en la utilización de los aliviadores.

e) Debido a que durante la calibración se detectó que la situación actual en el distrito de Alto Verde (terraplenes, defensas, etc.) y la isla Clucellas constituyen un condicionante del flujo proveniente de los aliviadores, restringiendo al mismo, se integraron ambos el diseño del sistema de evacuación.

Como crecidas de evaluación preliminar se tomaron las registradas en 1992 y 1983. En este último caso se consideró que la misma se produciría con una conformación del sistema similar al actual y como crecida de verificación del funcionamiento del sistema la de 100 años de recurrencia. Si en esta crecida se superaran las condiciones críticas, se deberá limitar el ingreso por el arroyo Leyes por medio de una estructura de control.

Inicialmente se analizaron tres alternativas con crecida centenaria e hidrograma tipo 1982-83 correspondientes a:

a) situación actual

b) la realización de un corte de unos 230 m en la zona de Alto Verde en coincidencia con la zona reservada actualmente al efecto, se supuso que la cota de la conexión con la parte este de Alto Verde se mantenía en cota 12 IGM, esta obra se supuso complementada por una eliminación del albardón del Colastiné en la parte de contacto con el sistema en unos 1800m.

c) la realización de un corte de alrededor de 800 m en la zona de Alto Verde, lo que supone que además de la zona reservada se eliminan el primer recinto de la parte este y parte del segundo, éstos rebajados a cota 11m IGM, lo que supone una conexión fluvial casi permanente.

Los resultados obtenidos en este primer grupo de experimentos demostraron que:

a) En la situación actual para una crecida de este tipo se produciría un escurrimiento por el cauce principal de la laguna Serúbal del orden de los $12.000 \text{ m}^3/\text{s}$, generando velocidades altamente erosivas y una situación de inestabilidad manifiesta sobre todas las obras ubicadas en éste. Para esta situación el caudal a través de Alto Verde sería de sólo unos $760 \text{ m}^3/\text{s}$, y como la posibilidad de evacuación de caudales a través del Colastiné es muy limitada, el escurrimiento a través de los aliviaderos es de unos $2.400 \text{ m}^3/\text{s}$ razón por la cual se produce el incremento de caudales antes mencionado en la zona del Puente Oroño. Cabe acotar que el escurrimiento total por el sistema Leyes Serúbal para la crecida centenaria supera los $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

b) Para este caso se produce un incremento de los caudales a través de los aliviaderos, alcanzando en este caso un valor que supera levemente los $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$, pero esto es totalmente insuficiente para disminuir el caudal en el cauce principal de la laguna Setúbal ya que el valor se conserva por arriba de los $11.800 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal a través del corte de Alto Verde es en este caso superior a los $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ y cabe acotar que en el experimento se consideró disminuir la cota de conexión con el Colastiné, pero con esto no se consigue incrementar el caudal a través de los aliviaderos.

c) Esta situación es la que mejor se corresponde con los rasgos fluviales existentes, y se percibe claramente a través de los resultados obtenidos, ya que si bien el caudal en el cauce de la laguna supera los $10.000 \text{ m}^3/\text{s}$, el valor ya es cercano a los caudales admisibles, y se puede mejorar aún a través de optimizar el diseño de las conducciones. De todas maneras estos experimentos fueron realizados para obtener valores de referencia para comenzar los diseños de ingeniería.

En esta etapa se efectuó además un experimento especial con caudal pico de $55.000 \text{ m}^3/\text{s}$ e hidrograma tipo 1992. En este caso el caudal de la laguna Setúbal es del orden de los $12.700 \text{ m}^3/\text{s}$, en cambio de los $14.600 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos con el hidrograma tipo 1982-83 se debe fundamentalmente a los efectos del sostenimiento de la crecida. El caudal correspondiente a estos experimentos en el Puente Oroño lo que de $10.400 \text{ m}^3/\text{s}$ para la situación actual y de 9.949 para una brecha de 230 m en Alto Verde. En este caso se estaría cumpliendo también con los caudales de diseño de las obras de costanera; sin embargo, este tipo de hidrograma tiene tiempos de recurrencia muy bajos.

Analizando los experimentos anteriores y los resultados de los estudios hidrológicos se llegó finalmente a adoptar un hidrograma intermedio entre los de 1982-83 y 1992, que cumpliera con la condición de que el caudal total correspondiente al pico de la crecida correspondiente al subsistema Leyes-Setúbal fuera del orden de los $13.000 \text{ m}^3/\text{s}$ que era la crecida adoptada para las obras de la costanera de la ciudad de la ciudad Santa Fe. Esto se logró promediando los caudales de los dos hidrogramas y considerando una situación intermedia a los determinados para las dos crecidas para los coeficientes de Manning.

Para analizar la posibilidad de lograr caudales compatibles se consideró la complementación del corte en Alto Verde con obras de ingeniería que consistieron fundamentalmente en canalizaciones en la zona de los aliviaderos y en la del citado corte. En este último caso la comunicación terrestre a través del canal se planteó a través de dos alternativas, de un terraplén fusible y la otra a través de un escalón de fondo. Los resultados pueden observarse en las Figuras N° 11.23. y 11.24. En las mismas puede

verse que el caudal total del sistema Setúbal es del orden de los $13.100 \text{ m}^3/\text{s}$ tal como ya se señalara. El caudal a través de la Sección Puente Oroño es de $9.942 \text{ m}^3/\text{s}$ para el caso de las obras adoptadas y de $10.864 \text{ m}^3/\text{s}$ para el sistema sin obras excepto la canalización de los aliviaderos. Los caudales a través de las obras del corte de Alto Verde serían $2.781 \text{ m}^3/\text{s}$.

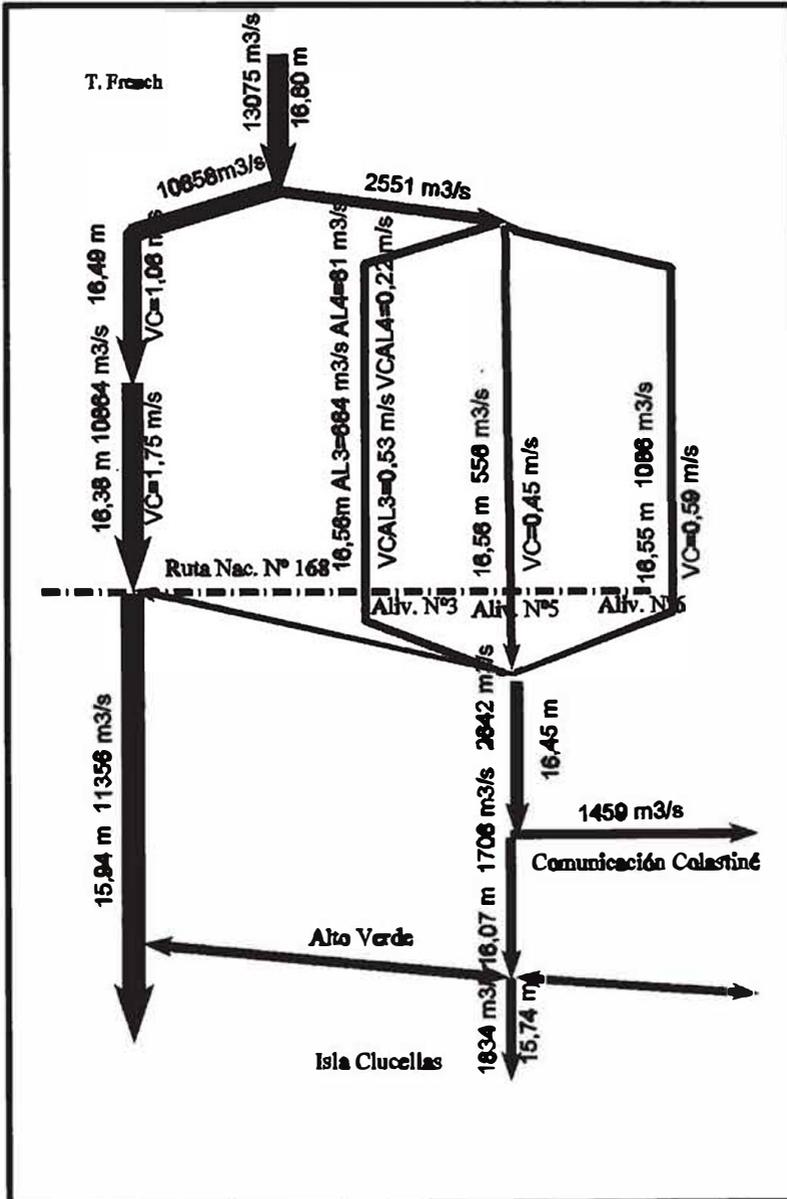
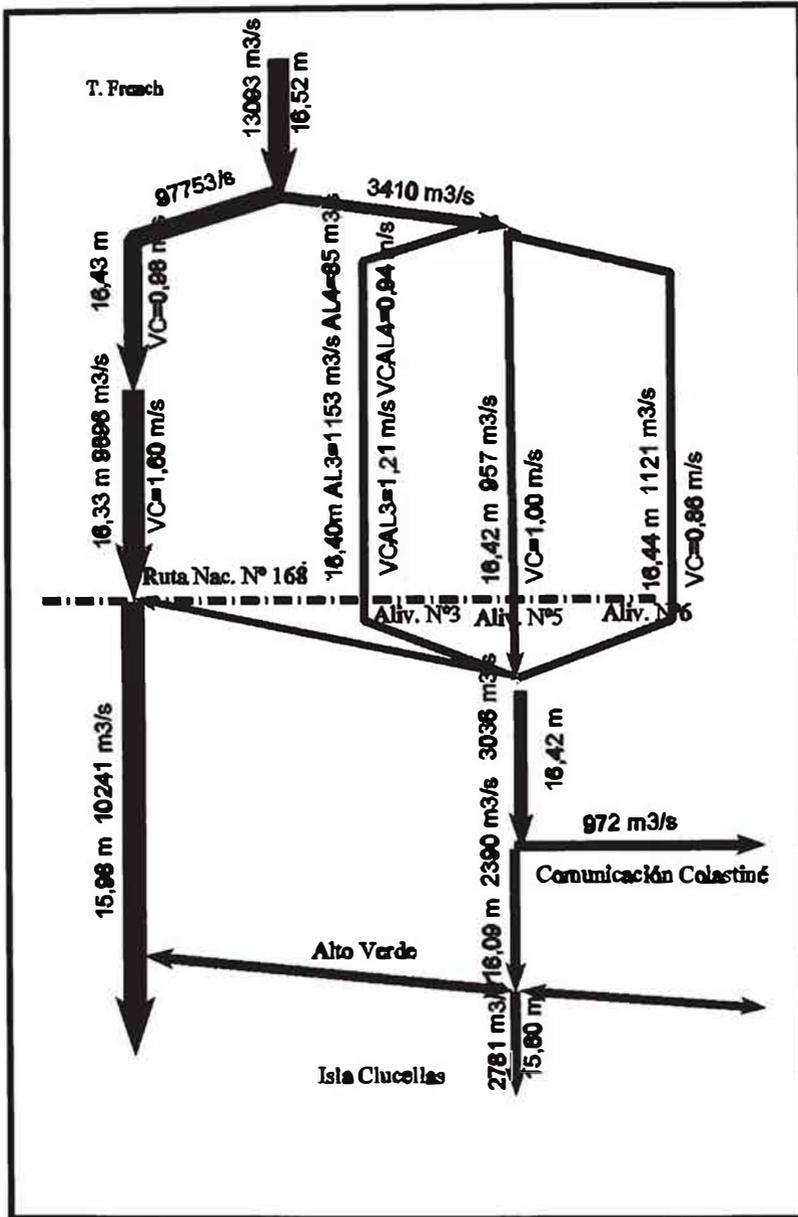


Figura 11.23. Distribución de caudales en el subsistema= RN168 Alto Verde sin Obras en el corte Grande

Figura 11.24.
Distribución de caudales en el Subsistema= RN168 Alto Verde con Obras en el corte Grande



Cálculos de erosión

En correspondencia con las tres alternativas analizadas para una crecida centenaria e hidrograma tipo 1982/83, descriptas se llevaron a cabo los respectivos cálculos de erosión en las secciones de los aliviadores 3 a 6 y en el Corte Grande de Alto Verde.

Situación actual

Se evaluaron las erosiones por contracción y locales que se verificarían en los puentes aliviadores de la RN 168 en el tramo Santa Fe La Guardia, y en el Corte Grande de Alto Verde. Más allá de la fórmula de cálculo, cuya justificación se ha expuesto en el Capítulo 9., merecen mencionarse algunos aspectos del procedimiento que influyen en forma marcada sobre los resultados del cálculo.

- Estratificación del suelo: la ubicación de los aliviadores en el valle aluvial del río Paraná determina la presencia de un estrato cohesivo en superficie de mayor resistencia a la erosión, seguido de un estrato arenoso más fácilmente erosionable. Ello se traduce en erosiones poco significativas y aproximadamente constantes en el tiempo, si las mismas no logran superar el manto cohesivo, y en un aceleramiento y notable intensificación del proceso si se descubre el estrato arenoso; este hecho pudo ser claramente observado durante la crecida de 1983. Al respecto la metodología de Lishtvan Lebediev (Juárez Badillo, 1984) prevé esta circunstancia y fija los pasos de cálculo a seguir. La misma fue aplicada con éxito a los puentes aliviadores de la RN 168.

- Distribución de caudales de las secciones de los puentes: en el caso de los aliviadores 3, 4 y 5, los mismos presentan una sección aproximadamente rectangular, con cotas de lecho similares a la del valle aluvial y un flujo de aproximación uniforme. Ello sugirió el empleo de una distribución de caudales basada en la morfología de la sección, la cual fue obtenida a partir de la ecuación de Manning. En el caso del aliviador 6, el único que evidencia en su sección el pasaje de la crecida de 1982- 83, dado que su emplazamiento es coincidente con el viejo aliviador 6 destruido en aquel evento, se sumó a la distribución de caudales obtenida por Mannig la medida durante la crecida de 1992 en dicho aliviador y el supuesto de una distribución uniforme obtenida de una sección ubicada 100 m aguas arriba del puente.

Los resultados obtenidos del cálculo para los puentes de la RN 168 muestran que para los aliviadores 3, 4 y 5, las secciones de equilibrio obtenidas fueron menores en todos los casos que las medidas, poniendo de manifiesto que dichos aliviadores estarían en condiciones de erogar mayores caudales que los considerados para el cálculo sin sufrir erosiones por contracción. En el caso del aliviador 6 surge claro el efecto que sobre la erosión resultante tiene la distribución de caudales adoptada. Los resultados correspondientes al aliviador 6 se muestran en las Figuras 11.25., 11.26. y 11.27. Si bien en ningún caso las erosiones calculadas superan las observada, se puede comprobar que la ubicación de las máximas profundidades depende estrechamente de la configuración que el escurrimiento adopte al alcanzar la sección de paso del aliviador.

Figura 11.25.
Aliviador Nº 6.
Cálculo de la
sección de
equilibrio

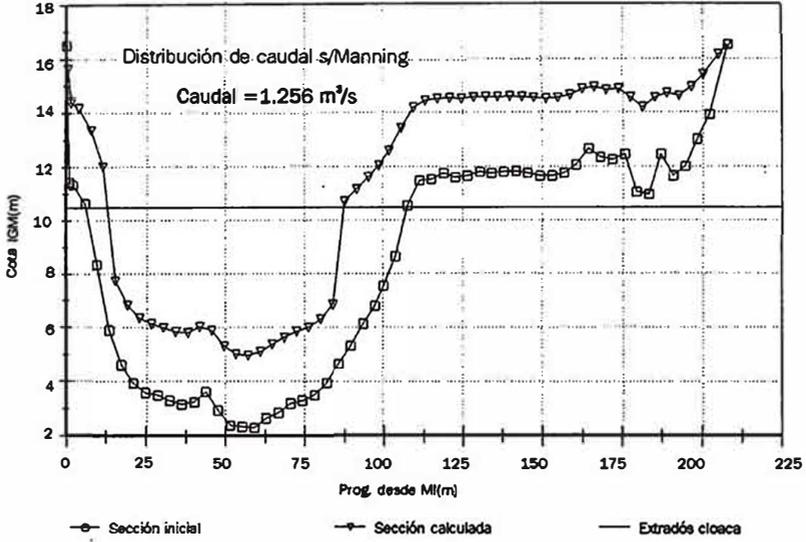
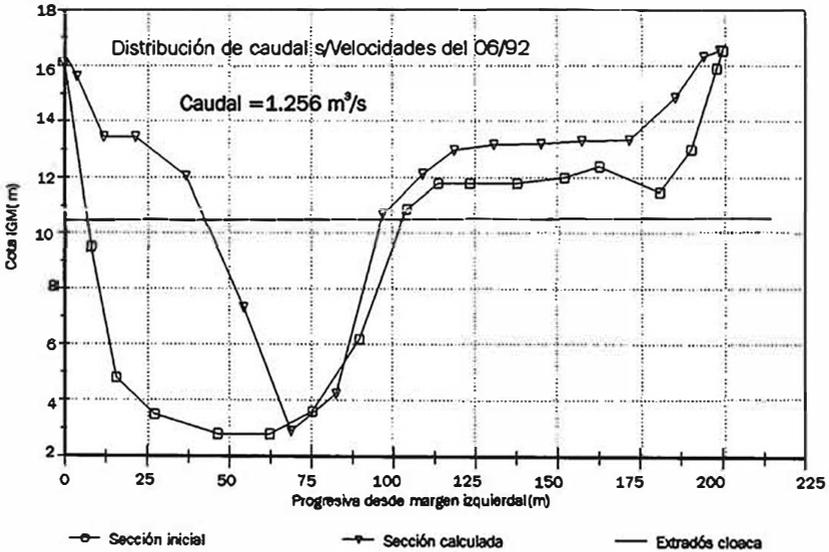


Figura 11.26.
Aliviador Nº 6.
Cálculo de la
sección de
equilibrio



Las erosiones locales por pila se calcularon según la metodología descrita en el Capítulo 9. Los valores obtenidos no fueron en ningún caso significativos si se los compara con las cotas de fundación de los distintos puentes. Esto es aún válido para el aliviador 4, que presenta fundaciones menos profundas. En lo que hace a los efectos de estribo, los valores obtenidos se juzgaron sólo como preliminares, dado las limitaciones en lo que hace al conocimiento de los parámetros hidráulicos que actúan en las proximidades del estribo, y a las indefiniciones a que se hizo referencia en el Capítulo 9, respecto del proceso físico involucrado en la erosión local en un estribo ubicado en el valle de inundación.

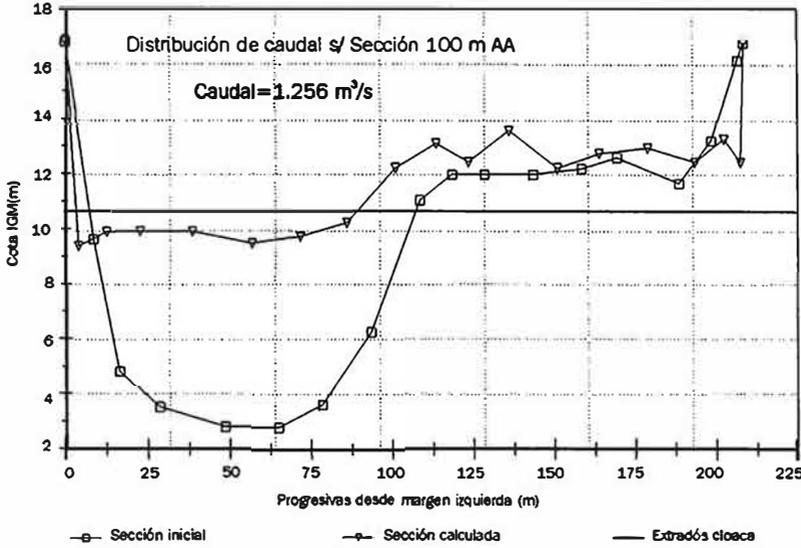


Figura 11.27. Aliviador N° 6. Cálculo de la sección de equilibrio

En lo que refiere al Corte Grande se evaluaron las erosiones por contracción sobre la base de la topografía de detalle disponible. Para ello se reprodujeron en forma superpuesta tres secciones transversales paralelas entre si y ubicadas según el siguiente detalle (Figura 11.28.):

- Sección del corte grande en su encuentro con el canal de acceso al Pto. de Santa Fe.
- Sección ubicada 58 m aguas arriba de la anterior
- Sección ubicada 141 m aguas arriba de la primera mencionada

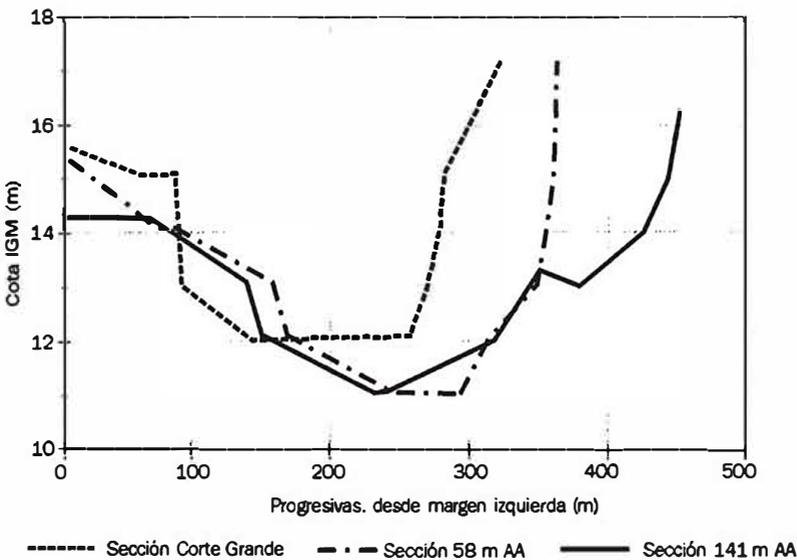


Figura 11.28. Sector Corte Grande. Comparación de Secciones.

Los resultados de las erosiones calculadas para cada una de las secciones mencionadas se presentan en las Figuras 11.29., 11.30. y 11.31. En todos los casos las secciones de erosión resultaron menores que las relevadas. Ello indicaría que las secciones medidas poseen un área capaz de evacuar caudales superiores al de cálculo sin que se verifiquen erosiones.

Figura 11.29.
Corte Grande
Alto Verde.
Sección de
equilibrio.
Sección Corte
Grande.

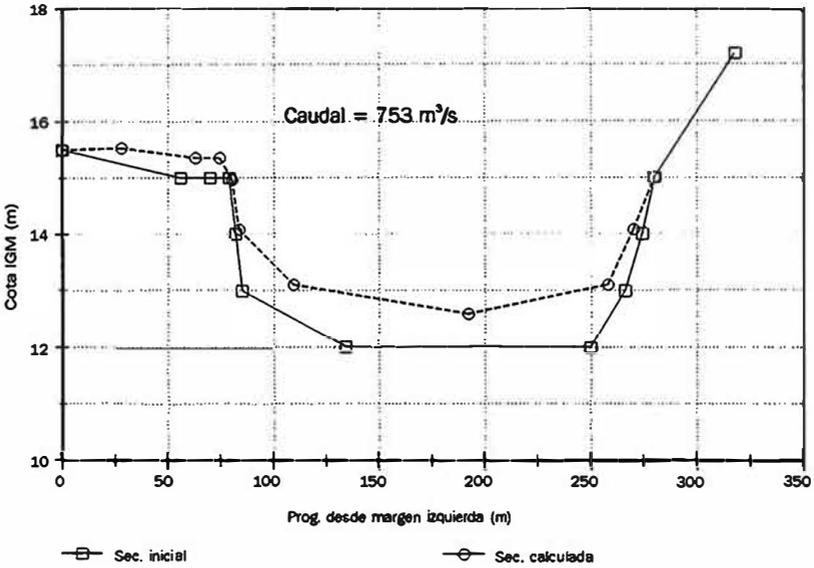
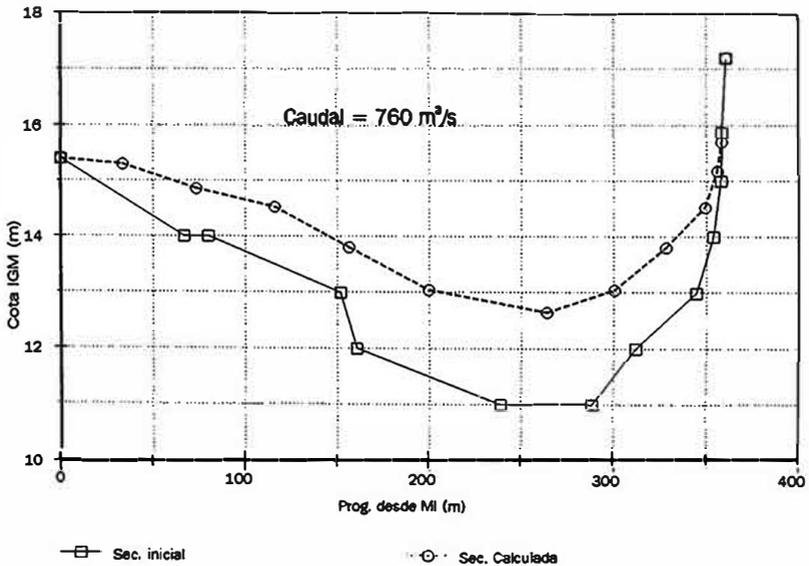


Figura 11.30.
Corte Grande
Alto Verde.
Sección de
equilibrio.
Sección 58 m
aguas arriba del
corte



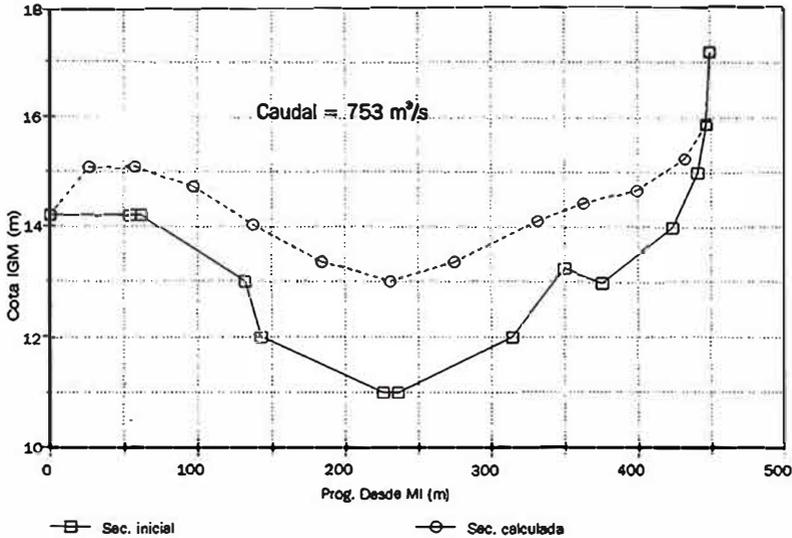


Figura 11.31.
Corte Grande
Alto Verde.
Sección de
equilibrio.
Sección 141 m
aguas arriba del
corte.

En lo que hace a las erosiones locales se evaluó la posibilidad de ocurrencia de efectos tipo estribo debido a la geometría convergente de las secciones de aproximación. La condición de brecha única que representa el Corte Grande facilitó la identificación de la longitud de obstrucción y de las condiciones hidráulicas de aproximación. De todos modos siguen siendo válidas aquí las observaciones efectuadas al analizar los puentes aliviadores, respecto del limitado entendimiento de los mecanismos de erosión local que actúan en el valle de inundación en particular la combinación entre erosión por contracción y por estribo.

Situaciones con obra

Para cada una de las alternativas de obra se evaluaron las erosiones en los puentes aliviadores de la RN 168 y en el Corte Grande de Alto Verde. Estos esquemas de obra, en particular la realización del Corte Grande de Alto Verde modificaron de manera significativa la distribución de caudales en el sistema, incrementado la descarga por los aliviadores. De todos modos, los resultados obtenidos del cálculo de erosión demostraron que para el caso de los aliviadores 3, 4 y 5, las cotas de equilibrio obtenidas seguían siendo superiores a las actuales con lo que podía presumirse que no se verificarían erosiones generales en estos puentes. En el caso del aliviador 6, donde se preveía un relleno de la actual hoyo de erosión a cota 11 m IGM se efectuó un cálculo sobre el supuesto de lecho cohesivo y granular. Sólo en este último caso se observaron cotas de equilibrio erosivas

respecto del nivel del relleno, lo cual podría dar lugar a una concentración de caudales en coincidencia con las mayores profundidades y consecuentemente mayores erosiones en ese sector.

En lo que refiere al Corte Grande las cotas de equilibrio que se presentan son las que se alcanzarían en los canales de aproximación y de salida en condiciones de flujo uniforme. Los resultados obtenidos muestran que las secciones obtenidas en general no resultan erosivas, o provocan socavaciones muy poco significativas con valores inferiores al metro.

En lo que hace a las erosiones locales, si bien los resultados arrojan socavaciones mayores que las calculadas para la situación sin obra, las mismas siguen siendo poco significativas en relación con las cotas de fundación de las pilas y estribos de los aliviadores de la RN 168 y compatibles con las obras de protección previstas en el Corte Grande.

Bibliografía

- Cabral, S.** (1966). "La creciente anual 1965-66, Interpretación de sus efectos". Informe de la ONCPVN, Departamento Paraná Medio. Paraná, Argentina.
- Celrano, E.; Gloria, R. y C. Ercole** (1982). *The «Paraná Medio» Hydrodynamic Model and Its calibration*. Publicado en «Water International» Vol. 7-82.
- (1984). *Modificación del Escurrimiento en el Valle del río Paraná por Efectos de Inundaciones Prolongadas*. Documentos de distribución previa, Seminario Latinoamericano de Recursos Hídricos «Las Inundaciones en el Cono Sur».
- Juárez Badillo, E. y A. Rico Rodríguez** (1984). "Flujo de agua en suelos", en *Mecánica de Suelos*, Editorial Limusa, 414 pp.
- Celrano, E.; C. Zapata y J. Macor** (1998). "Interferencias en el escurrimiento del Sistema Setúbal en las proximidades de la ciudad de Santa Fe". *Anales del XVII Congreso Nacional del Agua*, Tomo 1, pp. 98-105. Santa Fe.
- (1998). "Simulación de un sistema fluvial complejo a través de un modelo hidrodinámico de múltiples ramas". *Anales del XVII Congreso Nacional del Agua*, Tomo 1, pp. 106-114. Santa Fe.
- FICH-INCYTH-AYE** (1993). *Estudio de Prefactibilidad*. Subsistema Hídrico Leyes-Setúbal. 2 tomos. Convenio CFI-UNL-Gob. Sta. Fe.
- (1994). *Estudio de Prefactibilidad*. Subsistema Hídrico Leyes-Setúbal. (Segunda Parte). 3 tomos. Convenio CFI-UNL-Gob. Sta. Fe.
- Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH)** (1996). *Estudio Integral del Subsistema Ruta Nacional N° 168- Alto Verde*. 3 tomos. Convenio CFI-UNL-Gob. Sta. Fe.
- Giacosa, R.**, (1983). "Efectos de la creciente del río Paraná 1982/83 en el tramo Santa Fe-La Guardia". Informe Técnico N° 04/83. CRL-INCYTH. Santa Fe.
- INCYTH** (1992). *Delimitación de Areas de Riesgo Hídrico en Santa Fe*. Convenio CFI-INCYTH. Santa Fe. Argentina.
- Paoli, C.** (1985). *Los efectos de la crecida 1982-83 en la ciudad de Santa Fe y zonas aledañas*. Pautas de solución. CRL-INCYTH. Santa Fe. Argentina.
- (1989). *Un programa integral para el manejo de un Sector de la Planicie de inundación del río Paraná*. Trabajo N° 48 del Seminario Internacional de Hidrología de Grandes Llanuras. UNESCO. CONAPHI. Buenos Aires. Argentina.
- (1994). *Inundaciones en ríos de llanura con creciente ocupación*. X Seminario del Centro Interamericano de Estudios Avanzados de los Recursos del Agua (CIRA). Anales pp 151 a 158. Salvador, Bahia, Brasil.

11.

**LAS INUNDACIONES
EN EL ÁREA DE SANTA FE.
INTERPRETACIÓN DE SUS
EFECTOS Y SIMULACIÓN
DE LOS SUBSISTEMAS
LEYES-SETÚBAL
Y RUTA NACIONAL
168-ALTO VERDE
Actualización**

Carlos U. PAOLI, Ricardo GIACOSA,
Mario SCHREIDER

Introducción

La crecida de 2015/16

Aforos realizados

Batimetrías en secciones características

Estudios y proyectos en el área

Evaluación del estado y grado de protección

del sistema de defensa de las ciudades

de Santa Fe-Recreo y anillos de la Ruta Provincial N° 1

Estudio integral del río Paraná en su tramo medio

y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe

Bibliografía

Introducción

La presente actualización del capítulo trata sobre las acciones que se tomaron en la zona en relación con las inundaciones que tuvieron lugar con posterioridad a la crecida extraordinaria del año 1998 y los estudios y proyectos que profundizaron los análisis realizados en la edición 2000.

La descripción de la configuración y del funcionamiento hidrológico del sistema expresada en el capítulo original se mantiene vigente y por ello no se repite.

En este período posterior a 1998 no se presentaron crecidas de tipo extraordinarias, que superaran los 40000 m³/s, que originan situaciones críticas de inundación. No obstante, durante la crecida de fines del año 2015 y principio de 2016 que se refiere en la actualización del Capítulo 3, se realizaron mediciones y verificaciones que son analizadas.

Por su parte, la empresa EVARSA, que opera la red nacional de mediciones hidrológicas, realizó aforos en las secciones de paso de la línea Santa Fe–Paraná, lo que permite analizar la distribución de caudales y comparar con las situaciones de crecidas anteriores.

El equipo de mediciones fluviales de la FICH, integrado por los ingenieros José Huespe, Héctor Prendes y Edgardo Caffaro, Roberto Mir y Santiago Cañete, realizó a requerimiento de la Dirección Provincial de Vialidad el control batimétrico en secciones de puentes, en los cuales el control de las erosiones es fundamental para asegurar la estabilidad de los mismos, tal como se ha mostrado en el Capítulo 8 original.

Asimismo, con posterioridad a 1998, se realizaron diversos estudios y proyectos por parte de otras instituciones, de los cuales por su importancia se analizan los siguientes:

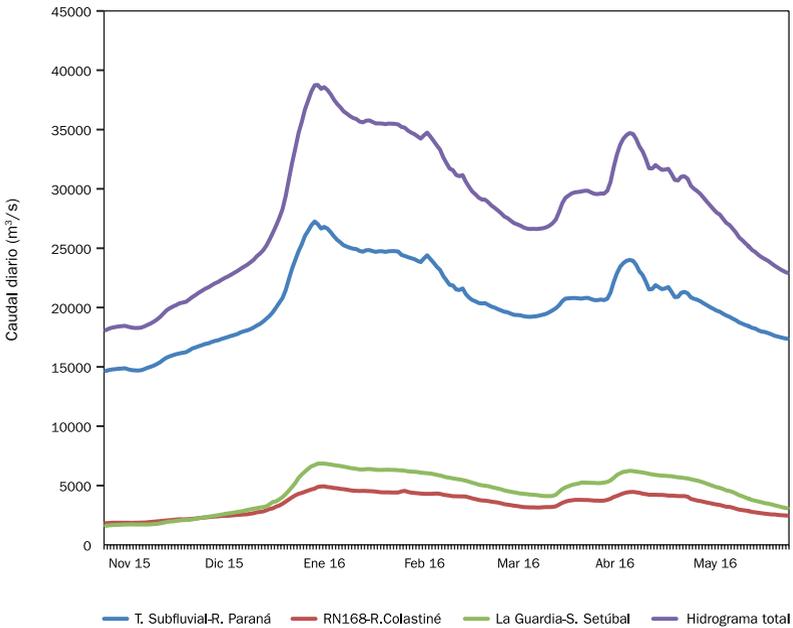
Estudio integral del río Paraná en su tramo medio y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe, realizado por el consorcio de las empresas Halcrow, EVARSA e INCOCIV en los años 2006–2007 para la Dirección Provincial de Vialidad.

Evaluación del estado y grado de protección del sistema de defensa de las ciudades de Santa Fe–Recreo y anillos de la Ruta Provincial N° 1, realizado por el Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua en 2008 para el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente de la Provincia de Santa Fe.

La crecida de 2015/16

La crecida que comenzó a manifestarse en noviembre–diciembre de 2015 fue la de mayor magnitud después de la de 1998 y presentó dos picos: el primero, el 6 de enero de 2016 con 38757 m³/s, y el siguiente el 13 de abril de 2016 con 34705 m³/s, según se observa en la figura 11.32.

Figura 11.32. Hidrogramas de la crecida 2015/16 en la sección Santa Fe–Paraná.



Esta crecida, con un pico de 38757 m³/s y una altura en Puerto de Santa Fe de 6,60 m, se ubica entre las seis más grandes desde 1905, lo que indica la importancia de la misma. Durante su desarrollo, las zonas protegidas con defensas consolidadas no sufrieron afectaciones.

Aforos realizados

A la vez, los aforos realizados durante la crecida permiten ver la evolución de las secciones de escurrimiento, las velocidades medias superficiales (VMS) y la velocidad media en la sección (VM), en las tres principales secciones de paso, las del cauce principal, la del río Colastiné y la de la laguna Setúbal, que se observan en los cuadros 11.23, 11.24 y 11.25.

FECHA	HSF (m)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)
05/01/2016	6,60	17592	27445	2,69	1,56
02/02/2016	6,27	17732	24194	2,21	1,36
25704/2016	6,03	17479	21322	1,97	1,22

Cuadro 11.23.
Aforos realizados en la sección Túnel Subfluvial, en la crecida 2016.

FECHA	H.SF (m)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)
05/01/2016	6,60	4171	4822	2,18	1,57
02/02/2016	6,27	4494	4495	1,61	1,00
25704/2016	6,03	4435	4164	1,49	0,94

Cuadro 11.24.
Aforos realizados en río Colastiné, en la crecida 2016.

FECHA	H.SF (m)	AREA (m ²)	Q (m ³ /s)	V.M.S (m/s)	V.M (m/s)
05/01/2016	6,60	4766	6136	1,87	1,29
02/02/2016	6,27	4873	6669	2,07	1,37
25704/2016	6,03	4846	6175	1,91	1,27

Cuadro 11.25.
Aforos realizados en la laguna Setúbal, en la crecida 2016.

Los valores aforados permiten corroborar el comportamiento de la distribución de caudales durante las crecidas, que en sus inicios el caudal del cauce principal presenta una concentración mayor con respecto a las otras secciones, que luego disminuye con la evolución de la onda de crecida.

Esto se debe a los efectos de almacenamiento en el valle de inundación y la posterior descarga del mismo. Así, en el pico de crecida del 6 de enero de 2016, el 71% escurría por el cauce principal, mientras que por la laguna Setúbal lo hacía el 16 %, porcentajes que variaron al 25 de abril, al 67% y 20 % respectivamente.

Batimetrías en secciones características

Durante la crecida de finales del año 2015 y comienzos de 2016, la FICH–UNL llevó a cabo una serie de batimetrías en secciones y tramos característicos del sistema Leyes–Setúbal que, debido a las obras de sobrepaso allí emplazadas, requerían de un monitoreo apropiado. Tales mediciones fueron encargadas por la Dirección Provincial de Vialidad de Santa Fe. Los tramos en estudio fueron los siguientes:

- Laguna Setúbal–Puente Colgante
- Arroyo Potrero–puente sobre la Ruta Provincial N° 1
- Arroyo Leyes–puente sobre la Ruta Provincial N° 1

En todos los casos, el objetivo de los relevamientos fue realizar un monitoreo de los procesos erosivos que pudieran ocurrir en las fundaciones de las obras mencionadas.

A continuación, se describen brevemente los relevamientos hechos en cada caso y las conclusiones alcanzadas en relación con la estabilidad del lecho o eventuales erosiones que se pudieran haber detectado como consecuencia del pasaje de la crecida.

Laguna Setúbal–Puente Colgante

El relevamiento abarcó la totalidad del ancho del cauce de la laguna y en una extensión total de 1100 m, desde 550 m aguas arriba del puente hasta 550 m aguas abajo del mismo. La comparación de dicho relevamiento con mediciones anteriores, realizadas en igual tramo en los años 2001, 2006 y 2010, muestran que al momento del relevamiento (diciembre de 2015), las márgenes y la zona de estribos del puente no presentaron variaciones o corrimientos importantes, y en las zonas próximas a las pilas tampoco se apreciaron cambios significativos.

Arroyo Potrero–puente sobre la Ruta Provincial N° 1

El relevamiento abarcó la totalidad del ancho del cauce en una extensión de 600 m, aproximadamente 300 m hacia aguas arriba y abajo del puente. En la zona cercana a la estructura vial se realizaron perfiles transversales con una separación aproximada de 10 m. El relevamiento fue realizado en el mes de marzo de 2016 y su comparación con relevamientos del mismo tramo, realizados en los años 2007 y 2011, permite concluir que, en rasgos generales, la morfología del lecho en torno al puente no presentó cambios significativos respecto al año 2007. Las márgenes sobre los estribos del puente no presentaron variaciones o corrimientos, y en las zonas próximas a las pilas del puente tampoco se apreciaron cambios significativos. Un aspecto a destacar es el hecho de que, al comparar una sección ubicada aguas arriba del puente con la correspondiente al mismo lugar en un relevamiento realizado en 2011, se observan variaciones significativas del lecho, lo cual revela la dinámica de los procesos de erosión y sedimentación en el tramo.

Arroyo Leyes–puente sobre la Ruta Provincial N° 1

El relevamiento abarcó la totalidad del ancho del cauce en una extensión de 600 m, aproximadamente 300 m hacia aguas arriba y abajo del puente. En la zona cercana a la estructura vial se realizaron perfiles trans-

versales con una separación aproximada de 10 m. Se realizó, además, el relevamiento topográfico fundamentalmente sobre margen izquierda (lado Santa Fe), verificando el estribo y la protección de margen. Del análisis del relevamiento batimétrico realizado en mayo de 2016 y su comparación con los realizados en igual tramo y secciones en los años 2007, 2013, 2014 y 2015, se obtienen las siguientes conclusiones:

- A nivel de tramo se observó un proceso de erosión generalizado como resultado del paso de la crecida entre los meses de noviembre de 2015 y mayo de 2016.

- Se estima —por la forma de migración de las curvas batimétricas aguas arriba del puente— que se pudo haber concretado un cambio en la dirección de la corriente en dirección hacia el estribo sur, disminuyendo el ángulo de incidencia oblicuo del flujo de aproximación respecto al eje del puente.

- En el entorno cercano al puente se observaron algunas variaciones en la morfología del cauce; migración de las curvas batimétricas de 0 m, -4 m y -8 m en dirección hacia el estribo sur.

En agosto de 2017 se reiteró un relevamiento en igual tramo y con igual densidad de mediciones que los anteriores, de modo de poder realizar planos comparativos de la evolución morfológica del cauce. Las conclusiones obtenidas de este nuevo relevamiento ratifican lo observado en el relevamiento de mayo de 2016 respecto de los procesos erosivos observados durante el pasaje de la crecida 2015–2016.

Estudios y proyectos en el área

Evaluación del estado y grado de protección del sistema de defensa de las ciudades de Santa Fe–Recreo y anillos de la Ruta Provincial N° 1 (Collins et ál., 2008)

Las obras de defensa de la ciudad de Santa Fe se ejecutaron en varias etapas por diferentes organismos y con distintos criterios de diseño, razón por la cual las mismas presentan niveles de seguridad diferentes.

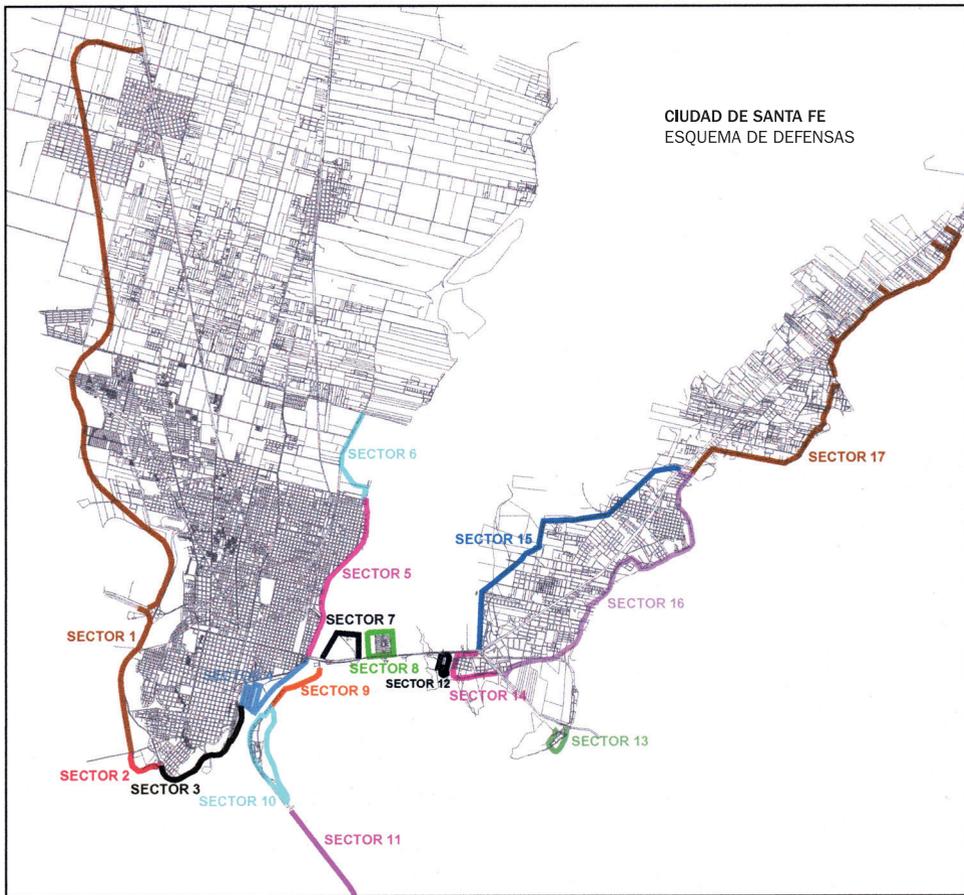
Asimismo, se dispone de una cartografía de áreas de riesgo hídrico potencial, que indica las zonas que se inundarían ante situaciones hipotéticas de crecidas y en caso de falla o sobrepaso de las defensas. En el año 2008, la provincia de Santa Fe —a través del entonces Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente— realizó un convenio con el Instituto Nacional del Agua–Centro Regional Litoral para determinar el estado actual de su estabilidad estructural y su nivel de protección ante situaciones de crecidas fluviales generadas por los ríos Paraná y Salado.

El estudio tuvo por objeto realizar una evaluación general del sistema de defensas contra inundaciones que protegen las ciudades de Santa Fe y

Recreo y las comunas de San José del Rincón y Arroyo Leyes, y los sistemas de defensas independientes, ubicados en los ejidos municipales y comunales antes aludidos en relación con el riesgo potencial que presentan las áreas protegidas indicadas en la cartografía de áreas de riesgo hídrico. Para ello se identificaron las secciones y los tramos críticos de las áreas protegidas y de áreas no protegidas en el sector sur de la ciudad (sector 4) y Albardón Alto Verde (sector 11).

El estudio tuvo en cuenta las condiciones estructurales, de mecánica de suelo, topográficas y de protección hídrica de cada tramo de las defensas ante las crecidas de importancia de los ríos mencionados, muchos de ellos sujetos a fuertes oleajes o ante precipitaciones significativas que puedan ocasionar procesos erosivos de magnitud en las obras y sectores aludidos. Se evaluaron 17 tramos o secciones de defensa que se muestran en la figura 11.33.

Figura 11.33. Sectores de defensa en el área metropolitana de Santa Fe (Fuente: Figura1 de Collins et ál., 2008).



Resultados obtenidos

El sistema de defensas fue tipificado en: a) Defensas consolidadas; b) Defensas no consolidadas y c) Zonas sin defensas.

En cada uno de los tramos tipificados se realizaron relevamientos topográficos y geotécnicos.

Los perfiles hídricos definidos para las diferentes crecidas de diseño se contrastaron con los niveles de defensa existentes, a efectos de definir el grado de seguridad o protección de cada tramo de defensa.

De esta forma, para cada sector de defensa se determinaron los tramos críticos asociados a la crecida que puede soportar, ya que en algunos casos se necesita realizar algún alteo para totalizar el cierre definitivo. Esta comparación se realizó tomando solo la cota de coronamiento y no se cuenta la diferencia por oleaje ni la revancha de seguridad

Cuadro N° 11.26. Grados de protección de las defensas en Área Metropolitana Santa Fe. (Collins, et al 2008)

Sectores	Grado de protección	Observación
1	P100-S100	Deben cerrarse los pasos existentes y se debe controlar los alteos finales de los mismos. Al norte de la defensa, en la intersección con la Ruta Nacional 11, los niveles de las crecidas se encuentran por encima de la cota de la ruta.
2	P25-S10 / P2-S100	Debe altearse en la progresiva 1000m para que la misma sea efectiva. Puede proteger sin inconvenientes las crecidas del río Salado.
3	P50-S50	Presenta inconvenientes en la bajada de calle 1° de Mayo, que debe ser alteada, y en el sector de muelle, o altear la calle Tres de Febrero en el cruce con la avenida Mar Argentino para tener la protección de P100-S100.
4	P25-S10	Se consigue la protección total de la crecida de P25-S10, y si se acepta la inundación de algunos muelles, se puede llegar a la protección de la crecida P50-S50.
5	P50-S50	Se consigue la protección de la crecida mencionada. La crecida P100-S100 inunda el sector de la avenida Siete Jefes. El sector de defensa que se desarrolla con muros al norte de la misma, presenta calles con cota menor a la mencionada crecida.
6	P50-S50	Se consigue la protección de la crecida mencionada. Se debe realizar un alteo para cubrir la crecida de P100-S100.
7	P100-S100	Se consigue la protección de la crecida mencionada. No se tiene altura para oleaje.
8	P100-S100	Se consigue la protección de la crecida mencionada con el alteo de un pequeño tramo.
9	P50-S50	Se consigue la protección de la crecida mencionada.
10 int	P100-S100	Se consigue la protección de la crecida mencionada, posee una revancha para oleaje.
10 ext	P50-S50	Se consigue la protección de la crecida mencionada con el alteo de los lugares bajos indicados. Para una mayor protección debe generarse un alteo en diferentes sectores. Pero el área protegida no supera la crecida de P50-S50.
11	P25-S10	Para garantizar esta protección, deben realizarse recintos estancos que permitan uniformar el coronamiento de la misma y poder garantizar la protección de la mencionada crecida.

12	P50-S50	Permite la protección de la crecida mencionada, cerrando los cortes que dejan abierto el terraplén existente.
13	P10-S10	Protege la crecida indicada con algún alteo del coronamiento.
14	P100-S100	Protege la crecida indicada y tiene un resguardo por oleaje más revancha. Debe altearse la Ruta Nacional N° 168 y realizarse el cierre del viaducto.
15	P100-S100	Protege la crecida indicada y necesita un alteo para protegerse del oleaje. Debe altearse la Ruta Provincial N° 1 para obtener esta protección.
16	P100-S100	Se dividió el anillo en dos sectores. Al sur, el terraplén protege la crecida indicada ajustadamente. Los niveles de coronamiento se encuentran al límite del pelo de agua. No se tiene resguardo para protegerse del oleaje. El terraplén, al norte, presenta inconvenientes en el sector de la planta urbana de Rincón y al norte de la playa de San José del Rincón, donde debe realizarse un alteo importante para resguardar la crecida indicada. Deben altearse la Ruta Nacional N° 168 y la Ruta Provincial N° 1, y realizarse un cierre del viaducto existente en la primera ruta. La costilla interior (Ruta Provincial N° 1) es de cota menor que los niveles de agua de las crecidas mencionadas, lo que produce —si alguna defensa o la correspondiente a la planta urbana de Rincón se rompe— una inundación de todo el sector 15 y 16.
17	P50-S50	Protege la crecida indicada sin inconvenientes, si las cotas de las costillas se mantienen a igual cota que la defensa. La Ruta Provincial N° 1, que actúa como borde oeste, deberá ser alteada a cota por encima de 17m. Hay un sector (entre callejón Pintos y el terraplén del sector 16, que se desarrolla por calle Santa Rosa) que se encuentra desprotegido; si se realiza un alteo en el mismo, se puede conseguir la protección como los otros anillos interiores del sector 17.

En general, los resultados muestran que la ciudad de Santa Fe se encuentra protegida para una crecida de recurrencia Tr: 50 años, equivalente a un caudal del río Paraná de 58850 m³ /s.

En los tramos determinados como críticos se efectuaron, además, verificaciones de estabilidad estructural y de sifonamiento. Cuadro N° 11.27.

Los resultados fueron volcados en base cartográfica, tomando como base la empleada en el Estudio de actualización de las áreas de riesgo hídrico, realizado por el INA, a partir de un Sistema de Información Geográfica con los 17 sectores con obras de defensa.

En escala más detallada, contiene los tramos de defensa o lugares con comentarios especiales, los estados de seguridad existentes de acuerdo a las diferentes solicitaciones hídricas y estados estructurales de los terraplenes. El estudio concluye que en todos los casos analizados, se verifica que el gradiente resulta inferior a 1 y por lo tanto no existe riesgo de sifonamiento.

SECTOR	PERFIL	COEFICIENTE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	
		Talud Seco	Talud Húmedo
2	1	3.884	2.959
	4	2.142	1.746
3	2	2.205	2.040
	13		2.402
10	15	5.239	1.262
	45	4.098	2.199
12	2	2.986	4.217
	12	1.484	1.073
13	22	2.599	4.523
	26	1.694	3.517
16	40	1.260 (local)	3.462
		1.682 (global)	
	58	1.467 (local)	1.260 (local)
		1.777 (global)	1.682 (global)
17	24	3.810	3.080
	25	3.429	3.322
	30	5.023	2.941

Cuadro N° 11.27.
Resultados análisis estabilidad de taludes.

Estudio integral del río Paraná en su tramo medio y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe (Halcrow–Evarsa–Incociv, 2007)

Este trabajo fue desarrollado por la UTE Halcrow–Evarsa–Incociv mediante un contrato con la Dirección Provincial de Vialidad de la provincia de Santa Fe, en el año 2007.

El principal objetivo del estudio integral fue evaluar la factibilidad de ejecutar una obra de control de caudales ingresantes al sistema Leyes–Setúbal y el impacto que tendría dicha obra sobre su entorno (Ruta Nacional N° 168, sistemas de defensas de Ruta Provincial N° 1, áreas no protegidas).

El área de trabajo abarcó el curso principal y valle de inundación del río Paraná, desde Corrientes hasta Rosario–Victoria, en escala 1:250000 y un área de mayor detalle en el áreametropolitana de la ciudad de Santa Fe, en escala 1:100000 (Figura N°11.1).

Ante la complejidad del sistema fluvial, se aplicó un modelo hidráulico hidrodinámico para distintos escenarios hídricos y se evaluó la factibilidad de implantar variantes de obras de regulación de caudales de ingreso al sistema Setúbal–Leyes (Figura 11.34). El análisis se realizó para distintos escenarios hídricos de crecidas extraordinarias y los efectos que tendría una modificación de la distribución de caudales sobre los sistemas de defensas de Ruta Provincial N° 1, poblaciones protegidas y no protegidas, y sobre las obras de arte en Ruta Nacional N° 168.

Figura N° 11.34. Propuesta de obras de control en el ingreso de A. Leyes y Potrero al sistema Setúbal.



Más allá de los estudios hidrológicos, hidráulicos, ambientales y económicos, realizados con el fin específico de evaluar alternativas de regulación de caudales de ingreso al sistema Setúbal–Leyes, las herramientas de modelación utilizadas e información generada contribuyen al conocimiento del sistema fluvial.

Resultados

Se analizaron distintas alternativas de obras para la crecida de diseño (CD):

Alternativa	Características
0	Situación actual (sin cambios)
1	Permitir paso de 70% del Q pico de la CD
2	Permitir paso de 60% del Q pico de la CD
3	Permitir paso de 50% del Q pico de la CD

La zona de implantación de obras analizadas se encuentra aguas arriba del actual puente de Ruta Provincial N° 1, sobre el A. Leyes (Figura 11.34). El caudal de diseño (QD) de los esquemas de obras es diferente en cada variante, siendo este valor un porcentaje del total de los caudales aportados al sistema Setúbal por la suma de los valores correspondientes a los arroyos Santa Rita, Potrero y Leyes.

Para la selección se realizó una evaluación multicriterio, ponderando los aspectos hidráulicos, ambientales y económicos–sociales.

El estudio concluye: «se puede afirmar es que no existen índices específicos ni generales que muestren ventajas para alguna obra de control, sin embargo, el análisis matricial muestra que, la situación actual, es tan conveniente como una obra que controle el ingreso a la laguna Setúbal, entre un 20% y un 30% de los caudales de la Crecida de Diseño».

No se deben dejar de lado, por último, los indicadores económicos, que muestran un favoritismo hacia la opción de mantener la situación actual como alternativa más conveniente.

Bibliografía

Collins, J. et ál. (2008). *Evaluación del estado y grado de protección del sistema de defensa de las ciudades de Santa Fe–Recreo y anillos de la Ruta Provincial N° 1.* Instituto Nacional del Agua–Centro Regional Litoral.

Halcrow–Evarsa–Incociv(2007). *Estudio integral del río Paraná en su tramo medio y su influencia en el área de la ciudad de Santa Fe.*

Sobre los editores

Carlos Ubaldo Paoli

Ingeniero Civil (Universidad Nacional de Rosario). Diplomado en Hidrología (Instituto de Hidrología, Consejo Superior Investigaciones Científicas de España). Exbecario en el Service d'Hydrologie del ORSTOM (París, Francia). Curso de posgrado en Planificación (CIDIAT, Venezuela).

Fue profesor Titular de Hidrometeorología e Hidrología Aplicada en las carreras de Ingeniería en Recursos Hídricos e Ingeniería Ambiental, respectivamente. Profesor Responsable de posgrado de Gestión Integrada de Crecidas e Inundaciones y Análisis de frecuencia para diseño y dimensionamiento hidrológico (MIRH).

Fue Director de Proyectos CAII+D del Grupo de Ingeniería Hidrológica (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, UNL). Es Investigador colaborador en el proyecto «Impacto de los escenarios climáticos futuros sobre las disponibilidades hídricas en la región argentina de Cuenca del Plata».

Fue Director de la carrera Ingeniería en Recursos Hídricos (FICH, UNL). Actualmente es Profesor Honorario.

Exdirector del Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua (INA, Argentina), actualmente Investigador Asociado.

Ha participado y dirigido investigaciones y proyectos en Planificación y Gestión de Recursos Hídricos e Ingeniería Hidrológica, particularmente en la temática de crecidas e inundaciones. Ha actuado como experto en recursos hídricos en Asistencia Técnica en Paraguay, Colombia, República Dominicana, Méjico y Uruguay. Ha participado en más de 100 reuniones científicas y técnicas de relevancia nacional e internacional. Autor de numerosas publicaciones y artículos sobre recursos hídricos. Miembro del Grupo IFI (PHI-LAC de Unesco).

Mario Isaac Schreider

Ingeniero en Recursos Hídricos (Universidad Nacional del Litoral). Magister Scientiae en Desarrollo de los Recursos de Aguas y Tierras (Universidad de Los Andes, Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y Tierras —CIDIAT—, Mérida, Venezuela).

Es profesor Titular de las asignaturas de grado y posgrado (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, UNL). Director de la Cátedra UNESCO Agua y Educación para el Desarrollo Sostenible (FICH, UNL). Cooordinador de Red Latinoamericana de

Desarrollo de Capacidades para la Gestión Integrada del Agua LA-WETnet (afiliada a la Cap-Net PNUD). Miembro de la Red Latinoamericana de Centros de Conocimiento en Gestión de Recursos hídricos de la Unión Europea (RALCEA).

Fue Decano (FICH, UNL), Secretario de Ciencia y Técnica (UNL) y Secretario de Ciencia y Técnica (FICH, UNL).

Ha dirigido y participado en numerosos proyectos de investigación en las temáticas de Hidráulica e Ingeniería Fluvial. Ha dictado cursos, seminarios y talleres en temas vinculados a la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos en diferentes países de América Latina.

Sobre las y los autores

Mario Luis Amsler

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Titular (jubilado de las asignaturas de grado: Hidráulica Fluvial, Ingeniería Fluvial (Ingeniería en Recursos Hídricos). Integrante de los proyectos «Estudio sedimentológico, geológico e hidráulico del transporte y sedimentación de la carga en suspensión en ambientes fluviales de llanura» y «Bifurcaciones en el sistema del río Paraná: procesos hidro-sedimentológicos e implicancias en su morfodinámica» (FICH, UNL). Investigador Independiente (CONICET, Jubilado). Responsable del Laboratorio de Hidroecología en el Instituto Nacional de Limnología (CONICET, UNL). Director del Proyecto «Fluctuaciones hidrológicas/hidráulicas de corto y largo plazo en el río Paraná: Efectos sobre el ensamble de invertebrados bentónicos de su cauce principal» (CONICET, UNL).

mamsler2003@yahoo.com.ar

Pablo Alberto Cacik

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Adjunto en la Cátedra de Hidrometeorología e Hidrología Aplicada, en las carreras de Ingeniería en Recursos Hídricos e Ingeniería Ambiental. Docente de la Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos en la asignatura Análisis

de frecuencia para diseño y dimensionamiento hidrológico. Integrante del Proyecto de Investigación «Impacto de los escenarios climáticos futuros sobre las disponibilidades hídricas en la región argentina de Cuenca del Plata» (FICH, UNL). Director Provincial de Evaluación, Estudios y Proyectos (2005) y Subsecretario de Gestión y Planificación (2006–2007) en el Ministerio de Asuntos Hídricos de la Provincia de Santa Fe. Director de Proyecto y Gerente de Proyectos en Worley Parsons (ex Halcrow – CH2M – Jacobs). *pablo.cacik@gmail.com*

Eduardo Blas Ceirano†

Licenciado en Hidrología (UNL). Profesor Titular de la asignatura Análisis de Sistemas Hídricos, carrera de Ingeniería en Recursos hídricos (FICH, UNL). Miembro de la Comisión de Carreras de Posgrado (FICH, UNL). Asesor del Proyecto de Investigación «Modelación matemática hidrológica a través de cursos con planicie de inundación». Consultor de EVARSA.

Jorge Esteban Collins

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Adjunto en las asignaturas de grado: Hidrología de Superficie y Drenaje Urbano (FICH, UNL), de

posgrado: Hidrología de Superficie y Drenaje Urbano (FICH, UNL). Integrante del Proyecto de Investigación «Aplicación de un índice de similitud hidrológica distribuido para la simulación precipitación – escorrentía en la cuenca inferior del río Salado». Investigador de la Subgerencia Centro Regional Litoral–Instituto Nacional del Agua Subsecretario de Estudios y Proyectos–Secretaría de Recursos Hídricos, Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat Provincia de Santa Fe.

collinsjorge@gmail.com

Felipe Roberto Franco

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Adjunto Ordinario Exclusivo asignaturas de grado Obras Hidráulicas I–IRH (Responsable), Obras Hidráulicas II–IRH. Consejero Directivo por el Claustro Docente de Profesores Adjuntos (FICH, UNL).

feliperoberto franco@gmail.com

Ricardo Hugo Giacosa

Ingeniero en Recursos Hídricos. Especialista en hidrología en áreas de llanura (VITUKI, Hungría). Profesor Adjunto Ordinario de la asignatura Topografía e hidrometría de la carrera de Ingeniería en Recursos Hídricos. Integrante Comisión Evaluadora Prácticas Profesionales Supervisadas. Profesional del Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua. Consultor privado proyectos de saneamiento hídrico en áreas urbanas y rurales.

ricardogiacosa@gmail.com

Rosana del Carmen Hämmerly

Ingeniera en Recursos Hídricos (UNL). Magíster en Ingeniería de los Recursos Hídricos (UNL). Doctora Internacional en el Programa de Ciencia y Tecnología Ambiental (Universidade A Coruña, España). Profesora Adjunta Ordinaria en las asignaturas de grado: Hidrometeorología–Hidrología Aplicada (FICH, UNL), Hidráulica General y Aplicada (FFRA, UTN). Posgrado Introducción a la

GIRH–Gestión Integrada de Crecidas e Inundaciones. MGRH / Análisis de frecuencia para diseño y dimensionamiento hidrológico MIRH (FICH, UNL). Directora del Proyecto de Investigación «Impacto de los escenarios climáticos futuros sobre las disponibilidades hídricas en la región argentina de Cuenca del Plata» (FICH, UNL).

rhammer@fich.unl.edu.ar

José Huespe

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Adjunto de asignatura de grado Obras Hidráulicas II IRH (FICH, UNL). Integrante del Proyecto Procesos Hidrosedimentológicos que afectan a la navegación fluvial en las hidrovías argentinas.

jhuespe56@gmail.com

José Luis Macor

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Magíster en Ingeniería de los Recursos Hídricos (FICH, UNL). Doctor en Sciences et Techniques de l'Environnement – ENPC–ParisTech, Francia. Profesor Adjunto en las asignaturas de grado Hidrología de Superficie, Drenaje Urbano y Tratamiento de Datos Hidrogeotmosféricos (FICH, UNL). De posgrado, Hidrología de Superficie. Doctorado en Ingeniería y MIRH (FICH, UNL). Drenaje Urbano MIRH (FICH, UNL). Director del Centro de Informaciones Meteorológicas (FICH, UNL). Codirector del Centro de Hidrología y Gestión del Agua (FICH, UNL). Integrante del Proyecto de Investigación «Respuesta de los subsistemas acoplados zona no saturada – acuífero libre a eventos hidrolimáticos extremos y sus escenarios futuros en la provincia de Santa Fe, en el contexto del cambio climático»

jlmacor@gmail.com

Silvina Patricia Mangini

Ingeniera en Recursos Hídricos (FICH, UNL). Magíster en Ingeniería en Recursos Hídricos. Mención Hidráulica Fluvial (FICH, UNL). Jefe de

Trabajos Prácticos en las asignaturas de grado Obras Hidráulicas II (FICH, UNL), Ingeniería Fluvial (FICH, UNL), Álgebra Lineal (FICH, UNL). Integrante del proyecto de investigación «Aportes al diseño y mantenimiento de la hidrovía argentina desde Santa Fe al océano».

silvinamangini@yahoo.com.ar

Norberto Morbidoni†

Ingeniero Civil (UNR). Profesor Adjunto de la asignatura Presas, Jefe de Trabajos Prácticos de la asignatura Hormigón Armado de la carrera de Ingeniería en Recursos Hídricos (FICH, UNL). Consultor independiente

Carlos Ubaldo Paoli

Ingeniero Civil, Orientación Hidráulica (UNR). Diplomado en Hidrología. Instituto de Hidrología, Consejo Superior de Investigaciones Científicas de España. Profesor Titular (Jubilado) de las asignaturas de grado Hidrometeorología, carrera IRH e Hidrología Aplicada, carrera IA (FICH–UNL). Profesor Responsable de posgrado de Gestión Integrada de Crecidas e Inundaciones» (MGIRH) y Análisis de frecuencia para diseño y dimensionamiento hidrológico (MIRH). Investigador colaborador en el proyecto «Impacto de los escenarios climáticos futuros sobre las disponibilidades hídricas en la región argentina de Cuenca del Plata» (FICH, UNL). Es Profesor Honorario de la UNL. Exdirector del Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua (INA), actualmente Investigador Asociado.

carlosupaoli@gmail.com

Héctor Hugo Prendes

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Titular Ordinario de Obras Hidráulicas II IRH. Ingeniería Fluvial IRH. Ingeniería Fluvial Aplicada A Navegación MIRH. Director de ocho proyectos de investigación relacionados con hidrovías. Consejero Directivo (FICH). Consultor Independiente. *hectorhugoprendes@gmail.com*

Marcela Leticia Reynares

Ingeniera en Recursos Hídricos (UNL). Magister en Ingeniería de los Recursos Hídricos. Jefe de Trabajos Prácticos Exclusiva asignaturas de grado y posgrado Hidráulica Aplicada–IRH, Hidráulica de Canales–IA, Hidrodinámica Aplicada–MIRH, Procesos Erosivos en Cauces Aluviales–MIRH. Codirectora del proyecto «El uso de geocontenedores como dispositivos para reducir la erosión local junto a obras transversales a la corriente emplazadas en cauces fluviales. Estudio experimental». Miembro del comité académico de la Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos y codirectora de dicha carrera de posgrado.

mlreynares@gmail.com

Graciela Beatriz Scacchi

Ingeniera en Recursos Hídricos (UNL). Magister en Ingeniería de los Recursos Hídricos (FICH, UNL). Doctora en Ingeniería, mención Recursos Hídricos (FICH, UNL). Profesor Adjunto en las asignaturas de grado Hidráulica Aplicada e Hidráulica Fluvial IA–IRH (FICH, UNL), de posgrado Procesos erosivos en cauces aluviales–MIRH (FICH, UNL). Directora del proyecto de investigación «El uso de geocontenedores como dispositivos para reducir la erosión local junto a obras transversales a la corriente emplazadas en cauces fluviales. Estudio experimental».

gracielascacchi@gmail.com

Mario Isaac Schreider

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Magister Scientiae en Desarrollo de los Recursos de Agua y Tierras —CIDIAT— (Universidad de Los Andes. Venezuela). Profesor Titular en las asignaturas de grado Hidráulica Aplicada e Ingeniería Fluvial (FICH, UNL), de posgrado Introducción a la GIRH y Gestión de Cuencas MGIRH. Procesos erosivos en cauces aluviales MIRH (FICH, UNL). Director de la Cátedra UNESCO Agua y Educación para el Desarrollo

Sostenible (FICH, UNL). Integrante del proyecto de investigación «El uso de geocontenedores como dispositivos para reducir la erosión local junto a obras transversales a la corriente emplazadas en cauces fluviales. Estudio experimental».

mschreider@gmail.com

Mario Luis Silber

Ingeniero en Recursos Hídricos (UNL). Profesor Adjunto de la asignatura Análisis de Sistemas Hídricos (FICH, UNL). Docente de la Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos (FICH, UNL). Director del proyecto de investigación «Modelación matemática de la pluviometría diaria santafesina». Docente del Doctorado en Ciencias de la Ingeniería (UNC).

Susana Beatriz Vanlesberg

Ingeniera en Recursos Hídricos (UNL). Magister en Recursos Hídricos en zonas de llanura (UNR). Profesora Titular de las asignaturas Estadística, Estadística Aplicada y Tratamiento de Datos Hidrogeoatmosféricos, de las carreras de Ingeniería en Recursos Hídricos, Ambiental, en Informática y en Agrimensura (FICH, UNL). Integrante del proyecto de I+D «Geoprocesamiento y geoestadística aplicados a la estructuración de mapas de permeabilidad».

susvan@gmail.com



Imagen de tapa: Marcelo Taleb

