

ANEXO XI

COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL TRAMO INFERIOR DEL RÍO SALADO

ÍNDICE GENERAL

1	INTRODUCCIÓN	3
2	MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL SISTEMA	4
2.1	Modelo de simulación utilizado	4
2.2	Condiciones de borde geométricas	5
2.3	Condiciones de borde hidráulicas.....	6
2.4	Consideraciones sobre los datos básicos utilizados.....	10
3	CALIBRACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN	11
3.1	Niveles de referencia para la calibración.....	11
3.2	Corrida de simulación del evento de 2003	13
3.3	Corrida de simulación del evento de 1998	14
4	COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL TRAMO INFERIOR DEL RÍO SALADO.	15
4.1	Escenarios de simulación considerados.....	15
4.2	Análisis de la crecida del año 2003	15
4.3	Influencia de los puentes carreteros.....	20
4.4	Incidencia del Tramo III de la obra de defensa	24
4.5	Influencia del terraplén de defensa.....	26
4.6	Análisis de los niveles de protección existentes en la ciudad y riesgos de falla de la obra de defensa.	28
5	CONCLUSIONES.	32

1 INTRODUCCIÓN

Las crecidas originadas por precipitaciones intensas en la cuenca del río Salado se encuentran influenciadas, al alcanzar el tramo inferior del mismo, previo a su desembocadura, por las características propias del cauce en ese tramo, por las obras de infraestructura existente y por los niveles de restitución impuestos por el río Paraná.

Para crecidas de cierta magnitud, la capacidad de conducción del cauce central se encuentra superada, ocupando el escurrimiento el valle de inundación natural del río que, en la zona cercana a la ciudad, presenta un ancho del orden de los 1600 m a 2000 m. Precisamente en ese tramo, el crecimiento urbanístico experimentado por la ciudad de Santa Fe, fue desarrollando una progresiva ocupación del valle con obras de infraestructura urbana, obras de defensa y obras viales y ferroviarias. Estas obras modifican la geometría natural del cauce y su valle de inundación, alterando fuertemente las condiciones del escurrimiento.

En ese contexto, cabe destacar que los puentes, tanto carreteros como viales, producen un estrechamiento del ancho natural del río dado que presentan anchos de escurrimiento variable entre 155 m (puente carretero de la autopista) y 1350 m. Asimismo, la obra de defensa, emplazada directamente en el valle de inundación, produce una restricción a la expansión natural del flujo en períodos de crecidas, condicionando consecuentemente los niveles de escurrimiento registrados.

A los factores mencionados se suma la influencia que tienen, en las condiciones de escurrimiento del tramo inferior, los niveles de restitución en el río Paraná, los cuales modifican, para los distintas condiciones de crecidas, los niveles finales en secciones del curso aguas arriba de la desembocadura.

Todos estos elementos determinan y condicionan la forma en que se producen los escurrimientos en el tramo inferior, generando un sistema que presenta diferentes capacidades según el tramo, modificando, en definitiva, el nivel de protección final que presenta la ciudad.

La valoración de estos aspectos así como la evaluación de la forma en que se produjeron los escurrimientos durante eventos críticos de crecidas, y en particular el correspondiente al año 2003, requiere la formulación de un modelo de simulación que permita definir los niveles y velocidades de escurrimiento en el tramo inferior del curso del río Paraná frente a eventos de distinta magnitud.

Resulta importante destacar que, en el marco del trabajo pericial desarrollado, el objetivo fundamental de la modelación realizada se centró en la verificación de las condiciones de escurrimiento registradas en eventos de crecida de particular interés y en la valoración relativa de la incidencia que pudieron tener distintos elementos emplazados en el valle de inundación

del río Salado. En ese marco, la modelación incluyó todos los aspectos relativos a las condiciones geométricas del cauce, a las obras existentes y fue calibrado con los antecedentes existentes de niveles con una precisión acorde a los objetivos antes planteados.

En el contexto mencionado, en el presente Anexo se resumen las tareas llevadas a cabo para definir y describir el comportamiento hidráulico del río Salado en el tramo comprendido entre el puente Carretero de la ruta 6 y su desembocadura en el río Paraná.

2 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL SISTEMA

2.1 Modelo de simulación utilizado

A los fines de establecer la real incidencia que pueden presentar la existencia de estas obras, así como analizar en profundidad las condiciones del escurrimiento generado en el tramo inferior del río frente a crecidas de cierta envergadura, resultó necesario efectuar una simulación matemática del curso natural en ese tramo.

Para el estudio se utilizó el modelo matemático HEC-RAS 3.1.3 (Hydrologic Engennering Center's – River Análisis System) producido por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. El mismo permite calcular el perfil de la superficie libre en un escurrimiento gradualmente variado (tanto en régimen permanente como impermanente), generado en cauces naturales o artificiales. A su vez, el programa permite la valoración de los efectos provocados sobre el flujo por obstrucciones tales como puentes, alcantarillas, vertederos y estructuras ubicadas en la planicie de inundación, así como la existencia de singularidades en el curso tales como estrechamientos, ensanchamientos o transiciones.

Para escurrimientos en régimen permanente, el programa computacional se basa en la resolución de la ecuación de energía unidimensional, considerando las pérdidas de energía friccionales evaluadas a partir de la ecuación de Manning. Este método permite la resolución de las ecuaciones a través del denominado método standard por pasos.

Para el caso de escurrimientos en régimen impermanente, el programa se basa en la consideración de los principios de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, mediante los cuales reproduce la variación de caudales, niveles y velocidades en el tiempo y en distintas secciones del curso simulado.

Para su implementación, el modelo requiere la definición geométrica del cauce de escurrimiento, la definición de las características friccionales del mismo así como la inclusión de las obras de arte y obstrucciones existentes a lo largo del tramo analizado. Asimismo, el modelo emplea, como condiciones de borde, caudales o hidrogramas en distintos tramos y niveles de referencia considerados en la sección final simulada.

2.2 Condiciones de borde geométricas

Para la conformación del modelo en cuanto a la definición de la geometría del cauce y su valle de inundación se utilizaron un total de 97 perfiles transversales que comprenden un tramo de aproximadamente 100 Km, desde una sección ubicada 4 Km aguas arriba del puente de la ruta 6 hasta la desembocadura del río.

Para la definición de estas secciones transversales se utilizó como base, la información suministrada por el Instituto Nacional del Agua (INA) a través de su Centro Regional Litoral con sede en Santa Fe. Sobre esta base de información se complementó el sistema con diversos estudios antecedentes entre los que se destaca el estudio realizado para el proyecto ejecutivo del tramo 3 de la defensa de la ciudad por la consultora INCOCIV.

Con los datos e información básica recopilada se conformó una única base de datos homogénea que permitió densificar la discretización del modelo empleado en zonas de particular interés, tales como las zonas de emplazamiento de las obras de arte, tanto viales como ferroviarias, así como las zonas donde se produjeron los ingresos del flujo durante la crecida del año 2003.

Asimismo, a los fines de verificar la incidencia del terraplén de defensa en las condiciones de escurrimiento del río, se conformó una segunda base de datos en la cual se excluyó la existencia del terraplén, prolongándose los perfiles topobatimétricos hacia la margen izquierda, en la zona de expansión del casco urbano. Para ello se utilizaron curvas de nivel de cartas topográficas del IGM.

Cabe destacar que, en virtud de las condiciones de borde hidráulicas consideradas para el análisis, se conformaron, a su vez, distintos modelos variables en la longitud de cauce representada. En efecto, considerando los datos de la modelación hidrológica del sistema, se conformó, además, un modelo corto de simulación que comprende el tramo entre la desembocadura del río Salado y el puente de la ruta N° 70.

Dentro del sistema de perfiles conformado como base de datos, se introdujeron las distintas obras existentes en el tramo inferior, incluyéndose puentes, terraplenes ferroviarios y carreteros y terraplenes de defensa. En ese contexto se consideraron los puentes de la ruta Provincial N° 6, la ruta Provincial N° 70, Puente del Ferrocarril Belgrano en el Empalme San Carlos, el puente Carretero de la Autopista Santa Fe – Rosario, los puentes de los ferrocarriles Mitre y Belgrano y el puente Carretero Santa Fe – Santo Tomé. La conformación geométrica de los puentes se obtuvo de los antecedentes recopilados en distintos organismos, en particular de la Dirección Provincial de Vialidad.

Asimismo, se incluyeron las obras de defensa longitudinales existentes en el entorno del casco urbano, considerándose los dos tramos existentes en el momento de la crecida del año 2003,

así como el tramo final construido posteriormente a dicho evento. Los tramos considerados abarcan: tramo I, desde el puente Santa Fe – Santo Tomé hasta el puente de la autopista; el tramo II desde esa última sección hasta la calle Gorostiaga y el tramo III, desde esta última arteria hacia aguas arriba, hasta la zona de Recreo.

Las características básicas de las obras consideradas en la modelación matemática fue descripta en el Anexo II del presente informe.

2.3 Condiciones de borde hidráulicas

Tal como se destacó anteriormente, el modelo fue utilizado para valorar las condiciones de funcionamiento del río tanto en régimen permanente como en régimen impermanente, utilizándose como base de cálculo los caudales e hidrogramas registrados en las secciones extremas modeladas aguas arriba.

Para la simulación del comportamiento del río en *régimen permanente* se emplearon como condición de borde los caudales máximos registrados en crecidas de particular interés, tales como las ocurridas en los años 1998 y 2003, así como caudales asociados a distintos períodos de retorno. Estos últimos fueron considerados a los fines de establecer niveles de protección existentes en forma previa y posterior a la crecida que produjo la inundación analizada. En la siguiente tabla se resumen los caudales máximos considerados en los distintos escenarios de simulación adoptados:

**Tabla N° 1: Caudales máximos considerados
en la simulación en régimen permanente
Sección de control: Ruta Provincial 70**

Caudal (m ³ /s)	Período de retorno (años)	Observaciones
3950	800	Crecida 2003
2672	167	Crecida 1998
3370	400	Caudal de verificación
3150	300	“
2850	200	“
2670	150	“

Caudal (m ³ /s)	Período de retorno (años)	Observaciones
2420	100	“
2000	50	“
1550	20	“
1225	10	“

Para el análisis de los eventos de crecidas de los años 1998 y 2003, los cuales fueron considerados también como escenarios de calibración, se emplearon como condición de borde hidráulica, los respectivos hidrogramas aforados en la sección de la ruta N° 70. En las siguientes figuras se muestran las condiciones de borde adoptadas en cada caso:

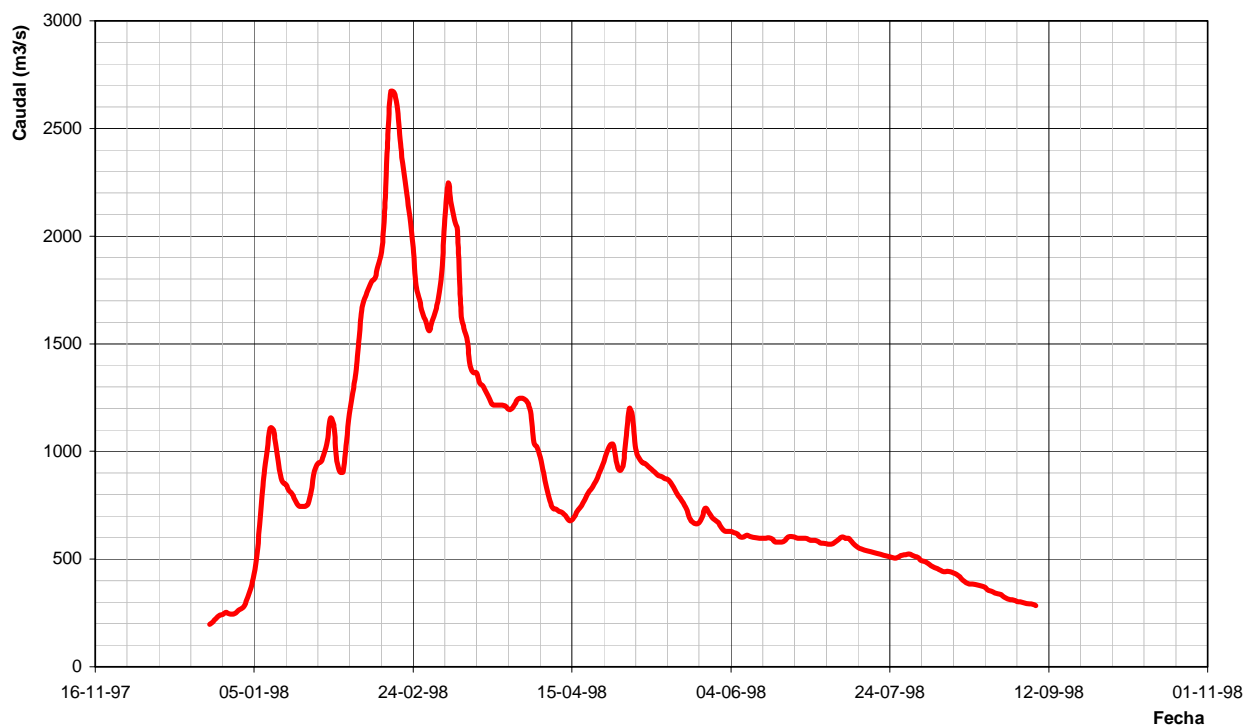


Figura 2.1: Hidrograma de la crecida del año 1998 en la ruta 70

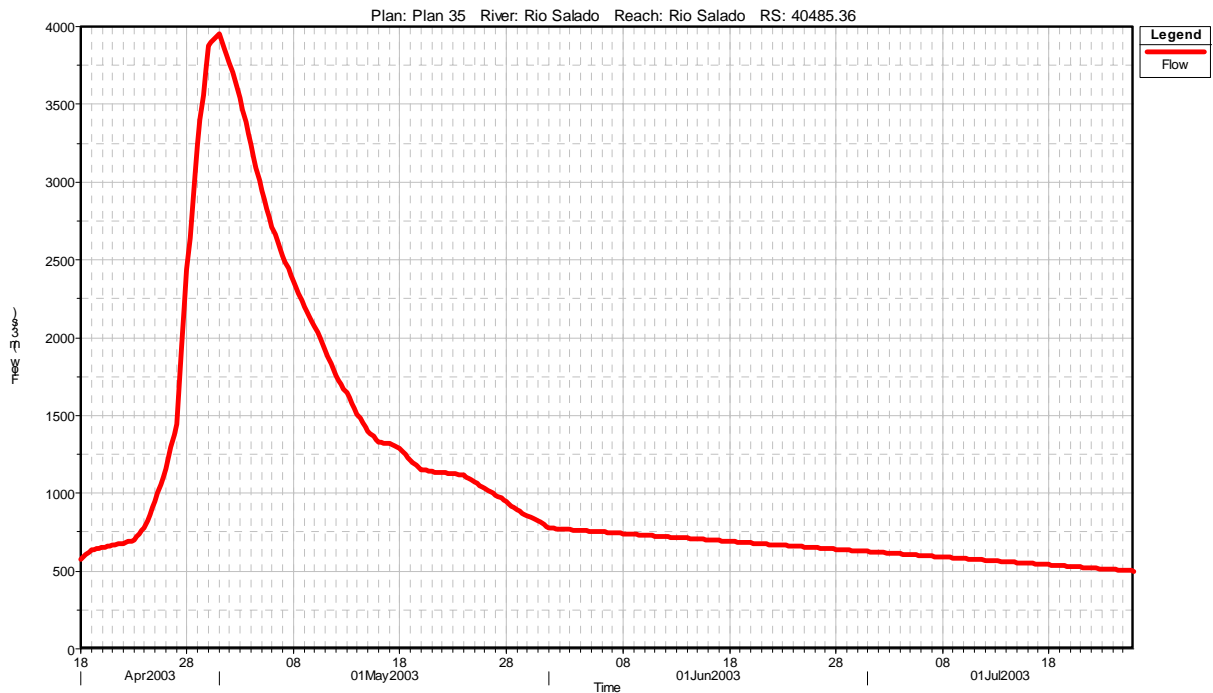


Figura 2.2: Hidrograma de la crecida del año 2003 en la ruta 70

Como condición de borde en la restitución, se consideraron los niveles registrados en la sección de la desembocadura del río Salado denominada cuatro bocas. Para los dos escenarios de crecidas simulados (años 1198 y 2003) se tomaron los niveles registrados, tanto en cuatro bocas como en la sección emplazada a la altura de la estación INALI.

La vinculación entre niveles del río en esta última estación con los niveles registrados en el puerto Santa Fe se utilizó la correlación establecida en el estudio “*Delimitación de Areas de Riesgo Hídrico en Santa Fe*”, elaborado por el Consejo Federal de Inversiones, en el cual se establece la siguiente relación:

$$H_i = 0,936 \cdot H_p + 0,265$$

Donde, H_i son los niveles en la estación INALI y H_p son los correspondientes niveles en la estación del puerto de Santa Fe.

De los antecedentes recopilados para la presente pericia, se pudieron obtener los niveles registrados para distintas crecidas extraordinarias en la Estación INALI:

Tabla N° 2: Niveles de restitución considerados en la simulación hidráulica

Fecha crecida	Nivel Estación INALI (m)	Cota IGM (m)
1973	5.61	13.94
1977	6.48	14.81
1983	7.11	15.44
1998	7.09	15.42
2003	(1)	13.69 (1)

(1) Nivel medido en el Puerto de Santa Fe, con un registro de 14.61 en estación INALI

Cabe destacar que en la simulación hidrodinámica en régimen impermanente realizada con la crecida del año 2003, se tomó como condición de borde adicional la variación de niveles registrada durante el evento en la sección final de descarga. En el siguiente gráfico se muestra la variación experimentada en la restitución para el evento analizado en el período:

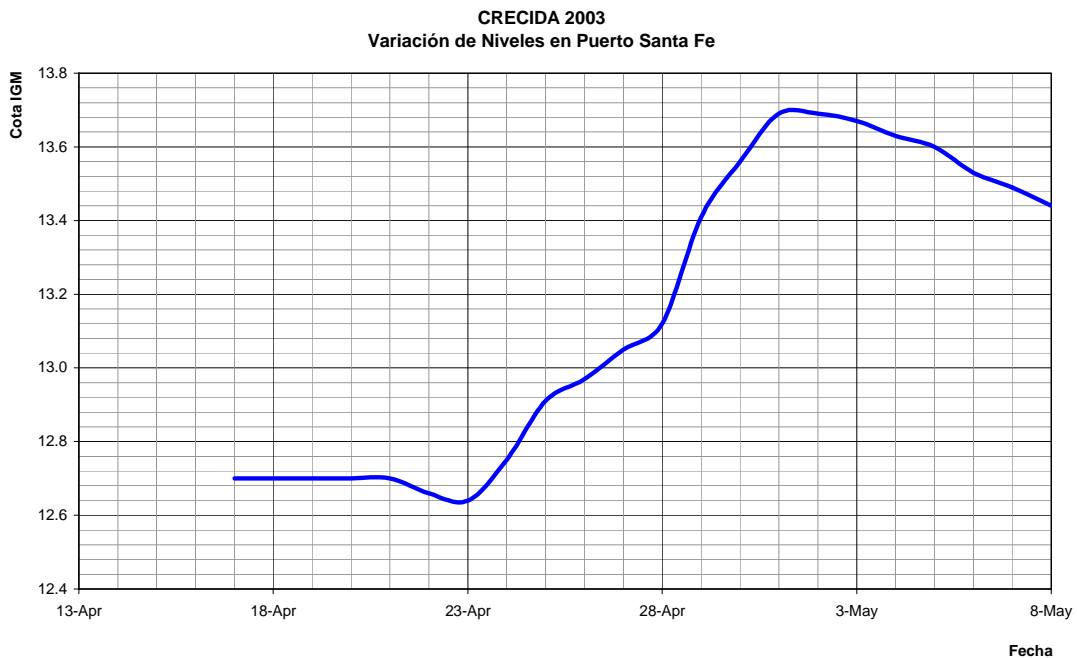


Figura 2.3: Variación del nivel de restitución Puerto de Santa Fe- Crecida 2003

2.4 Consideraciones sobre los datos básicos utilizados

El modelo de simulación fue confeccionado y posteriormente calibrado, con los datos básicos consignados en los puntos anteriores. No obstante, resulta importante remarcar que, durante el período de recopilación y análisis de antecedentes, se encontraron algunas discrepancias entre las distintas fuentes que hacían referencias niveles alcanzados durante las crecidas, valores de referencia de escalas hidrométricas, etc.

Si bien estas diferencias encontradas no modifican sustancialmente los resultados obtenidos, principalmente en cuanto a los órdenes de magnitud que se desean obtener para alcanzar los objetivos básicos de la presente pericia, resulta importante señalar las mismas:

➤ Referencias de escalas hidrométricas

○ **Cota del cero de la escala en Ruta Prov. 70**

Sobre la base de la consulta de informes del CRL-INA referidas a las crecidas de los años 1973, 1977, 1983 y 1998, surge que la cota del cero de la estación Esperanza (RP70) es **11.24 m.**

La misma dependencia indica, en su libro publicado en oportunidad de analizarse los efectos de la crecida de 2003, que la cota del cero en dicha ruta es de **11.06 m.**

Finalmente, en el informe “*Delimitación de áreas de riesgo hídrico en Santa Fe*” (CRL 1992), se desprende que la cota del cero en la sección de aforo es de **11.33 m**

○ **Cota del cero en escala del Puerto Santa Fe**

Se consultaron varios informes que hacen referencia al cero de esta escala. En particular, los informes “*La Cuenca del Río Salado y la crecida de abril 2003*” (Paoli et al), “*La crecida extraordinaria del río Salado en Abril-Mayo de 2003 (Prov. de Santa Fe) – Aspectos Hidrológicos*” Ferreira G. CONAGUA 2005 y “*Delimitación de áreas de riesgo hídrico en Santa Fe*” (CRL, 1992), presentan algunas discrepancias en cuanto a la referencia indicada.

Se registran diferencias entre los dos últimos informes indicados y el primero, sobre todo en lo referente a la cota cero del puerto de Santa Fe. Según el primero de los informes indicados, la cota cero es de **8.18 m (o 8.19)**, mientras que para los otros autores la misma es de **8.40 m.**

➤ Referencias sobre crecidas del río Salado

En este caso se encontraron algunas discrepancias entre los informes “*La Cuenca del Río Salado y la crecida de abril 2003*” (Paoli et al) y “*La crecida extraordinaria del río Salado en Abril-Mayo de 2003 (Prov. de Santa Fe) – Aspectos Hidrológicos*” Ferreira G. CONAGUA 2005.

En primera instancia, se observaron diferencias en el mismo texto del primer informe citado en cuanto a niveles alcanzados en la **crecida del año 1973**. En efecto, en el citado informe se consigna, en la página 31, que la crecida de dicho año alcanzó una altura de **13.94 m** en la escala INALI, mientras que en la tabla de la página 44 se indica que dicha altura fue de **13.83 m**.

Asimismo, comparando los dos informes señalados como referencia, surgen discrepancias entre los valores consignados para las marcas registradas en **INALI**, durante el **evento de 1998**. En efecto, mientras que el informe de Paoli indica una marca de **7,09 m** en dicha escala, el informe de Ferreira indica **5.98 m**.

Tal como se mencionó anteriormente, estas discrepancias en los ceros de las escalas así como en los registros de las crecidas, para las fuentes anteriormente consignadas, resultan en algunos casos significativas. No obstante, considerando los objetivos primarios de esta pericia, los cuales se centran en establecer causas, describir procesos y analizar consecuencias y potenciales efectos de medidas no consideradas en la emergencia, la magnitud de las diferencias observadas no introduce cambios en las tendencias básicas de los resultados obtenidos.

3 CALIBRACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN

3.1 Niveles de referencia para la calibración

La calibración del modelo se efectuó considerando los niveles y caudales medidos en oportunidad de las crecidas ocurridas en los años 1998 y 2003. Esta última, en particular, se tomó como base para el ajuste de los coeficientes de rugosidad que caracterizan a cada tramo simulado.

Del mismo modo, se efectuó un ajuste adicional tomando los datos de niveles registrados a la altura de la brecha del hipódromo en oportunidad de la crecida del año 1998.

Para el evento del año 2003 se simuló el comportamiento del curso inferior del río Salado tanto en régimen permanente como en régimen impermanente.

En el primer caso se tomó el caudal máximo registrado en la ruta provincial N° 6 con un valor de 3950 m³/s. Este caudal fue reducido en secciones aguas abajo como consecuencia de los distintos desbordes que se produjeron a la altura de el Recreo y del ingreso a la ciudad de

Santa Fe. En particular, en este último caso, se consideró un caudal de escurrimiento de 3450 m³/s a la altura del puente de la autopista.

En cuanto a los niveles de río registrados, en la siguiente tabla se indican los valores máximos en distintas secciones los cuales fueron comparados con los valores obtenidos del modelo de simulación:

Tabla N° 3: Crecida 2003 – Niveles de referencia considerados

Sección de Referencia	Cota río IGM (m)
Ruta Prov. N° 6	23,66
Ruta Prov. N° 70	19,90
Empalme S. Carlos	17,92
Zona Hipódromo	17,02
Puente autopista (ag. Arriba)	16,56
Puente autopista (ag. Abajo)	15,56
FFCC Gral Mitre (ag. Arriba)	15,45
FFCC Gral Mitre (ag. Abajo)	15,05
Est. INALI	14,61
Puerto Santa Fe	13,69

Con relación a la crecida del año 1998, se consideró el nivel estimado en la sección cercana al hipódromo el cual, según los antecedentes existentes, alcanzó valores en el entorno de la cota 16 mIGM.

A partir de estos datos, se efectuaron corridas de explotación del modelo a los fines de ajustar los parámetros de calibración considerados.

3.2 Corrida de simulación del evento de 2003

Tomando como condición de borde los datos de caudales y niveles registrados durante el evento, se efectuó un ajuste del modelo matemático a fin de obtener los coeficientes de rugosidad característicos del cauce y del valle de inundación.

Estos ajustes determinaron niveles de rugosidad variables en distintos tramos los cuales resultan compatibles con las condiciones de obstrucción, vegetación y características generales de los distintos tramos simulados. En este contexto, se obtuvieron los siguientes valores del coeficiente de Manning:

N cauce: variable entre 0,026 y 0,030
 N valle: variable entre 0,045 y 0,065

Con estos valores se obtuvo el ajuste mostrado en el siguiente gráfico:

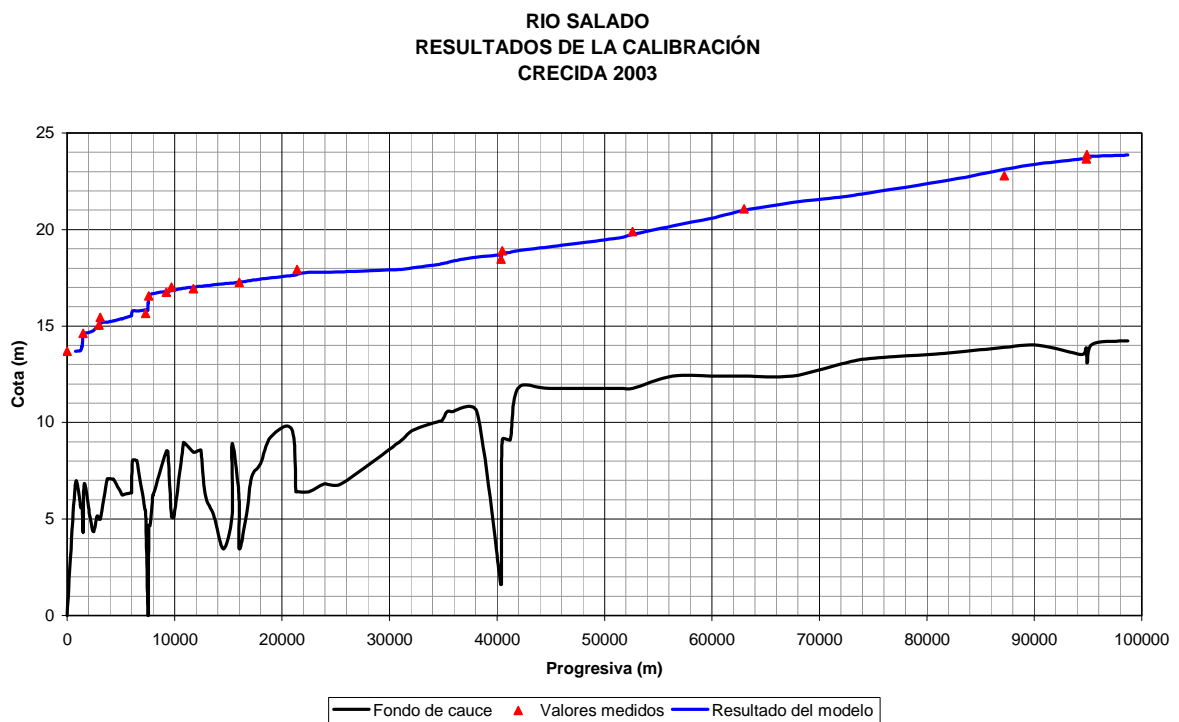


Figura 3.1: Resultados de la calibración para la crecida de 2003

Las diferencias observadas entre los resultados de la calibración y los valores efectivamente medidos varían, en la zona final adyacente a la ciudad entre 0,05 m y 0,12 m. Teniendo en cuenta que los valores medidos pueden presentar ciertas discrepancias en función de la precisión del relevamiento y que el objetivo básico de la simulación no se centra en el proyecto de obras sino en una verificación general para observar tendencias e incidencias relativas, se considera que la simulación realizada resulta aceptable.

3.3 Corrida de simulación del evento de 1998

Siguiendo un procedimiento similar al anterior, se efectuó una corrida de verificación del evento del año 1998 considerando para ello el modelo de simulación en régimen permanente. En este caso, se tomó como condición de borde el hidrograma de crecida registrado en el puente de la ruta Prov. 70 y se tomó como nivel de referencia en la calibración la altura máxima registrada a la altura del hipódromo, sección final del tramo II de la defensa longitudinal.

De acuerdo a las características que presentó la crecida en esta oportunidad, el caudal máximo registrado tuvo un pico de $2672 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir cerca de $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ menos que el máximo registrado en el evento de 2003. Además de esta diferencia, cabe destacar que la crecida analizada en este punto estuvo caracterizada por una mayor duración con dos picos secundarios de niveles inferior al antes mencionado.

Esta diferencia determina una condición de escurrimiento diferente a la registrada en el evento que provocó la inundación de la ciudad en el año 2003, obteniéndose menores niveles de escurrimiento pero que tuvieron una permanencia mayor en el valle de inundación del río. Tales circunstancias determinan que, necesariamente, los niveles del coeficiente de rugosidad característicos que, en el modelo, permiten simular el comportamiento, deban ser levemente diferentes a los obtenidos en el caso de la crecida anterior. Considerándose coeficientes de rugosidad variables entre 0,025 y 0,03 en el cauce y entre 0,03 y 0,045 en el valle de inundación (tramo inferior del río), se obtuvo la siguiente variación de niveles en la zona del hipódromo:

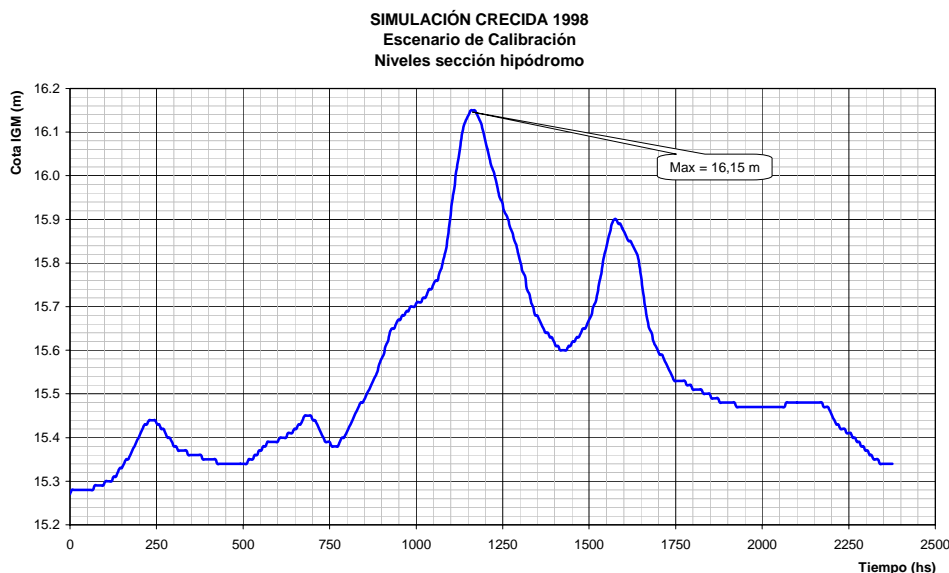


Figura 3.2: Simulación del evento de 1998- Niveles sección hipódromo

El nivel máximo registrado en la simulación resulta de 16,15 m, valor suficientemente próximo al registrado en esa sección, máxime que dicho valor no proviene de una medición sino de una estimación aproximada.

4 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL TRAMO INFERIOR DEL RÍO SALADO.

4.1 Escenarios de simulación considerados

A partir del modelo matemático implementado y considerando las condiciones de borde obtenidas en la etapa de calibración del modelo, se consideraron los siguientes escenarios a los fines de analizar el comportamiento en crecidas efectivamente registradas así como en bajo distintas hipótesis, tanto de crecidas como de condiciones existentes en el cauce.

Los escenarios de simulación analizados fueron los siguientes:

- Crecida del año 2003 en las condiciones reales en las que se encontraba el curso del río.
- Crecida del año 2003 con y sin la influencia de los puentes carreteros.
- Crecida del año 2003 con el tramo III concluido.
- Crecida del año 2003 con y sin influencia de la defensa longitudinal.
- Funcionamiento con distintos caudales asociados a periodos de retorno variables.

4.2 Análisis de la crecida del año 2003

Se efectuó una corrida de explotación del modelo de simulación con la situación real existente en esa oportunidad, evaluándose el comportamiento del río tanto en régimen permanente como en régimen impermanente.

En el contexto planteado, se analizó la variación de la envolvente de niveles máximos obtenido en el tramo modelado, el traslado de la onda de crecida desde la ruta Prov. N° 70 hasta la zona de ingreso a la ciudad, aguas abajo del Hipódromo, así como la variación de niveles registrada en esta sección.

En el siguiente gráfico se muestra la variación de niveles máximos registrados a lo largo del tramo modelado, entre la desembocadura y la zona de ingreso al hipódromo:

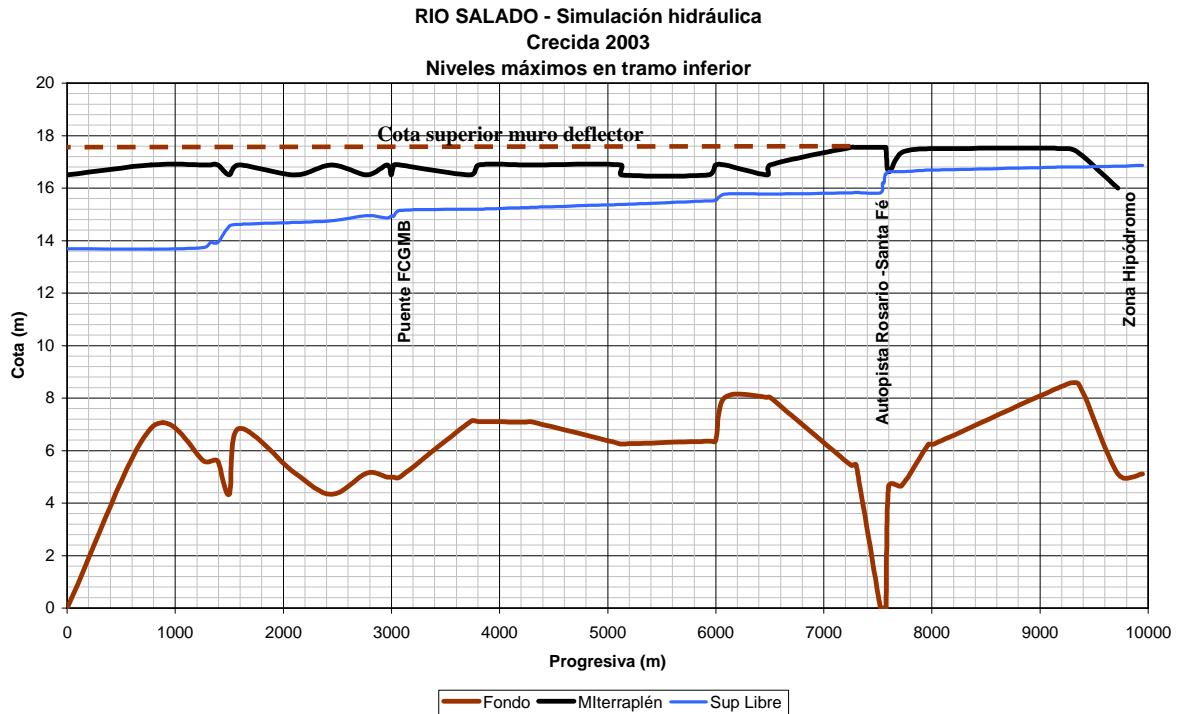


Figura 4.1: Perfil líquido en tramo inferior del río Salado. Simulación de Crecida 2003

En el gráfico anterior se observa la influencia que presentan los distintos puentes existentes a lo largo del cauce del río, observándose la mayor sobreelevación registrada en el puente correspondiente a la autopista Santa Fe – Rosario. De los resultados de la modelación, así como de los datos efectivamente registrados se obtiene que el puente carretero, con una luz de 155 m, genera una sobreelevación del orden de los 80 cm, incrementando los niveles de escurrimiento hacia aguas arriba.

Esta situación determinó que en la sección de ingreso a la ciudad de Santa Fé, a la altura del hipódromo, se registraran niveles máximos del orden de los 16,90 m, muy superiores a los máximos existentes en la zona de la brecha de la calle Gorostiaga. Por esta sección se produjo efectivamente el ingreso, a partir de una brecha inicial de aproximadamente 15 m de ancho, la cual se amplió a más de 100 m a partir de la rotura del extremo final del terraplén que conforma el tramo II de la defensa.

A los fines de efectuar un análisis particular del comportamiento del curso en esta sección, se efectuó una corrida del modelo en condiciones de escurrimiento impermanente, obteniéndose la variación de niveles en el tiempo en la zona de ingreso al hipódromo.

En la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos:

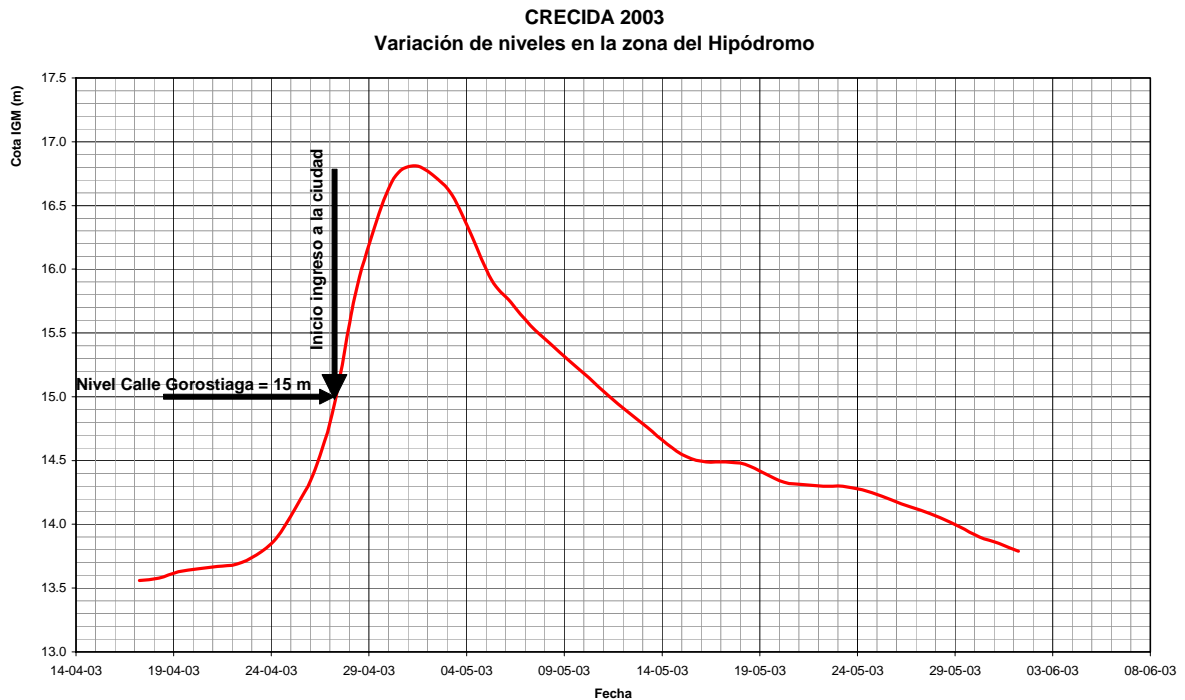


Figura 4.2: Simulación Crecida 2003 – Variación de niveles en sección Hipódromo

De los resultados obtenidos se verifica que el ingreso a la ciudad se produjo durante el transcurso del día Domingo 27, fecha en la cual los niveles del río, en la zona del hipódromo superaron la cota superior de la calle Gorostiaga. Según los antecedentes recopilados, esta cota límite se emplazaba en el entorno de los 15 m IGM. El valor máximo en esta sección se registra el día 1/05/03, con un nivel superior a los 16,80 m.

Durante ese período se produjo la socavación y rotura parcial del terraplén de defensa, generándose una brecha con un ancho superior a los 100 m dando lugar al ingreso descontrolado del flujo al interior de la ciudad.

Otro aspecto importante que se evaluó mediante la simulación matemática realizada fue el tiempo de traslado de la onda de crecida desde su pasaje en la sección correspondiente a la ruta N° 70 y la llegada del pico a la zona de ingreso en el Hipódromo.

Con tal fin se compararon los hidrogramas correspondientes a ambas secciones, mostrándose los resultados obtenidos en la siguiente figura:

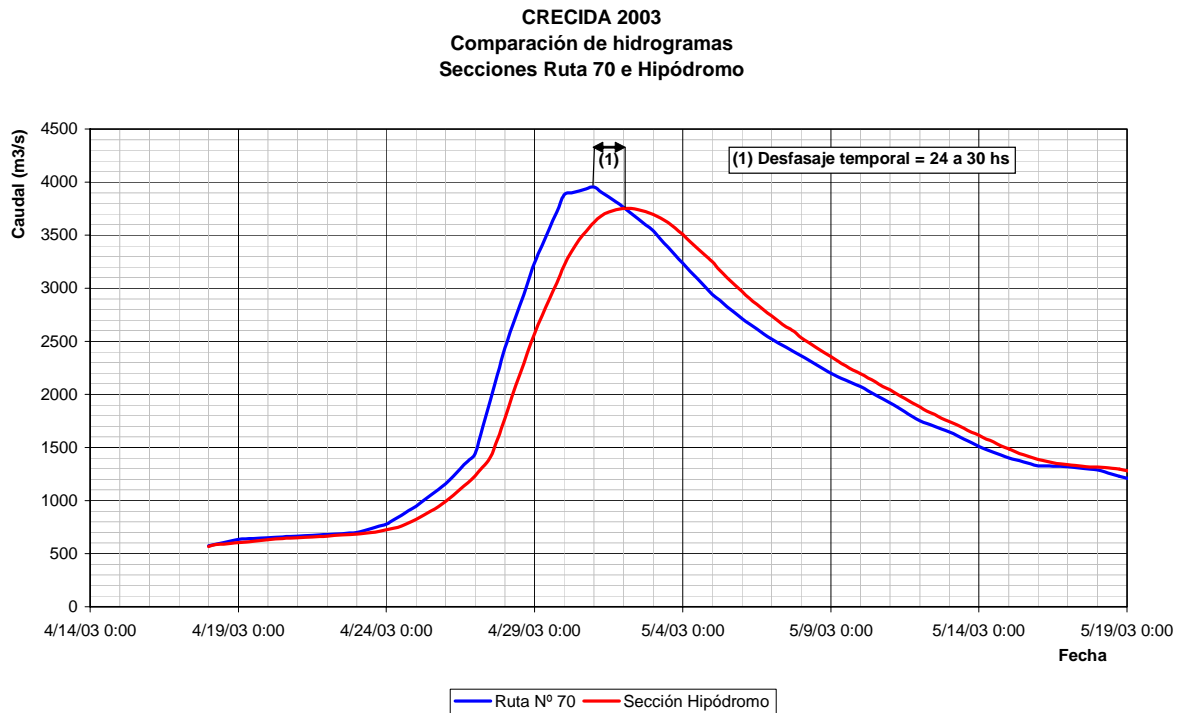


Figura 4.3: Simulación Crecida 2003
Desfasaje temporal de la crecida entre ruta 70 y sección de ingreso a la ciudad

Tal como se observa, el pico de la crecida se registra el día 30 de Abril en la sección de la ruta 70, transcurriendo un período de entre 24 y 30 hs en el que el mismo alcanza la sección de ingreso, aguas abajo del hipódromo.

A los fines de establecer las condiciones existentes en la ruta 70 un período similar al indicado, pero previo al inicio del ingreso del agua a la ciudad, se han comparado en el siguiente gráfico los caudales registrados en la ruta 70 con relación a los niveles líquidos en la sección del hipódromo.

Tal como fue explicitado anteriormente, el ingreso de agua a la ciudad se produjo a partir de que los niveles en la zona del hipódromo superaron la cota 15 m aproximadamente. Este hecho se produjo el día 27 de abril.

Si se considera la situación existente en la ruta 70 el día 26 de abril, es decir 24 hs antes de iniciado el ingreso, se observa que por la misma se encontraba escurriendo un caudal de 1442 m³/s. Del mismo modo, si el período de antelación considerado fuera de 30 hs, el caudal correspondiente resulta, en este caso, de 1371 m³/s.

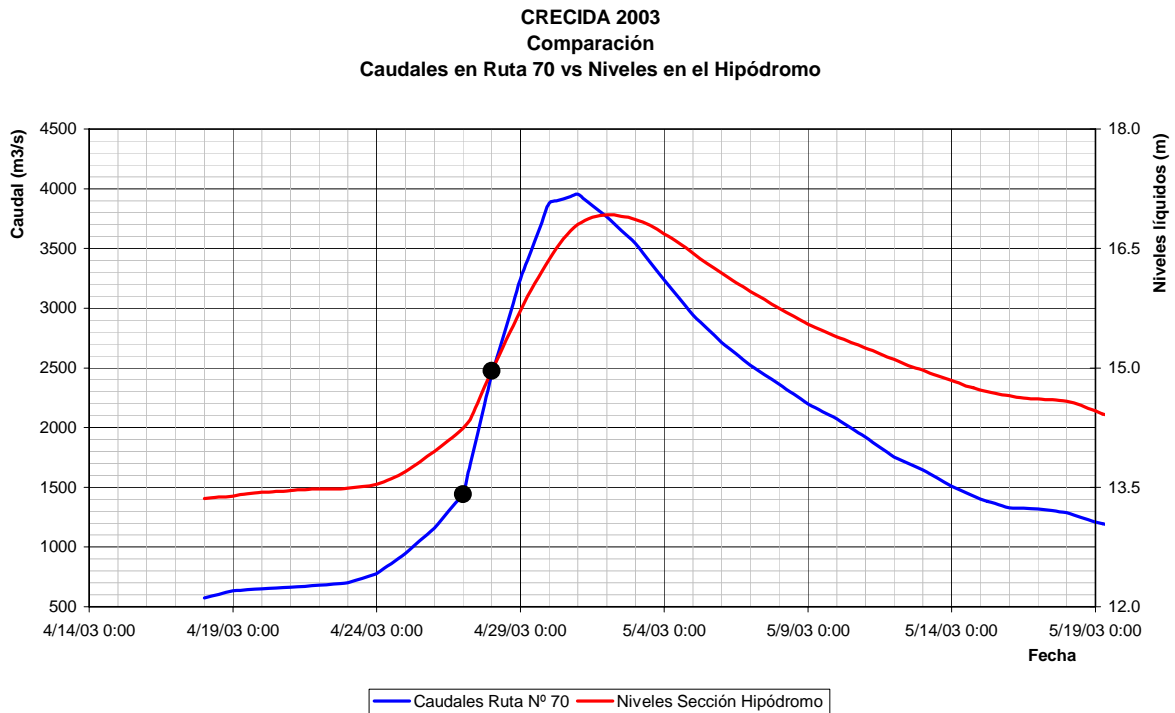


Figura 4.4: Simulación Crecida 2003
Condiciones antecedentes al ingreso de agua a la ciudad

Estos resultados serán considerados a los fines de valorar las condiciones de previsibilidad que se pudo tener en el momento de la emergencia y en forma previa al ingreso de agua a la ciudad.

Finalmente, se efectuó un análisis de las condiciones de escurrimiento que se hubieran registrado bajo la hipótesis de que no se hubieran producido las lluvias intensas en el tramo inferior de la cuenca de los días 28 y 29 de abril de 2003.

En tales circunstancias, se efectuó la modelación hidrológica correspondiente, obteniéndose como resultado que el caudal de pico de la crecida en la ruta 70 hubiera alcanzado el entorno de los 3300 m³/s.

Mediante el análisis de esta hipótesis de funcionamiento, se analizó el comportamiento hidráulico del tramo inferior del río Salado, obteniéndose los resultados que se muestran en la siguiente figura, observándose, en forma comparativa, los niveles líquidos alcanzados con la situación real en el año 2003:

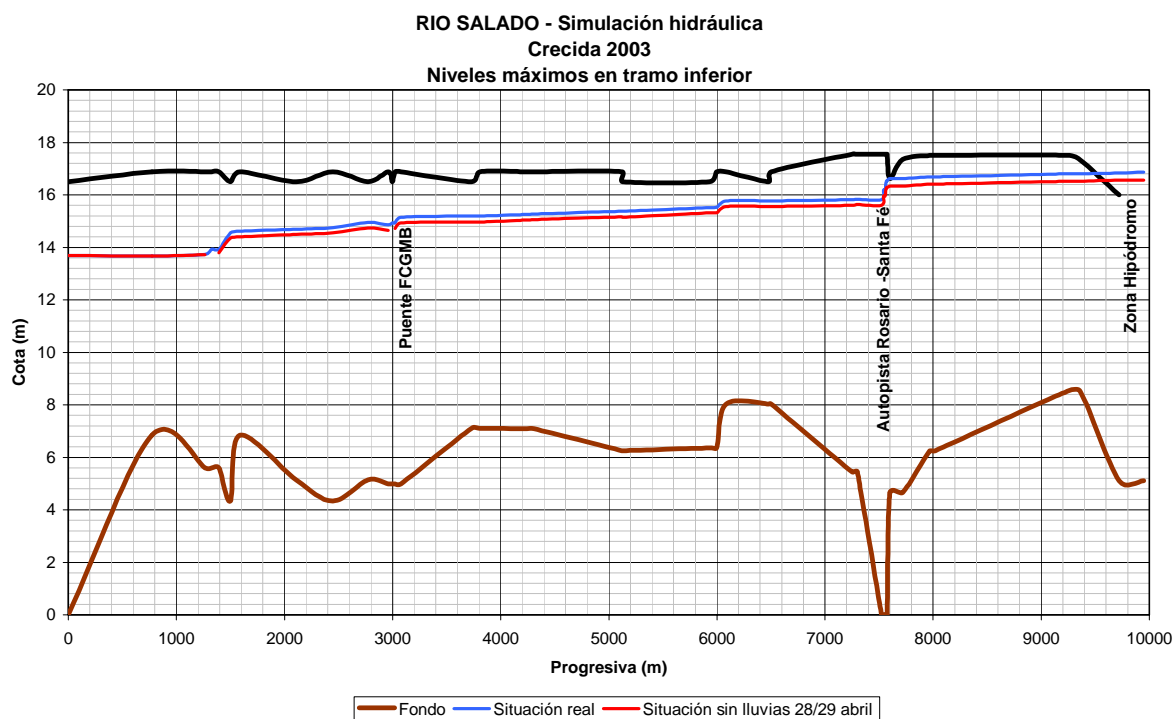


Figura 4.5: Simulación de Crecida 2003
Incidencia de las lluvias del 28-29 de Abril

Tal como se aprecia, el nivel alcanzado por el flujo en la sección del hipódromo resulta del orden de los 16,50 m, es decir aproximadamente 40 cm por debajo del efectivamente registrado.

En las condiciones planteadas, si bien se hubiera producido una menor sollicitación sobre el terraplén de defensa, los niveles líquidos alcanzados en la sección de la brecha hubieran permitido igualmente el ingreso de agua a la ciudad.

4.3 Influencia de los puentes carreteros

Tal como se destacó anteriormente, la existencia de diferentes obras de arte en el tramo inferior del río Salado producen fuertes modificaciones a las condiciones naturales del escurrimiento.

Entre las mencionadas obras, cabe destacar la presencia del puente carretero correspondiente a la autopista Rosario Santa Fe y los dos puentes ferroviarios ubicados aguas abajo del mismo. En el primer caso, la luz libre resulta de 155 m, en tanto que los puentes de los ferrocarriles Belgrano y Mitre presentan luces de 1346 m y 450 m respectivamente.

A los fines de valorar la incidencia de estas obras en el comportamiento general del curso y frente a una crecida similar a la ocurrida en abril de 2003, se efectuó una corrida de explotación del modelo bajo diferentes hipótesis respecto de la existencia de los mencionados puentes. En la siguiente figura se observan los niveles líquidos obtenidos en el tramo final para los tres escenarios considerados. En tal sentido, se compara la situación real ocurrida en la crecida con dos hipótesis: la primera es la inexistencia de los puentes ferroviarios y el carretero de la autopista y en la segunda se considera la eliminación completa de este último solamente.

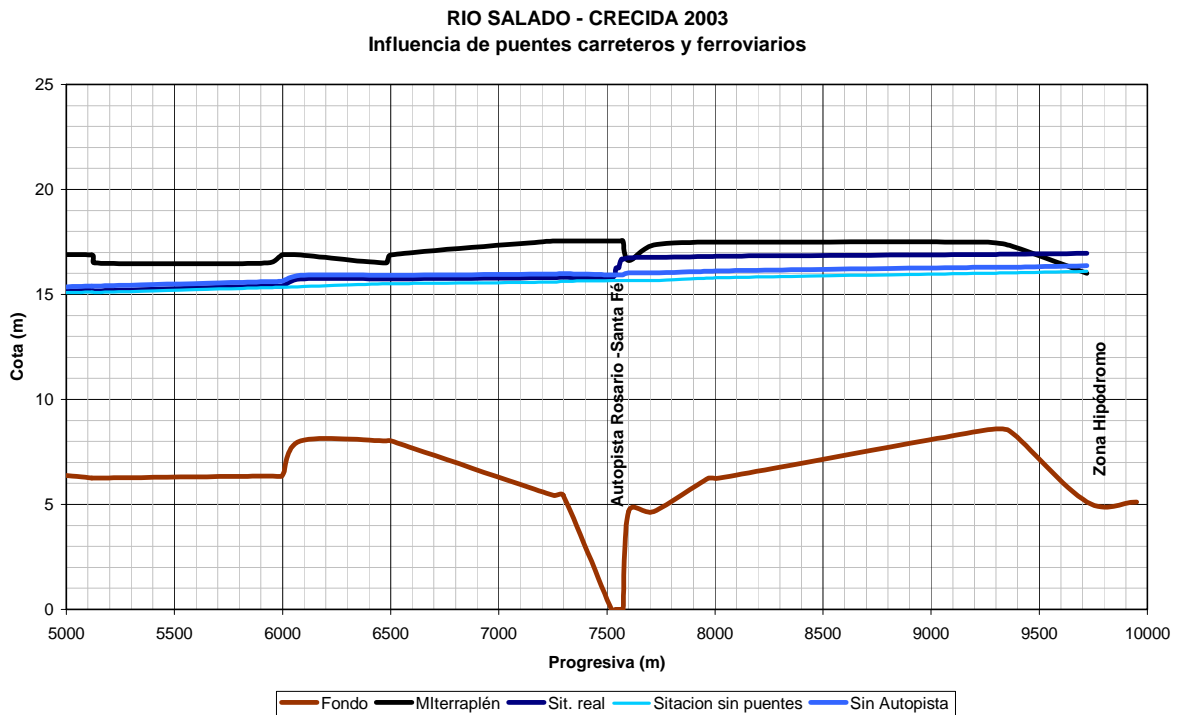


Figura 4.6: Simulación de Crecida 2003
Influencia de puentes carreteros

Tal como se observa, la mayor influencia en cuanto a sobrelevación de niveles está dada por la presencia del puente carretero de la autopista, siendo la influencia de los puentes ferroviarios de menor envergadura.

A fin de corroborar este aspecto en la sección de ingreso a la ciudad, en el siguiente gráfico se muestra la variación de niveles registrado en la sección del hipódromo para los tres escenarios analizados:

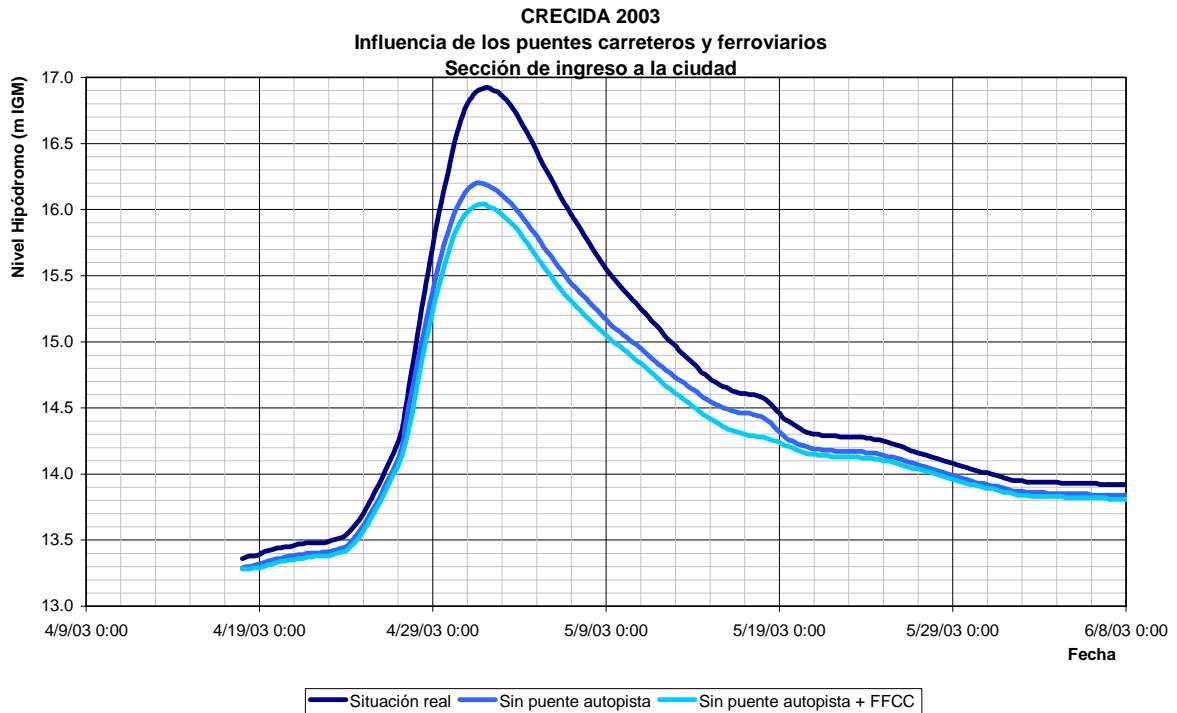


Figura 4.7: Simulación Crecida 2003
Incidencia de puentes carreteros en niveles de la sección de ingreso

En este último gráfico puede apreciarse la influencia del puente carretero, cuya presencia genera, en la sección de ingreso a la ciudad, una sobreelevación del orden de los 70 cm a 80 cm. Asimismo, se nota una menor influencia relativa si se considera la eliminación, además, de los dos puentes ferroviarios existentes aguas abajo.

Esta conclusión puede ser corroborada, no solo por los antecedentes de estudios efectuados por el INA, sino también por los efectos que el mencionado puente generó en oportunidad de crecidas antecedentes de similar envergadura. En efecto, debido a la contracción severa que produce en la sección libre de escurrimiento, en la crecida del año 1973, con un caudal de 2430 m³/s aproximadamente, el puente carretero sufrió la socavación y destrucción de su tablero central. Posteriormente a este hecho, se volvió a reconstruir el puente con una luz equivalente a la original, situación que derivó en procesos de erosión importantes durante la crecida de 1998, la cual tuvo un caudal máximo del orden de los 2600 m³/s.

Los resultados obtenidos permiten verificar que si bien la inexistencia del puente carretero no hubiera impedido el ingreso de agua a la ciudad, habida cuenta de la cota de la calle Gorostiaga, se hubieran generado niveles sustancialmente inferiores a los efectivamente registrados. En efecto, de acuerdo a la simulación realizada, los niveles que hubiera presentado el escurrimiento en la sección del hipódromo se encontrarían en el rango de los 16,00 m a los 16,20 m. Por esta razón hubiera sido más factible producir un cierre en la emergencia situación que se hubiera sumado a una menor solicitación sobre el extremo final del terraplén y por ende, un menor riesgo de producirse la rotura que finalmente se generó en ese tramo.

Otro aspecto importante a destacar con relación a la incidencia de los puentes carreteros, está dada por la factibilidad de haberse implementado brechas en el terraplén carretero del puente de la autopista y los efectos que dichas brechas hubieran tenido en los niveles finales registrados en el hipódromo. En tal sentido, se consideró en el modelo de simulación, la apertura de brechas de longitud variable de 30 m, 60 m, 100 m, 150 m, 300 m y 500 m. En el siguiente gráfico se muestran los resultados obtenidos, considerándose la variación de los niveles a la altura del hipódromo con relación a los tamaños de potenciales brechas.

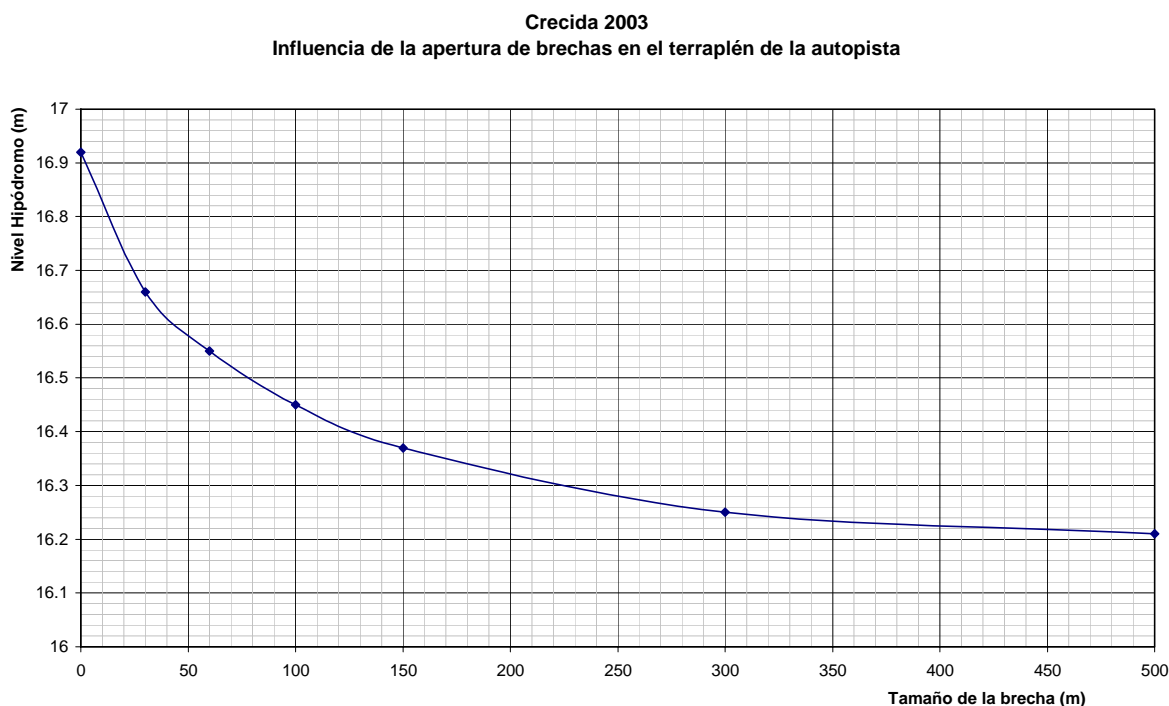


Figura 4.8: Crecida 2003. Incidencia de la apertura de brechas en puente de la autopista

Tal como se observa, para producir una disminución significativa de los niveles se debería haber generado brechas superiores a los 150 m. Aún en estas circunstancias y bajo las

condiciones en las que se encontraba la sección de ingreso en la calle Gorostiaga, no se hubiera impedido el ingreso de agua a la ciudad.

En virtud de lo expuesto, si bien se consideró inicialmente esta medida como factible y se intentó su ejecución, no hubiera generado efectos beneficiosos, más allá de la disminución de la carga sobre el terraplén de defensa.

Cabe destacar que esta medida de emergencia no fue ejecutada finalmente debido a que se encontraron interferencias en la traza del terraplén carretero que impidieron su concreción. Estas interferencias estaban dadas por la presencia de un gasoducto de alimentación a la ciudad, razón por la cual su rotura hubiera agravado aún más la situación existente.

4.4 Incidencia del Tramo III de la obra de defensa

A los fines de valorar los efectos que se hubieran producido en el comportamiento hidráulico del río Salado, con la crecida del año 2003, pero bajo la hipótesis de que se hubieran encontrado concluidas las obras previstas para el tramo III de la obra de defensa, se efectuó un análisis sobre la base del modelo del río realizado.

En este escenario se consideró que no se producen derivaciones del caudal afluente al tramo inferior del río Salado.

En la siguiente figura se muestran, en forma comparativa, la variación de la superficie libre de escurrimiento en la situación efectivamente registrada en el año 2003 y la situación que se hubiera obtenido en caso de culminarse el terraplén de defensa en su tramo III

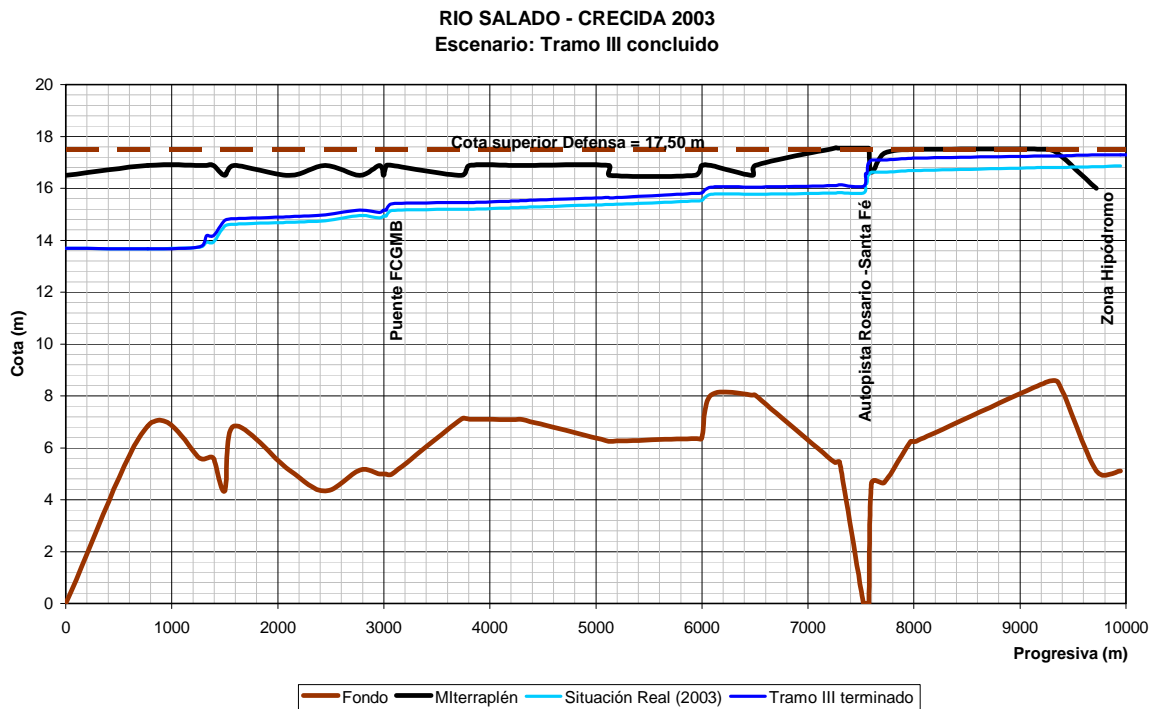


Figura 4.9: Crecida 2003. Simulación con tramo III de defensa culminado

De acuerdo a los resultados obtenidos, el nivel que se hubiera registrado en correspondencia con la sección del hipódromo hubiera sido de 17,29 m, es decir, inferior a la cota superior del terraplén prevista en el anteproyecto (17,50 m) y sensiblemente inferior a la prevista en el proyecto ejecutivo de las obras realizado en el año 2003, la cual preveía una cota superior a los 18 m.

Bajo las condiciones antes expuestas, puede afirmarse que en caso de haberse culminado con el cierre de la defensa, no se hubiera producido el ingreso de las aguas de la forma en que efectivamente ocurrió en la crecida del año 2003.

No obstante, los elevados niveles que se hubieran registrado, próximos a la cota superior de la defensa, reafirman aún más el concepto de que la obra de defensa actúa sólo como un elemento importante a los fines de minimizar el nivel de vulnerabilidad que presenta la ciudad. Tal como se dijo a lo largo del presente informe, estos niveles no puede reducirse a cero, como así tampoco puede concebirse una obra que carezca de riesgos de colapso o de falla. Por esta razón, se considera que la ciudad debería haber contado, en forma previa a la ocurrencia del evento, con un sistema de previsión y alerta de crecidas, así como, y fundamentalmente, un plan de acción de emergencia que permita establecer los cursos de acción a seguir durante el evento (ejecución de acciones de emergencia, ayuda a inundados, lugares y formas de evacuación, etc).

4.5 Influencia del terraplén de defensa

Tal como se ha señalado en el presente Anexo, así como en el Anexo II, la presencia de los terraplenes produce una reducción del ancho del valle de inundación. Esta circunstancia, sumada a la presencia de los terraplenes y puentes carreteros y ferroviarios, da lugar a sobreelevaciones de los niveles de escurrimiento que se propagan hacia aguas arriba.

A los fines de valorar, en forma relativa, la incidencia que presentan estas obras emplazadas en el tramo inferior del curso del río, se efectuó una simulación con las condiciones naturales de escurrimiento, suponiendo la inexistencia del terraplén y considerando una disminución de los niveles de urbanización existentes en el valle aluvial del río. De esta forma, se analizó el comportamiento hidráulico de la crecida del año 2003, asumiendo similares coeficientes de rugosidad que los asignados al valle de inundación.

En el siguiente gráfico se muestran los resultados obtenidos:

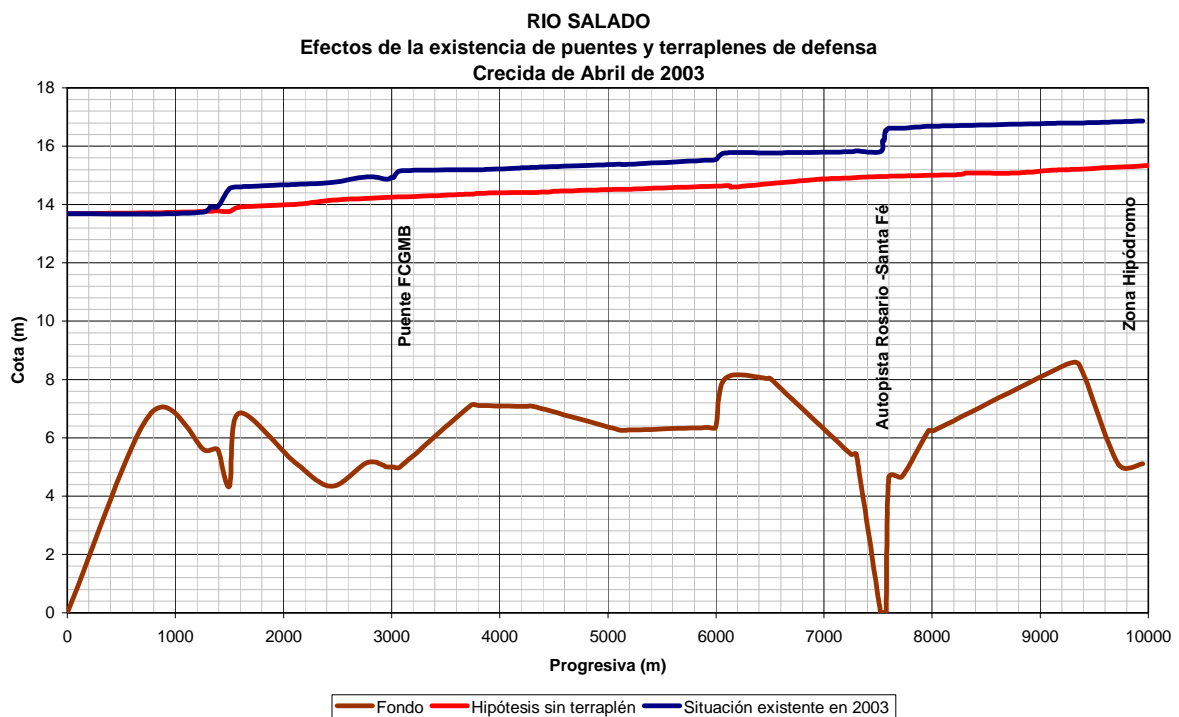


Figura 4.10: Simulación crecida 2003. Influencia del terraplén de defensa

Tal como se aprecia, la existencia de los terraplenes de defensa y de los puentes ferroviarios y carreteros, da lugar a una fuerte sobreelevación del flujo con incrementos superiores a los 1.5 m zonas próximas a donde se registró el ingreso a la ciudad.

Asimismo, debe destacarse que una la ocurrencia de una crecida bajo la hipótesis planteada anteriormente produce, indudablemente, una modificación sustancial en la forma y tiempos en el que se desarrolla la evolución y crecimiento de niveles en el río.

En efecto, mientras que la inexistencia de terraplenes de defensa y de menores asentamientos en el valle aluvial da lugar a un crecimiento gradual de niveles que se expanden en todo el ancho del mismo, la presencia de las defensas y su posterior rotura, genera ingresos abruptos que se propagan en menores tiempos hacia aguas abajo, con crecimientos rápidos de los niveles de inundación.

A modo de ejemplo, en la siguiente Figura se observa, en forma comparativa, los niveles alcanzados en la sección de progresiva 7600 m, ubicada aproximadamente 1,5 Km aguas debajo de la zona de ingreso a la ciudad. En la misma se comparan las situaciones con terraplén y sin la presencia del mismo ni de los puentes.

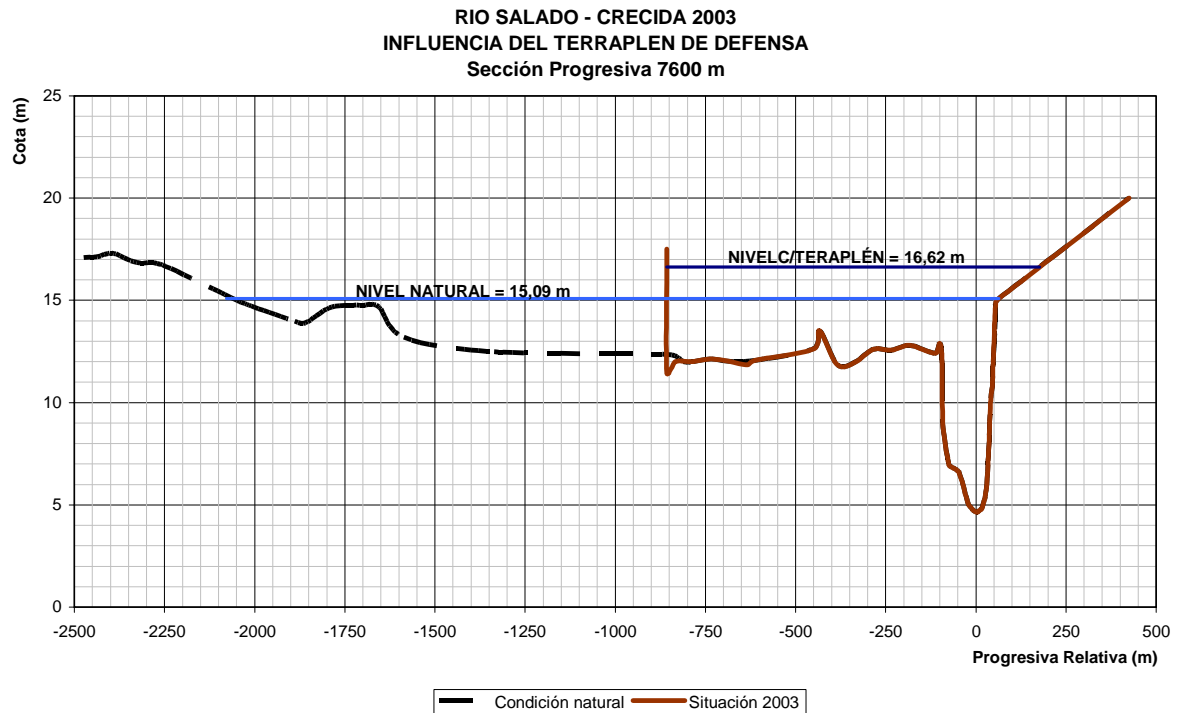


Figura 4.11: Simulación crecida 2003. Influencia terraplén de defensa.

Del gráfico se desprende que el terraplén ocupa efectivamente parte del valle de inundación del río y que, bajo la hipótesis que el mismo resulte estable o bien que no contenga en ningún punto de su traza niveles menores a los de su coronamiento, resulta una barrera efectiva para impedir el ingreso de agua en un vasto sector adyacente al mismo. No obstante, este efecto se produce a costa de una sobreelevación importante de los niveles de escurrimiento, que en esta sección alcanza, según la simulación realizada, 1,53 m respecto de la situación que se tendría en condiciones naturales.

El emplazamiento de una parte importante de la ciudad en ese valle de inundación genera, indudablemente, un aumento de los niveles de vulnerabilidad de la ciudad. Tal como se dijo a lo largo del presente informe, la presencia de este terraplén genera una falsa sensación de seguridad en la población, dado que no se asume la existencia de un elevado riesgo, aún cuando el terraplén no presente sectores debilitados o con menores cotas de coronamiento.

4.6 Análisis de los niveles de protección existentes en la ciudad y riesgos de falla de la obra de defensa.

Con la finalidad de establecer los niveles de protección reales que existían en la ciudad de Santa Fé previo a la ocurrencia de la crecida, como así también en el caso que se hubieran culminado las obras de la etapa III del terraplén de defensa, se efectuó un análisis general del comportamiento del tramo inferior del río para diferentes caudales.

Este análisis se efectuó considerando un rango amplio de caudales, variable entre 100 m³/s y 4000 m³/s. Este análisis se efectuó sin considerar la influencia impuesta por los niveles del río Paraná en la zona de la desembocadura, es decir, asumiendo un nivel semejante al registrado durante el evento de crecida del año 2003.

Sobre la base del modelo de simulación implementado, se calcularon los niveles que hipotéticamente habrían alcanzado las aguas del río Salado contra el terraplén de defensa oeste, en las inmediaciones de calle Gorostiaga. Las recurrencias asociadas a los caudales de escurrimiento considerados corresponden a los análisis realizados con base en la serie 1875-2002, es decir, con todas las informaciones disponibles con anterioridad a la ocurrencia de la crecida de abril/mayo de 2003. A partir de esta base de análisis, se obtuvo la correlación entre los distintos caudales máximos y los períodos de retorno asociados. Esta correlación se muestra en la siguiente figura:

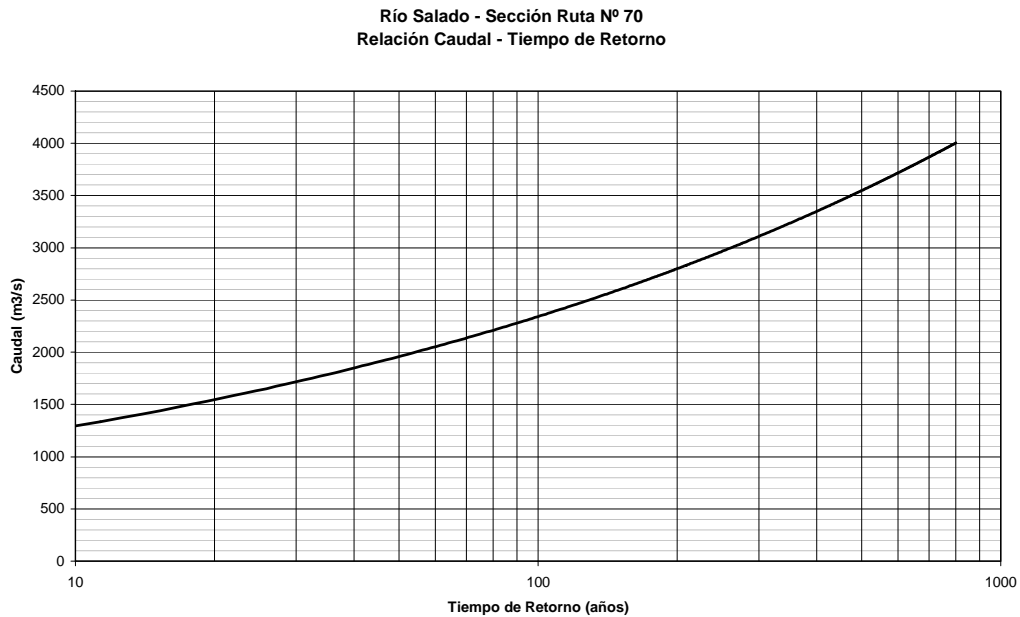


Figura 4.12: Recurrencia de Caudales en ruta 70

La explotación del modelo con el rango de caudales considerado permitió obtener la variación de niveles líquidos en la sección de la calle Gorostiaga, por donde efectivamente se produjo el ingreso del flujo en el interior de la ciudad. En el siguiente gráfico se muestran los resultados obtenidos de dicho análisis:

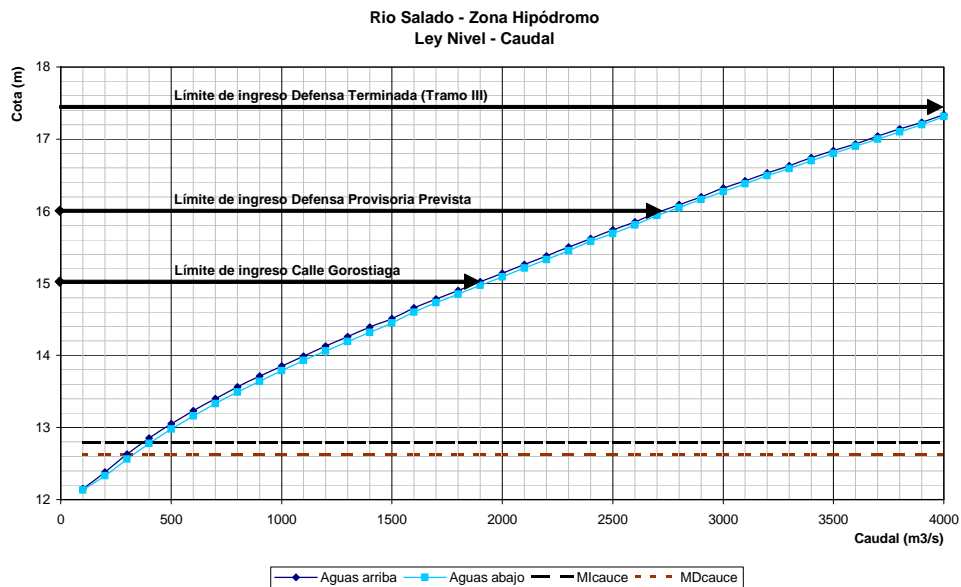


Figura 4.13: Río Salado - Variación de niveles líquidos en sección de ingreso a la ciudad

De acuerdo a lo observado en el gráfico anterior, el límite que existía en oportunidad de la crecida del año 2003, impuesto por la cota de rasante de la calle Gorostiaga (15 m), generaba un caudal admisible de escurrimiento, sin ingreso a la ciudad del orden de los 1850 m³/s. Este caudal, en virtud del análisis estadístico realizado se encuentra asociado a crecidas con un período de retorno inferior a los 50 años.

Si se hubiera podido ejecutar el cierre provisorio previsto en el proyecto del tramo II, llevando el mismo hasta al menos la cota 16,00 m IGM, el caudal límite admisible en la sección del hipódromo se hubiera incrementado hasta un valor próximo a los 2700 m³/s, correspondiente a un período de retorno del orden de los 200 años.

Finalmente, en caso de haberse completado el cierre del tramo II, hasta una cota equivalente a la existente aguas abajo de la calle Gorostiaga, el caudal límite resultaría del orden o levemente superior a los 4000 m³/s, razón por la cual el sistema hubiera sido capaz de absorber la crecida producida en el año 2003 sin haberse generado ingresos al casco urbano de la ciudad.

Es importante señalar, de acuerdo a las condiciones admitidas en el proyecto, que el valor de la probabilidad de ingreso del agua por la calle Gorostiaga dependía fuertemente del éxito de la adopción rápida y precisa de medidas emergenciales tendientes al cierre de la brecha. Tal como se destacó ampliamente en el Anexo II, dicha medida resulta de baja eficacia si se ejecuta cuando el agua ha comenzado a ingresar, dependiendo el éxito de la misma de la disponibilidad de medios y la celeridad con que se actúe en la emergencia.

En cualquier caso, la situación más crítica en cuanto a la valoración de los riesgos de ingreso asumidos en el proyecto, resulta de suponer la no adopción de tales medidas o el fracaso de las mismas. Esta última situación se corresponde con la efectivamente ocurrida durante la crecida de abril/mayo de 2003.

En tal caso el riesgo se corresponde directamente con el nivel de las aguas del río Salado. De acuerdo a lo citado previamente, dicho nivel depende de la magnitud de la crecida del río Salado y del nivel del sistema Paraná en la zona de Cuatro Bocas durante la ocurrencia de la misma. Si se asume una condición del río Paraná similar a la ocurrida durante la crecida del año 2003, se deduce que la ocurrencia de una crecida con un tiempo de retorno de entre 25 y 50 años sería capaz de producir un tirante suficiente importante para generar un ingreso de agua sostenido sobre calle Gorostiaga. Cualquier otro nivel superior del río Paraná habría tenido como efecto la ampliación del riesgo considerado en este análisis.

Por otra parte, si se considera que el nivel 13,57 m corresponde a un valor medio del sistema del río Paraná, se concluye que la situación analizada refleja en buena forma la probabilidad real de ingreso del agua por calle Gorostiaga. Para definir el riesgo, tal como se indicara en el Anexo X, debe contemplarse que la exposición del problema derivado de la finalización abrupta del terraplén de defensa del Tramo II se extendió por 7 años (desde 1996 y hasta el 2003). En tal caso, se desprende que el riesgo del ingreso del agua por calle Gorostiaga durante los años de exposición efectiva del problema era del 25 %.

Este análisis permite corroborar que la concepción de la obra del tramo II no contempló adecuadamente los riesgos inherentes de dejar un sector con menores cotas de coronamiento, máxime si se consideran los graves efectos que podrían obtenerse (tal como efectivamente ocurrió) frente a un ingreso masivo de excedentes en el interior de un recinto absolutamente cerrado sin vías de descarga previstas.

Esta afirmación resulta válida aún cuando se haya considerado factible la ejecución de un cierre provisorio durante la emergencia. Tal como se destacó, si estas medidas no se adoptan en forma previa al ingreso del agua, se reducen drásticamente las posibilidades de éxito, máxime si no se cuenta con el equipamiento y personal adecuados para ejecutar esa tarea en condiciones de emergencia.

Como contrapartida, debe mencionarse que, según se desprende del proyecto ejecutivo del tramo II, se pensó en una rápida terminación del tramo III, situación que hubiera reducido los riesgos frente a la reducción de los tiempos de exposición.

5 CONCLUSIONES.

A partir del proceso de simulación hidrodinámica realizado, se pudo constatar las condiciones de funcionamiento del tramo inferior del río Salado frente a distintos eventos de crecida y en particular con los caudales registrados en el evento de Abril de 2003.

Sobre la base de estos resultados, resulta posible efectuar los siguientes comentarios:

- La crecida del año 2003 tuvo un pico de caudal en la ruta 70 de 3954 m³/s, conformando una crecida extraordinaria, asociada a un periodo de retorno del orden de los 800 años. Este nivel de caudal dio lugar a la formación de escurrimientos en el tramo inferior con niveles elevados que superaron la cota mínima de desborde hacia el casco urbano. Dicha cota mínima estaba definida por la cota de la rasante de la Calle Gorostiaga.
- En ese sector se produjo el ingreso del agua a la ciudad, cuando los niveles del río superaron la cota 15 m IGM. Este hecho se produjo en el transcurso del día 27 de Abril, generándose un pico máximo el día 01 de mayo, con valores que en esa sección alcanzaron el entorno de los 16,90 m. Éste crecimiento de niveles en el lado externo del terraplén, sumado a la falta de una protección adecuada en el extremo final del mismo, produjo una progresiva socavación y la formación de una brecha de más de 100 m de longitud. Por esta brecha se generó el ingreso del mayor volumen de agua a la ciudad.
- Se efectuó un análisis del desfase existente entre los picos de crecidas registrados en la ruta 70 y el correspondiente pico en la zona de ingreso a la ciudad. Este análisis permitió establecer la existencia de un retardo del orden de las 24 hs a 30 hs entre ambos picos. Considerando esta diferencia, tomada en el período previo a que se produjera el ingreso a la ciudad, los caudales registrados en la ruta 70 (el día 26 de abril) resultaban del orden de los 1400 m³/s, con niveles en la zona de ingreso 1 m por debajo de la cota mínima.
- El análisis realizado bajo la hipótesis de que no se hubieran producido las lluvias intensas generadas los días 28 y 29 de abril, determinaron la existencia de niveles en la sección de ingreso de 16,50 m, es decir aproximadamente 40 cm por debajo de los efectivamente registrados. En tales circunstancias igualmente se hubiera producido el ingreso a la ciudad.
- Más allá de los aspectos antes señalados, si debe destacarse que las últimas lluvias registradas incrementaron la tasa de crecimiento de los niveles, los cuales terminaron finalmente accediendo a la ciudad, tal como fue dicho, el día 27 de Abril.
- El tramo inferior del río se encuentra fuertemente influenciado por la presencia de las obras de arte existentes en el mismo. En particular, la obra de mayor incidencia está

compuesta por la presencia del terraplén y puente de la autopista Rosario Santa Fe, la cual presentaba, al momento de la crecida, una luz libre de 155 m, con un ancho del valle de inundación superior a los 1000 m. La presencia de este terraplén produce sobrelevaciones en el nivel aguas arriba del orden de los 70 a 80 cm.

- El análisis realizado sobre la hipótesis de retiro de este puente hubiera determinado la generación, para la crecida del año 2003, de un nivel en la sección de ingreso cercano a los 16,20 m, es decir próximo a la cota del terraplén provisorio previsto en el proyecto del tramo II de la obra de defensa. No obstante, de no haberse construido ese terraplén provisorio, tal como efectivamente ocurrió, el agua hubiera igualmente ingresado al casco urbano.
- A una conclusión similar se llega si se consideran los efectos que hubieran generado potenciales brechas abiertas en el terraplén carretero de la autopista. La magnitud de las brechas que hubieran generado algún efecto beneficioso en cuanto a la reducción de niveles en la zona de ingreso permiten considerar a la medida como no factible en cuanto a su implementación en el momento de la emergencia.
- El análisis realizado respecto de la hipotética situación en la cual se hubieran concluido las obras del tramo III determinó que la crecida del año 2003 hubiera pasado con niveles inferiores a los previstos como cota de coronamiento en la sección del Hipódromo para este cierre. No obstante, los niveles hubieran resultado elevados, próximos a la cota de desborde del anteproyecto del tramo III y con mayor revancha respecto del proyecto ejecutivo realizado con posterioridad a la crecida del 2003
- El comentario anterior, sumado al hecho de que las obras de defensa, aún cuando presente elevados niveles de resguardo no permiten eliminar plenamente su riesgo de falla (por colapso o por sobrepaso) pone de manifiesto la necesidad imperiosa que presenta la ciudad de contar con un sistema de alerta temprana organizado y, principalmente, con un plan de contingencia frente a eventos de inundación.
- La existencia del terraplén de defensa, aún con la brecha existente en la sección del hipódromo, produce un estrechamiento considerable en el ancho del valle de inundación. Esto se pone de manifiesto en una importante sobrelevación de niveles respecto de los que se tendrían en caso de no existir las mismas y de contarse con un menor nivel de urbanización en su entorno. Claramente, tanto las defensas como el sector urbano Oeste de la ciudad se encuentran dentro del valle aluvial del tramo inferior del Río Salado.
- El análisis de las condiciones en que se encontraba el terraplén en forma previa a la crecida determinó lo siguiente:
 - El terraplén se encontraba construido hasta la sección prevista en su proyecto ejecutivo, en el cual se había definido su cierre con un muro transversal de mampostería reforzada.

- En el mismo proyecto se había considerado, como solución de emergencia, el cierre del espacio libre generado en la calle Gorostiaga mediante bolsas de arena.
 - La condición anterior imponía un límite mínimo de desborde muy inferior a la cota máxima prevista para el total del tramo, dando lugar a un sistema no cerrado respecto del resguardo de la ciudad frente a eventos de crecida de cierta envergadura. Esta situación resultaba más crítica si se considera la imposibilidad de drenaje hacia aguas abajo que presentaban los excedentes una vez ingresados al casco urbano.
 - La generación de niveles iguales o mayores al nivel mínimo impuesto por la rasante de la calle Gorostiaga se encontraba asociado a crecidas del río Salado, sin influencia de los niveles del Paraná, con períodos de retorno inferiores a los 50 años. Valor sumamente bajo si se consideran los efectos y consecuencias que tuvieron finalmente los volúmenes ingresados a la ciudad.
 - Si bien este nivel de protección se incrementaba mediante la realización de un cierre provisorio en la emergencia hasta la cota 16 (admitiendo crecidas de hasta 200 años de recurrencia), debe considerarse que dicha medida es sumamente factible de realizar en forma previa al comienzo del ingreso de las aguas. Durante la emergencia propiamente dicha, la solución adoptada en el proyecto presentaba, tal como ocurrió, dudas respecto de su factibilidad de ejecución.
 - Las consecuencias derivadas de la solución de proyecto finalmente adoptada se pueden mensurar si se cuantifica el riesgo asociado al ingreso de las aguas a través de la brecha de la calle Gorostiaga. En ese caso, considerando un tiempo de exposición del orden de los 7 años (entre la finalización de la construcción y el efectivo ingreso de las aguas) se obtiene un riesgo del 25 % de que se produzcan crecidas con niveles superiores al mínimo indicado.
 - Claramente, el nivel de riesgo total de sobrepaso o colapso del sistema resulta superior si se considera no sólo la probabilidad de paso por sobre el sector deprimido del terraplén sino la probabilidad de falla del extremo final del mismo en virtud de la solución adoptada para su culminación. Tal como ocurrió efectivamente, el muro de mampostería no resultó una protección adecuada, dando lugar a su progresiva erosión y posterior colapso, situación que redundó en un incremento de la brecha de ingreso a la ciudad.
- Las conclusiones antes mencionadas definen claramente que la ciudad se encontraba con un serio riesgo asociado a la forma de terminación del tramo II del terraplén de defensa y a la falta de construcción del tramo III correspondiente.
 - No obstante ello, se considera que aún con dichas obras terminadas, no se reduce a cero el nivel de vulnerabilidad de la ciudad dado que la misma presenta un importante sector de su casco urbano edificado en el valle de inundación del río. Por esta razón, la planificación y puesta en funcionamiento de un sistema de alerta y de un plan de

contingencia aparecen como medidas que dejan de ser complementarias para adquirir un rol sustantivo en la mitigación de los efectos producidos por potenciales procesos de anegamiento. Ambas medidas no se encontraban implementadas en forma organizada y previa al evento del 2003, razón por la cual se considera que su ejecución en la emergencia presenta un menor nivel de factibilidad de ejecución, aún cuando podrían haberse previsto algunas medidas paliativas.