



UNIVERSIDAD  
DE LA REPÚBLICA  
URUGUAY



3-12-2018

# Estudios hidrológicos e hidráulicos para la planificación territorial de Carmelo

Proyecto de grado H/A



**Autores:**

Mariana Baldi Alvarez - CI.:4.626.831-9

Matías Santa Cruz Torres - CI.:4.939.791-1

**Tutores:**

Dr. Ing. Pablo Santoro

Dr. Ing. Sebastián Solari

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores de este proyecto quieren expresar sus más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que de una manera u otra hicieron posible la realización de este trabajo.

A sus tutores Dr. Ing. Pablo Santoro y Dr. Ing. Sebastián Solari, por dar seguimiento y apoyo en el desarrollo del proyecto.

Al Dr. Ing. Christian Chreties, Dr. Ing. Luis Teixeira, MSc Ing.. Jimena Alonso, Msc. Ing. Alejandra De Vera, MSc. Ing. Eugenio Lorenzo, Ing. Santiago Narbondo, Ing. Manuel Teixeira e Ing. Federico Vilaseca por mostrarse siempre dispuestos a ayudar en el proyecto

Al Ing. Juan Pablo Martínez, MSc. Ing. Rafael Rosa, Arq. Adriana Piperno y Soc. Alejandra Cuadrado, por la colaboración brindada.

A la Ing. Ana Laura Pereira (Intendencia de Colonia), Alicia Espíndola (Alcaldesa de Carmelo), Arq. María Teresa Rodríguez, por su disposición y cooperación.

A Gustavo Arizabalo y vecinos de Carmelo, por el gran interés en brindar su conocimiento en la temática y por el ánimo recibido al entender la importancia social del estudio dicha ciudad.

A sus familiares y seres queridos que brindaron su apoyo incondicional durante este proceso.

## RESUMEN EJECUTIVO

La ciudad de Carmelo se encuentra ubicada en el departamento de Colonia, sobre el Río de la Plata, teniendo una relación muy importante tanto con éste como con el arroyo de las Vacas que lo atraviesa con dirección este-oeste.

Se desarrolló en este proyecto el estudio de las condiciones hidrológicas e hidráulicas que explican estos fenómenos, obteniendo como resultado final un mapa de riesgo de la ciudad, el cual contempla, además de la amenaza impuesta por las crecidas, la vulnerabilidad de la población afectada o posiblemente afectada.

En primera instancia se realizó una búsqueda exhaustiva de información de utilidad para el desarrollo del proyecto. Fue necesario contar con datos de diferentes áreas: datos geomorfológicos, topográficos, hidrológicos, sociodemográficos, y antecedentes en general. Se hizo trabajo de campo para completar la información topográfica de la zona, así como caracterizar el cauce del arroyo de las Vacas.

Se procesó la información topográfica disponible, se analizaron los datos de precipitación y se estudiaron los registros de nivel de marea para poder definir la condición de borde a imponer aguas abajo en el modelo hidrodinámico unidimensional implementado del arroyo de las Vacas. A su vez, se completó el análisis con el estudio de los eventos de inundaciones antecedentes, poniendo énfasis en los casos en que la información disponible permitió profundizar el análisis.

Se utilizó un modelo hidrológico de generación de hidrogramas de caudales para obtener la condición de contorno aguas arriba a imponer en el modelo hidrodinámico unidimensional.

Debido a que se cuenta con un único evento de inundación apropiadamente relevado, no fue posible realizar una calibración y validación del modelo. En su lugar se realizó un análisis de sensibilidad de los parámetros en cuestión.

Se realizó el mapa de amenaza considerando eventos de distintos periodos de recurrencia. Además, se estudiaron las planicies de inundación para distintos escenarios de interés.

A partir de los mapas de amenazas generados, se puede reafirmar que los eventos de inundación en la ciudad de Carmelo son provocados por eventos de crecida asociados tanto al aumento de nivel del Río de la Plata, como a intensas precipitaciones en la cuenca del arroyo que provocan un incremento de nivel en el mismo. Se llegó a que estas forzantes son independientes, por lo cual la probabilidad de un evento de inundación es el producto de las probabilidades de ocurrencia de un evento de precipitación y un evento de nivel.

Se pudo constatar que la precipitación es la forzante con mayor incidencia en la zona urbana para eventos de 100 años de periodo de retorno. Por otro lado, los niveles máximos que determinan las curvas envolventes de inundación, en las zonas aguas arriba del puente giratorio, están dados por combinaciones en donde el periodo de retorno asociado a la precipitación es mayor que el asociado al nivel. Sin embargo, aguas abajo del puente no se identifica tendencia alguna.

En función de los datos sociodemográficos de la ciudad se definieron criterios que permitieron la elaboración del mapa de vulnerabilidad y particularidades a tener en cuenta en la evaluación del riesgo por inundación.

En base a los mapas de amenaza y de vulnerabilidad se definieron criterios que permitieron la elaboración de los mapas de riesgo.

Además, a partir de los mapas de amenaza se calculó el costo estimado del daño esperado producido por eventos de inundación de diferente periodo de retorno.

Se trabajó tanto en la valoración de la situación actual como en la estimación del escenario futuro considerando la incidencia de la construcción de un puente nuevo el cual funcionará como by-pass de la ciudad. Resultó que tanto con el proyecto original así como con las modificaciones planteadas (angostamiento de la sección y puente tipo presa) se genera una disminución de niveles en la zona de mayor urbanización, pero los mismos continúan comprometiendo un gran número de viviendas. Dicha situación se agrava para periodos de retorno mayores. Esto demuestra que la construcción del puente nuevo no permite disminuir suficientemente el riesgo de inundación de las viviendas en la ciudad.

De la definición de riesgo surge la posibilidad de actuar tanto sobre la amenaza como sobre la vulnerabilidad o exposición de la sociedad. Es así que se abren dos estrategias posibles para disminuir el riesgo, por un lado la construcción de diques laterales de protección, y por otro, medidas de ordenamiento territorial.

Sobre la primera alternativa de mitigación se hizo un estudio exhaustivo para la determinación del diseño de los diques propiamente dichos, así como de las infraestructuras complementarias necesarias. Con el diseño definido se protegen las zonas del barrio ubicado al noreste de la ciudad (zonas de mayor riesgo) frente a eventos de inundación donde actúan cualquiera de las dos forzantes.

La medida blanda evaluada fue la de relocalizar los hogares de riesgo alto de inundación e implementar medidas de adaptación a dicho fenómeno en el resto de las viviendas potencialmente afectadas. Es tan importante la consideración de las zonas de riesgo existente como las de riesgo potencial, donde si bien no hay edificaciones actualmente, la amenaza es alta. Esto es de especial interés en cuanto a tomar medidas para evitar la ocupación de dichas zonas, ya que se observó cierta tendencia de expansión de la ciudad hacia allí.

Finalmente, debe hacerse hincapié en que lo presentado son medidas de mitigación, dirigidas a reducir o disminuir el riesgo. La mitigación es el resultado de la aceptación de que no es posible controlar el riesgo totalmente; es decir, que en muchos casos no es posible impedir o evitar totalmente los daños y consecuencias y sólo es posible atenuarlas. (1)

# 1 CONTENIDO

---

<b>1</b>	<b>Antecedentes y Justificación .....</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>Marco Normativo.....</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>Metodología General.....</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>Información Disponible .....</b>	<b>13</b>
<b>6</b>	<b>Procesamiento y Análisis de Datos .....</b>	<b>15</b>
6.1	Generación del Modelo Digital del Terreno (MDT) .....	15
6.2	Trazado de la cuenca .....	16
6.3	Datos faltantes .....	17
6.4	Precipitaciones.....	17
6.4.1	Elección de pluviómetros a considerar.....	17
6.4.2	Consistencia de Datos .....	19
6.4.3	Corrección complementaria .....	23
6.4.4	Generación de la precipitación de la cuenca .....	27
6.4.5	Eventos extremos de precipitación .....	27
6.4.6	Relación de la estadística de datos recientes con las curvas IDF .....	31
6.5	Análisis de eventos de inundaciones pasadas.....	33
6.5.1	Evento de 1940 .....	33
6.5.2	Evento de 1959 .....	34
6.5.3	Evento del 2000 .....	37
6.5.4	Evento de 2016 .....	38
6.6	Estudio de los Niveles Representativos del Río de la Plata .....	40
6.6.1	Relación entre niveles .....	41
6.6.2	Río de la Plata como condición de contorno.....	46
6.6.3	Influencia del Río de la Plata en el arroyo de las Vacas.....	54
6.6.4	Incidencia del cambio climático en los niveles del Río de la Plata .....	56
6.7	Eventos extremos de nivel .....	59
6.8	Análisis de la marea .....	62
6.9	Evento de Validación del Modelo.....	65
<b>7</b>	<b>Modelo Hidrológico e Hidrodinámico .....</b>	<b>67</b>
7.1	Método NRCS .....	67
7.1.1	Curvas IDF .....	67
7.1.2	Parámetros del modelo .....	67
7.2	Implementación del Modelo Hidrodinámico .....	72

7.2.1	Elección del tramo a modelar .....	72
7.2.2	Secciones del modelo .....	73
7.2.3	Obstrucciones .....	76
7.2.4	Rugosidad de fondo y de las planicies de inundación.....	76
7.2.5	Condición de contorno aguas abajo .....	77
7.2.6	Puente existente .....	77
7.2.7	Modelo Unidimensional Resultante .....	79
7.2.8	Validación del modelo con caudales bajos .....	79
7.2.9	Afectación de la sección inicial generada por la condición de borde aguas abajo. ....	80
7.2.10	Puente nuevo.....	81
7.3	Análisis de sensibilidad del modelo .....	82
7.3.1	Sensibilidad a las obstrucciones .....	82
7.3.2	Sensibilidad a los parámetros del modelo .....	83
<b>8</b>	<b>Mapas de Amenaza.....</b>	<b>89</b>
8.1	Generación de mapas de amenaza.....	89
8.2	Resultados para distintos periodos de retorno .....	91
8.3	Distinción por profundidad .....	93
8.4	Situación con puente nuevo.....	94
<b>9</b>	<b>Mapa de Vulnerabilidad.....</b>	<b>97</b>
9.1	Necesidades básicas insatisfechas .....	97
9.2	Instituciones, industrias y zonas clandestinas de acumulación de residuos	102
9.3	Vulnerabilidad ambiental .....	103
9.4	Expansión de la población.....	104
<b>10</b>	<b>Mapa de exposición .....</b>	<b>109</b>
<b>11</b>	<b>Cálculo de riesgo y daños esperados.....</b>	<b>111</b>
11.1	Generación mapas de riesgo.....	111
11.2	Corrección de vulnerabilidad.....	114
11.3	Daños .....	117
11.3.1	Criterios utilizados .....	117
11.3.2	Cálculo .....	119
11.3.3	Resultados.....	119
<b>12</b>	<b>Posibles medidas estructurales para mitigación del riesgo por inundación</b>	<b>123</b>
12.1	Puente nuevo con sección reducida .....	123
12.2	Puente nuevo tipo presa.....	125

12.3	Diques bordeando zonas afectadas .....	128
12.4	Discusión de alternativas.....	130
<b>13</b>	<b>Estudio de implantación de diques de protección y gestión de drenaje pluvial</b>	<b>132</b>
13.1	Ubicación en planta .....	132
13.2	Diseño .....	133
13.2.1	Diseño muro de hormigón.....	135
13.2.2	Diseño dique de tierra.....	136
13.2.3	Resumen.....	137
13.3	Aspectos constructivos .....	138
13.4	Sistema de drenaje pluvial .....	140
13.4.1	Canales de recolección.....	145
13.4.2	Zonas de amortiguación de desagües pluviales.....	147
13.4.3	Pozo de bombeo .....	151
13.5	Análisis del impacto ambiental .....	155
13.5.1	Justificación.....	155
13.5.2	Análisis ambiental .....	157
13.6	Consideraciones pertinentes .....	159
13.7	Estimación de costos de daño por riesgo residual.....	160
13.8	Resumen de costos .....	162
<b>14</b>	<b>Ordenamiento territorial.....</b>	<b>163</b>
14.1	Relocalización de hogares con riesgo alto .....	163
14.2	Adaptación de las viviendas afectadas por eventos de TR 100 .....	165
14.3	Zonas de riesgo potencial .....	166
<b>15</b>	<b>Discusión de Resultados.....</b>	<b>167</b>
<b>16</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>170</b>
<b>17</b>	<b>Anexos.....</b>	<b>171</b>
17.1	Discusión TR del evento de 2016 .....	171
17.2	Salida de Campo .....	173
17.2.1	ADCP.....	174
17.3	Plano Síntesis de Percepción de Carmelo IDU-DINAGUA.....	176
<b>18</b>	<b>Bibliografía .....</b>	<b>177</b>

# 1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

---

Las inundaciones en Uruguay son de los eventos que impactan con mayor frecuencia generando daños importantes en las localidades afectadas. Las secuelas en términos económicos y sociales han hecho que en el país exista una mayor conciencia sobre este fenómeno, que se ve reflejado en la incorporación de la temática del riesgo a los marcos regulatorios y en el fortalecimiento institucional de los organismos competentes.

Desde la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) se elaboraron propuestas de Directrices Nacionales en Inundaciones de Ribera, las cuales incluyen, entre otras cosas, que todo centro poblado situado en la ribera de un curso de agua deberá cartografiar sus zonas de riesgo por inundaciones considerando los niveles de amenaza y vulnerabilidad. La cartografía de áreas inundables conformará los mapas de riesgo (MDR), indispensables para la gestión de riesgos, tal como lo indica la Ley del Sistema Nacional de Emergencias (N° 18.621) en su artículo 17, referido a la reducción de riesgos en la planificación. Dicha ley da cuenta de que la atención a los desastres no sólo implica actuar en el momento del evento, sino generar las acciones necesarias para prevenir, prever y mitigar los impactos de los mismos.

La cartografía de riesgo es también un instrumento básico para la planificación del territorio, la zonificación de la ciudad según riesgos de inundación da elementos para categorizar el uso y ocupación del suelo con enfoque de Gestión Integral de Riesgo (2). En ese sentido, en las Directrices Nacionales de Ordenamiento Territorial se establece que debe quedar "prohibido la urbanización de las áreas contaminadas y de aquellas que se determinen como inundables con períodos de retorno menor a 100 años."

Carmelo concretamente, es una ciudad que ha sido afectada en numerosas ocasiones por eventos de inundación, siendo los más importantes los ocurridos en los años 1940, 1951, 1959, 1983, 1989, 1993, 2000 y 2016. Se localiza en la zona sudoeste del departamento de Colonia, sobre ambas márgenes del arroyo de las Vacas, próximo a la desembocadura de éste en el Río de la Plata, y es la segunda ciudad más poblada del departamento. La inundación más reciente, ocurrida en abril de 2016, fue la de mayor magnitud recordada por los habitantes de la ciudad, lo que hizo que se vuelva un tema de especial interés a nivel social.

Por otro lado, y sumando motivos a la realización del estudio, se tienen previstas dos grandes obras de infraestructura que posiblemente afectarán las condiciones hidráulicas existentes: la construcción de un nuevo puente, que funcionará como by-pass de la ciudad, y de un paseo costero en la margen del Río de la Plata, con motivo de generar valor agregado en Carmelo como ciudad turística.

De lo anterior surge la necesidad de elaborar un MDR de la ciudad de Carmelo porque se considera como elemento fundamental la apropiación de la herramienta por parte de quienes tienen la competencia de decidir sobre su territorio. En este punto los antecedentes del trabajo conjunto entre Gobiernos Departamentales, DINAGUA Y DINOT han permitido realizar un protocolo de actuación de forma de integrar los MDR a los Planes Locales. (2)

## 2 OBJETIVOS

---

Generar insumos desde el punto de vista hidrológico e hidráulico para la planificación territorial de la ciudad de Carmelo que incluyen:

- Elaborar el mapa de riesgo de las inundaciones de la ciudad de Carmelo y calcular el costo estimado de los daños provocados por estas.
- Estudiar alternativas de mitigación de la afectación generada por las inundaciones y realizar el diseño de la alternativa elegida, considerando en el planteo el proyecto del nuevo puente y posibles modificaciones del mismo.

### **3 MARCO NORMATIVO**

---

Se listan a continuación aquellas leyes y directrices que constituyen el marco regulatorio de la temática en el país:

- Ley de Política Nacional de Aguas (Ley N° 18.610, año 2009).
- Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible (LOTDS - Ley N° 18.308, año 2008).
- Ley de Creación del Sistema Nacional de Emergencias (Ley N° 8.621, año 2009).
- Directrices Nacionales de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible (Ley N° 19.525, año 2017).
- Propuesta de Directrices Nacionales de Inundaciones de Ribera (año 2010).

## 4 METODOLOGÍA GENERAL

---

En esta sección se plantea la metodología general utilizada, así como una somera descripción de las distintas componentes del documento y las interconexiones presentes entre las mismas.

### 1. Recopilación de información

En primera instancia se realizó una búsqueda exhaustiva de información de utilidad para el desarrollo del proyecto. Fue necesario contar con datos de diferentes áreas: datos geomorfológicos, topográficos, hidrológicos, sociodemográficos, y antecedentes en general (ver sección 5). Se hizo trabajo de campo para completar la información topográfica de la zona, así como caracterizar el cauce del arroyo de las Vacas (ver sección 17.2).

### 2. Procesamiento y análisis de datos

Se procesó y analizó la información disponible de forma de que sirviera para los siguientes pasos (ver sección 6). En particular, se procesó la información topográfica disponible, se analizaron los datos de precipitación y se estudiaron los registros de nivel de marea para poder definir la condición de borde a imponer en el modelo hidrodinámico. A su vez, se completó el análisis con el estudio de los eventos de inundaciones antecedentes; poniendo énfasis en los casos en que la información disponible permitió profundizar el análisis.

### 3. Modelación hidrológica e hidrodinámica

Se utilizó un modelo hidrológico de generación de hidrogramas de caudales, lo cual sirve de condición de contorno en el modelo hidrodinámico unidimensional (ver sección 7). Debido a que se cuenta con un único evento de inundación apropiadamente relevado, no fue posible realizar una calibración y validación del modelo. En su lugar se realizó un análisis de sensibilidad a los parámetros del mismo, comparando los resultados obtenidos con los registros de dicho evento.

### 4. Generación de mapa de amenaza

Se realizó el mapa de amenaza considerando eventos de distintos periodos de recurrencia (ver sección ). Fue esencial en este punto considerar que las inundaciones ocurridas en la localidad son causadas tanto por aumento de nivel del Río de la Plata, como por intensas precipitaciones en la cuenca del arroyo que provocan incremento de nivel en el mismo. Además, se estudiaron las planicies de inundación para distintos escenarios de interés.

### 5. Elaboración de mapa de vulnerabilidad

A partir de datos sociodemográficos de la ciudad se definieron criterios que permitieron la elaboración del mapa de vulnerabilidad y particularidades a tener en cuenta en la evaluación del riesgo por inundación (Ver sección 9).

### 6. Generación de mapa de riesgo y cálculo de daño

En base a los mapas de amenaza y de vulnerabilidad se definieron criterios que permitieron la elaboración de los mapas de riesgo (ver sección 0). Además, a partir

de los mapas de amenaza se calculó el costo estimado del daño esperado producido por eventos de inundación de diferente periodo de retorno.

#### 7. Alternativas de solución

Se trabajó tanto en la valoración de la situación actual como en la estimación del escenario futuro considerando la incidencia de la construcción del puente nuevo. Asimismo, se analizaron modificaciones del puente que pudieran prevenir los impactos de las inundaciones, y alternativas para minimizar la amenaza y el riesgo de dichos fenómenos. Adicionalmente, se profundizó en el diseño e implementación de una de las alternativas planteadas.

## 5 INFORMACIÓN DISPONIBLE

En la siguiente tabla se lista la información disponible, haciendo una breve descripción de cada dato y detallando la fuente.

Dato	Descripción	Fuente
Precipitación de Estaciones Pluviométricas Convencionales de El Cerro, Ombúes de Lavalle, El Chileno y Conchillas	Datos diarios, de los años 1940 y 1959 y del periodo de 1981 a 2017, con datos faltantes (ver sección 6.3).	INUMET
Precipitación de Estaciones Pluviométricas Convencionales de Nueva Palmira y Colonia Miguelete	Datos diarios, periodo de 1981 a 2011, con datos faltantes (ver sección 6.3).	INUMET
Precipitación en la Estación Experimental "La Estanzuela"	Datos horarios del año 2016.	INIA
Niveles Estación hidrométrica Carmelo-Atracadero (código 19.0) <sup>1</sup>	Datos medios diarios, periodo de 1925 a 2017 con datos faltantes (ver sección 6.3). Datos cada media hora en meses salteados del año 2016.	DINAGUA
	Datos cada 6 minutos, para abril de 2016.	C.A.R.P (3)
Niveles Estación hidrométrica Carmelo-Varadero (código 19.1) <sup>1</sup>	Datos medios diarios, periodo de 1982 a 2017 con datos faltantes (ver sección 6.3).	DINAGUA
Niveles Estación hidrométrica Nueva Palmira (código 38.0) <sup>1</sup>	Datos medios diarios, periodo de 1930 a 2017 con datos faltantes (ver sección 6.3). Datos horarios del año 2016.	DINAGUA
Niveles Estación hidrométrica Colonia referidos al Plano de Referencia Hidrométrico Provisorio (PRH, ex Wharton)	Periodo de 1934 a 2017 con datos faltantes (ver sección 6.3) Frecuencia de tres datos por día.	IMFIA
Mancha de inundación 2016	Planicie de inundación relevada en base a información dada por los vecinos luego del evento de abril de 2016.	DINAGUA
Usos de Suelo	Dato geográfico digital de los distintos usos de suelo para el territorio uruguayo del año 2015 (archivo shape).	DINAMA (4)
Grupos Hidrológico	Dato geográfico digital de los distintos grupos hidrológicos para el territorio uruguayo (archivo shape).	DINAMA (4)
Cursos de agua	Dato geográfico digital de los cursos de agua en todo el territorio uruguayo (archivo shape).	DINAMA (4)
Modelo digital del terreno	Curvas de nivel cada 10 metros que pueden ser interpoladas en la distancia que se desee.	MGAP (5)
	Curvas de nivel cada 1 metro de la zona sur y oeste de la ciudad.	DINAGUA
	Relevamiento topográfico en la localidad de Carmelo (Puntos).	IMFIA (6)
	Curvas de nivel cada 2 metros cuyo límite es la zona urbana de la ciudad.	SGM
Segmentos censales	Dato geográfico digital de los segmentos censales para realizar el censo de 2011 (archivo shape).	INE (7)
Límite de manzanas	Dato geográfico digital de los límites espaciales de cada manzana en la ciudad de Carmelo (archivo shape).	INE (7)
Microdatos censales (Censo 2011)	Indicador de Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI) por segmento censal.	INE (8)
	Características de vivienda por segmento censal.	INE (9)
	Cantidad de población y viviendas por manzanas.	INE (8)
Plano del puente giratorio	Planos a mano alzada del año 1902 en formato pdf.	DNV-MTOP

<sup>1</sup> Código establecido en el Inventario de Estaciones Hidrométricas por la Dirección Nacional de Hidrografía (MTOP)

Dato	Descripción	Fuente
Plano del nuevo puente	Planos y franja de expropiación del puente que se desea construir como sistema de "bypass" para la ciudad.	DNV-MTOP
Plano de Saneamiento de la ciudad de Carmelo	Visualización de la red de saneamiento de la ciudad en el GIS de la OSE.	Portal GIS de OSE (10)
Plano Síntesis del Plan Local de Carmelo	"Régimen de suelos – Zonas especiales"	Intendencia de Colonia

## 6 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

### 6.1 GENERACIÓN DEL MODELO DIGITAL DEL TERRENO (MDT)

Se cuenta con cuatro archivos de información topográfica, los cuales se indicaron en la sección anterior. Se establecieron cuáles datos utilizar en cada zona, dando prioridad a aquellos que tuvieran más precisión y fueran medianamente compatibles con el resto de la información. En la siguiente figura se muestran los puntos y curvas utilizados para crear el modelo digital de terreno.

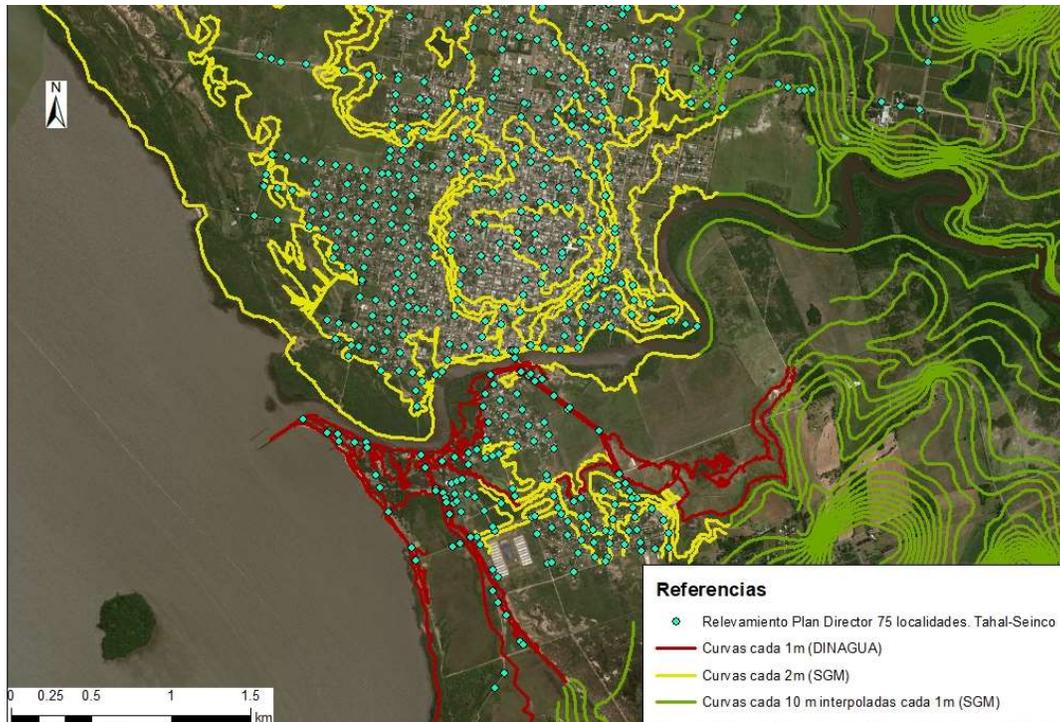
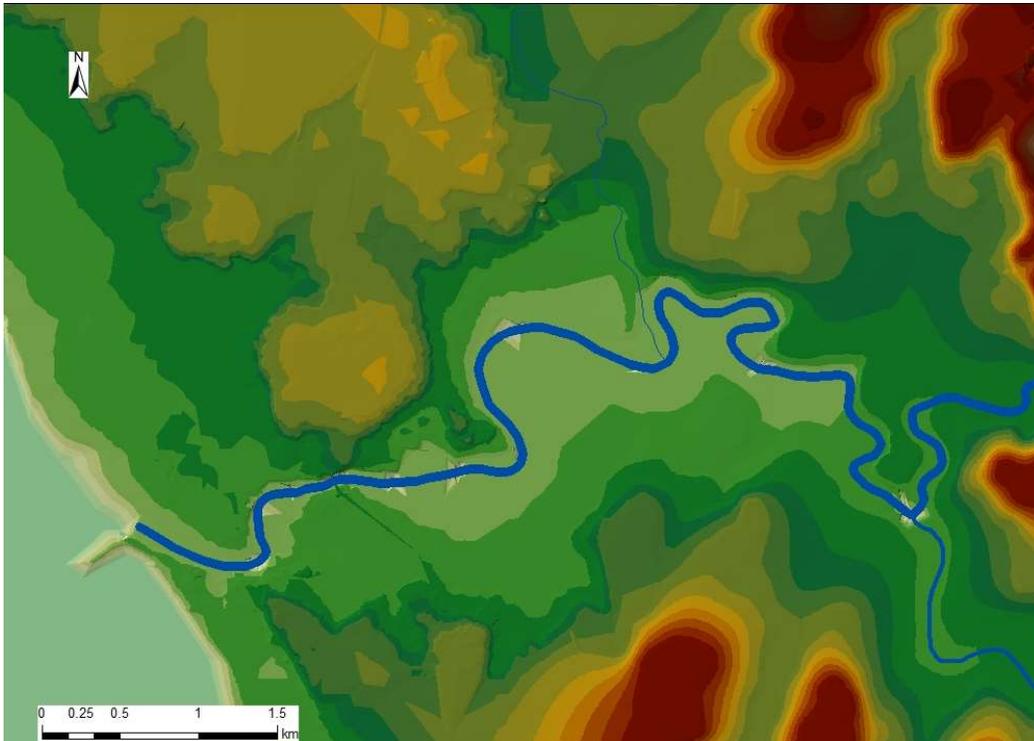


Figura 6-1. Curvas de nivel y puntos utilizados para generar el MDT.

A partir de los datos indicados se generó un TIN (ilustrado en la Figura 6-2) y luego un raster del modelo digital de terreno, fundamental para la elaboración del modelo hidrodinámico unidimensional (ver sección 7.2), y consecuentemente, de los mapas de amenaza.



*Figura 6-2. TIN a partir del cual se generó el MDT de la zona de estudio.*

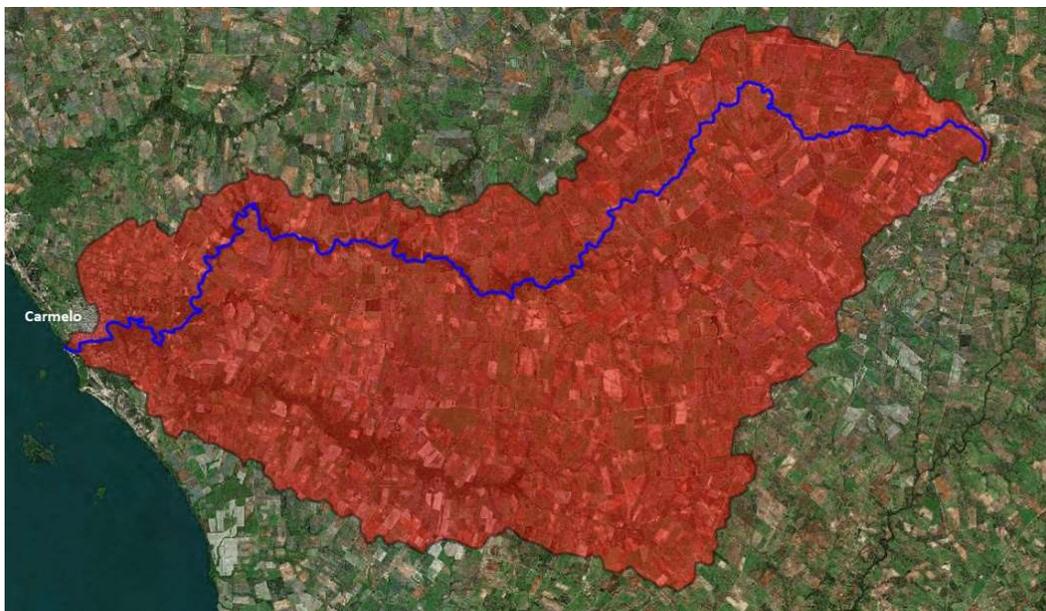
## **6.2 TRAZADO DE LA CUENCA**

Se consideró como punto de cierre de la cuenca del arroyo de las Vacas al punto inmediatamente aguas arriba de la desembocadura en el Río de la Plata.

Para trazar la cuenca se utilizó el software Qgis versión 2.18, el cual es un Sistema de Información Geográfica (SIG) de código libre que fue lanzado al público en el año 2008. Se utilizaron las curvas de nivel cada diez metros del SGM que abarcan toda el área necesaria.

Para realizar el trazado de la cuenca se adicionó un shape que contiene los cursos de agua en Uruguay.

La cuenca correspondiente al arroyo de las Vacas se presenta (en color rojo) en la Figura 6-3. La misma ocupa un área de 744.4 km<sup>2</sup>. En azul se aprecia el cauce principal del arroyo de las Vacas cuya longitud es de 82.9 km.



*Figura 6-3. Cuenca en el arroyo de las Vacas.*

### **6.3 DATOS FALTANTES**

Una vez obtenidos los registros de precipitación y nivel presentados en la sección 5, se realizó un análisis de los datos faltantes en dichas series de datos.

En el caso de las precipitaciones se resolvió eliminar de la serie de datos aquellos años en los cuales había más 31 días (equivalente a un mes) de datos faltantes en alguna de las estaciones pluviométricas de interés (ver sección 6.4.1). Cabe comentar que en los pluviómetros convencionales antes se acostumbraba a registrar las precipitaciones que fueran mayores a cero, y el resto de los días dejarlos en blanco, lo que genera duda respecto a la existencia o no de datos faltantes. Por lo tanto, se hizo imposible dilucidar cuáles son datos faltantes y cuáles efectivamente corresponden a precipitación nula.

En definitiva, se quitaron 3 años de las series de datos de precipitación.

En el caso de los niveles hidrométricos se resolvió eliminar del análisis de extremos de cada estación, que será presentado en la sección 6.7, aquellos años en los cuales había más 31 días de datos faltantes. En la estación Atracadero se eliminaron 13 años, en Varadero 4 años, en Nueva Palmira 13 años y en Colonia 21 años.

### **6.4 PRECIPITACIONES**

#### **6.4.1 Elección de pluviómetros a considerar**

Se determinó cuáles son los pluviómetros de los que interesa conocer su registro para considerarlos en el estudio de las precipitaciones de la cuenca del arroyo de las Vacas. Para esto fue necesario conocer la ubicación de la cuenca, así como también la distribución de la red de estaciones pluviométricas del INUMET en el territorio uruguayo (ver Figura 6-4).

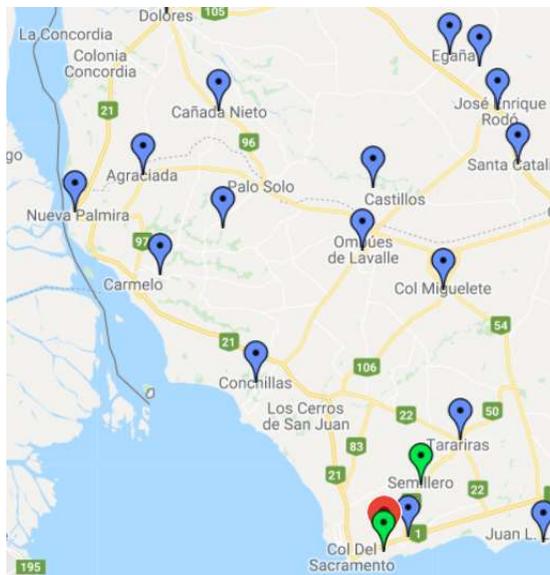


Figura 6-4. Red pluviométrica del INUMET.

Considerando la localización de la cuenca del arroyo de las Vacas, las estaciones pluviométricas incidentes son: El Cerro, Chileno, Ombúes de Lavalle y Conchillas. En la Figura 6-5 se puede apreciar la cuenca de estudio (en color rojo) y los pluviómetros de interés (en color azul).

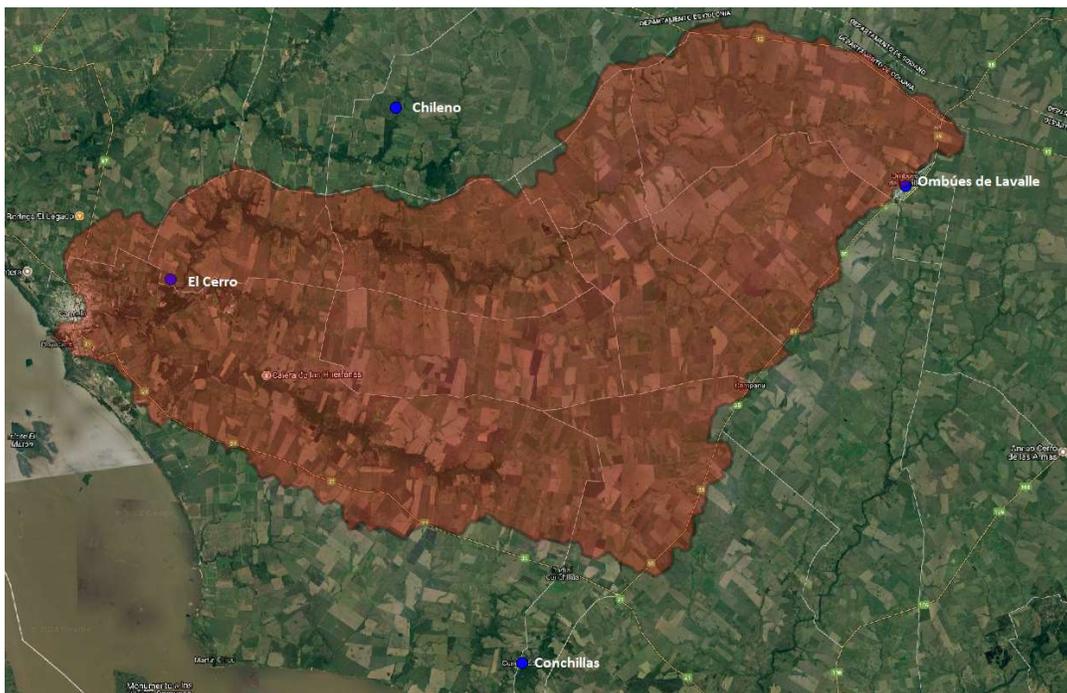


Figura 6-5. Estaciones pluviométricas incidentes en la cuenca.

Dichas estaciones pluviométricas son convencionales, por lo que todos los días a las 07:00 a.m un operario registra la cantidad de lluvia caída el día anterior. En caso de que haya llovido, el operario debe registrar el valor y vaciar el pluviómetro, en caso contrario, el registro es cero y no es necesario tocar el instrumento de medida.

### 6.4.2 Consistencia de Datos

La información obtenida de las estaciones pluviométricas puede dar lugar a ciertos errores, los cuales podrían ser: de observación, de transcripción y cálculo, de copia, de impresión, del pluviómetro, que haya habido un cambio de lugar del mismo, etc. Para determinar la consistencia de los datos, se hizo el análisis de doble masa. (11)

El método de doble masa considera que, en una zona meteorológica homogénea, los valores de precipitación que ocurren en diferentes puntos de esa zona en periodos anuales o estacionales, guardan una relación de proporcionalidad que puede representarse gráficamente. (12)

Una curva doble másica se construye llevando en ordenadas los valores acumulados de la estación en estudio y en abscisas los valores acumulados del promedio de las estaciones cercanas consideradas.

Si los puntos graficados presentan una sola tendencia, es decir si se puede trazar por ellos una recta sin quiebres, significa que la estadística es consistente. Si los puntos presentan discontinuidad, quiebres o mucha dispersión, la estadística no es consistente y se procede a su corrección o eliminación.

A continuación se muestran los gráficos de análisis de consistencia de datos de los pluviómetros de El Chileno (ver Figura 6-6), Conchillas (ver Figura 6-7) y Ombúes de Lavalle (ver Figura 6-8), los cuales presentan una única tendencia en sus datos, por lo tanto se consideró que su estadística es consistente.

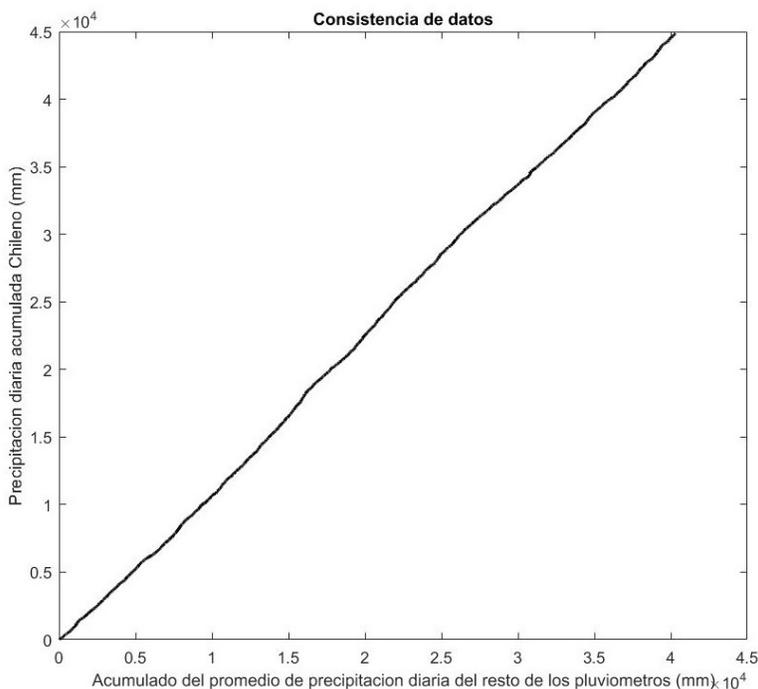


Figura 6-6. Curva de doble masa - Pluviómetro de El Chileno.

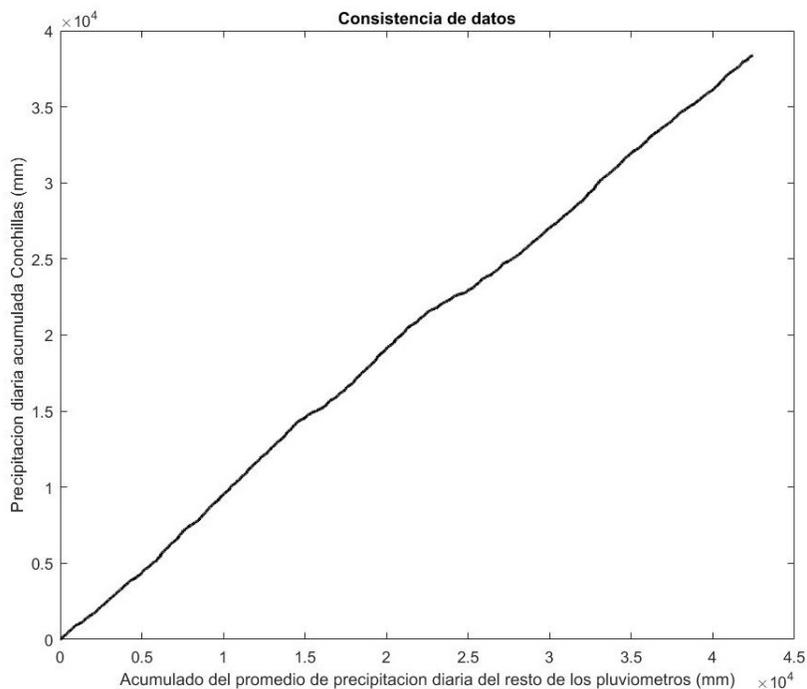


Figura 6-7. Curva de doble masa - Pluviómetro de Conchillas.

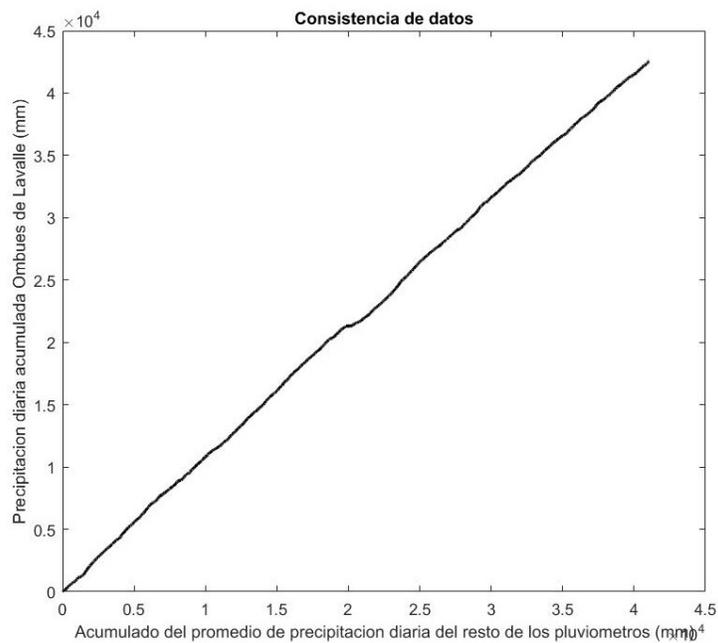


Figura 6-8. Curva de doble masa - Pluviómetro de Ombúes de Lavalle.

La curva de doble masa realizada para el pluviómetro de El Cerro (ver Figura 6-9) permite visualizar un quiebre en la pendiente, dos tramos con tendencias lineales claramente diferentes. El primer tramo se aproxima por la recta punteada en color rojo, mientras el segundo tramo es ajustado por la recta punteada en color azul.

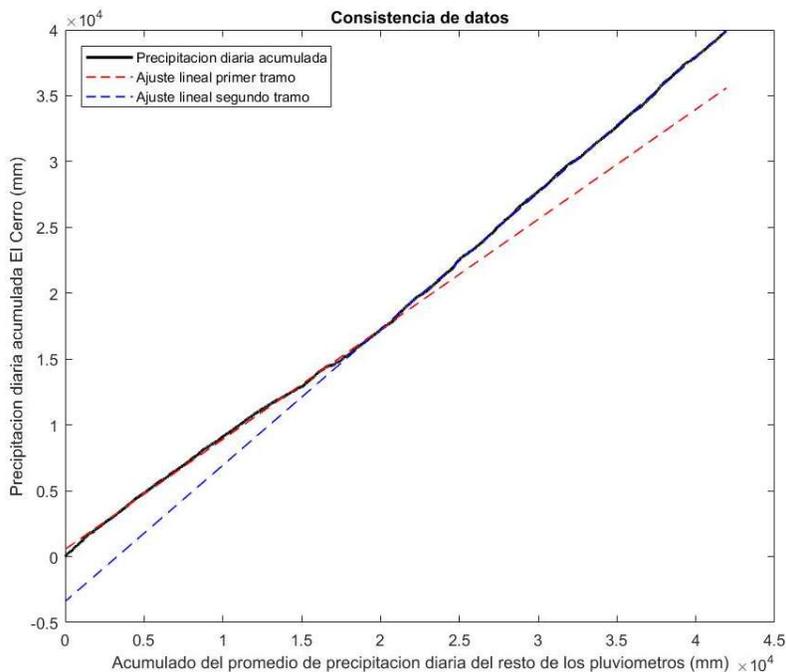


Figura 6-9. Curva de doble masa - Pluviómetro de El Cerro.

El hecho de que exista un quiebre de pendiente indica que hubo algún cambio en el pluviómetro, como por ejemplo un cambio de posición. Se procedió entonces a la corrección de los datos, tomando como válida la tendencia de los más recientes. Para poder realizar la corrección, se graficaron los valores acumulados, pero en orden cronológico inverso. Se utilizaron relaciones geométricas para encontrar la transformación que traslade los datos antiguos a la recta que ajusta la tendencia de los datos más recientes. Así se construyó el siguiente gráfico (ver Figura 6-10) en donde se muestra en azul los datos más antiguos corregidos.

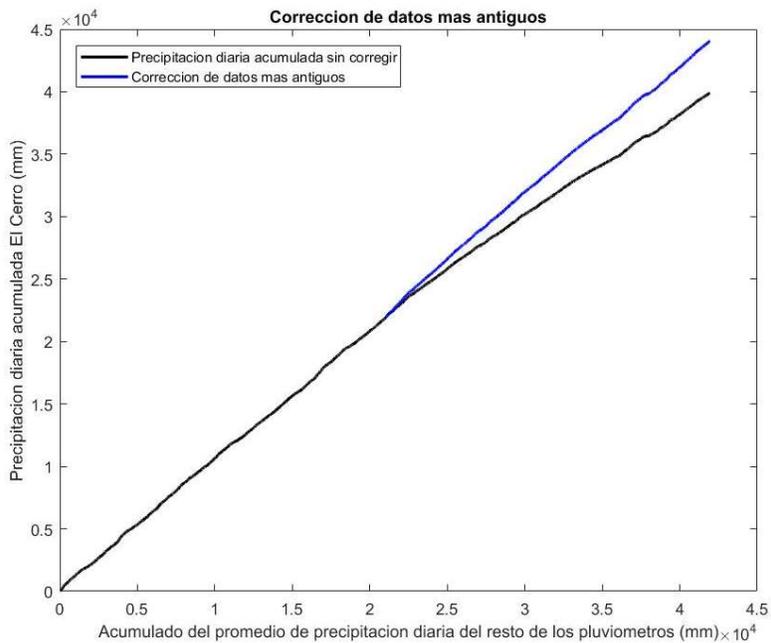


Figura 6-10. Corrección de datos antiguos de pluviómetro de El Cerro

A partir de los datos pluviométricos de El Cerro corregidos, se volvió a realizar la curva de doble masa para los otros tres pluviómetros de la cuenca (ver Figura 6-11, Figura 6-12 y Figura 6-13). En los mismos se observa que los datos siguen presentando una tendencia general lineal.

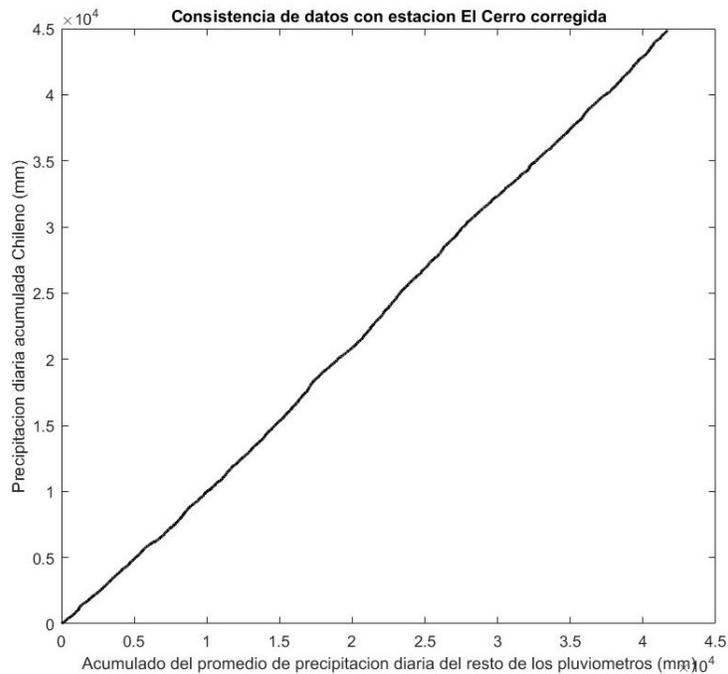


Figura 6-11. Curva de doble masa de pluviómetro de El Chileno con datos de El Cerro corregidos.

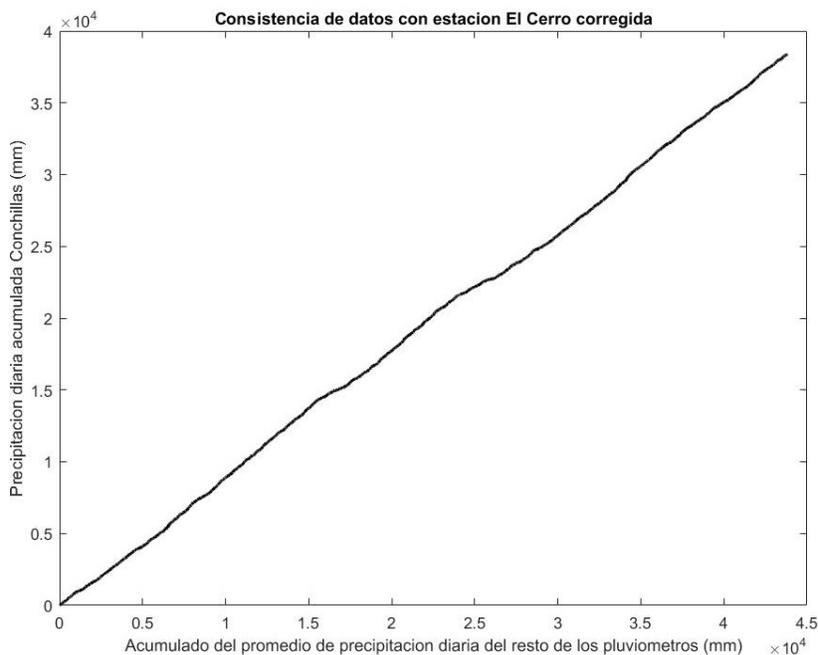


Figura 6-12. Curva de doble masa de pluviómetro de Conchillas con datos de El Cerro corregidos.

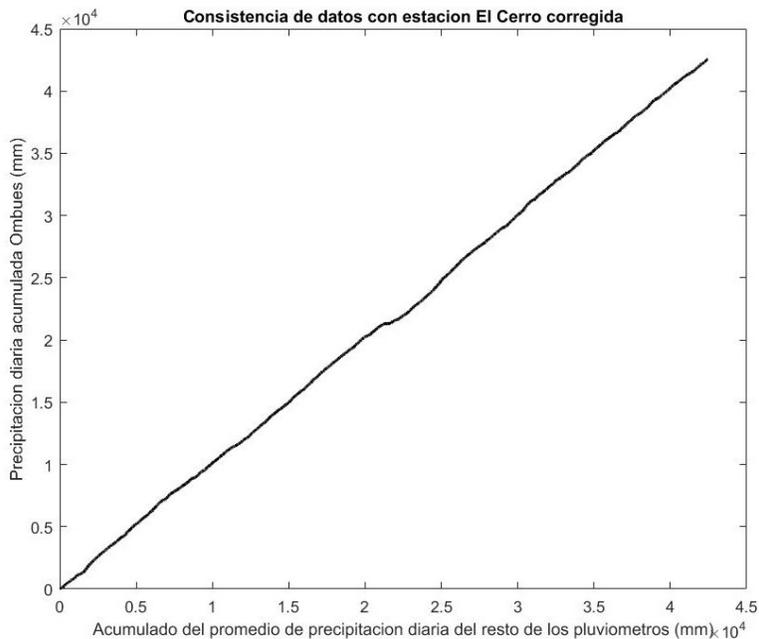


Figura 6-13. Curva de doble masa de pluviómetro de Ombúes de Lavalle con datos de El Cerro corregidos.

### 6.4.3 Corrección complementaria

Es de gran interés que el estudio de máximos de precipitación represente lo mejor posible los eventos extremos, por lo que se realizó una nueva exploración de los datos que intenta identificar aquellos datos erróneos que no se lograron detectar en el análisis de consistencia de la sección anterior.

Se tuvo en cuenta la espacialidad de los datos y de los fenómenos de precipitación. Se recurrió a pluviómetros que, sin incidir directamente en la cuenca de estudio, son cercanos a los pluviómetros de la cuenca y, por lo tanto, de gran ayuda para corroborarlos. En la Figura 6-14 se puede visualizar la ubicación de los pluviómetros cercanos a la zona de estudio, entre ellos: Nueva Palmira y Colonia Miguelete.

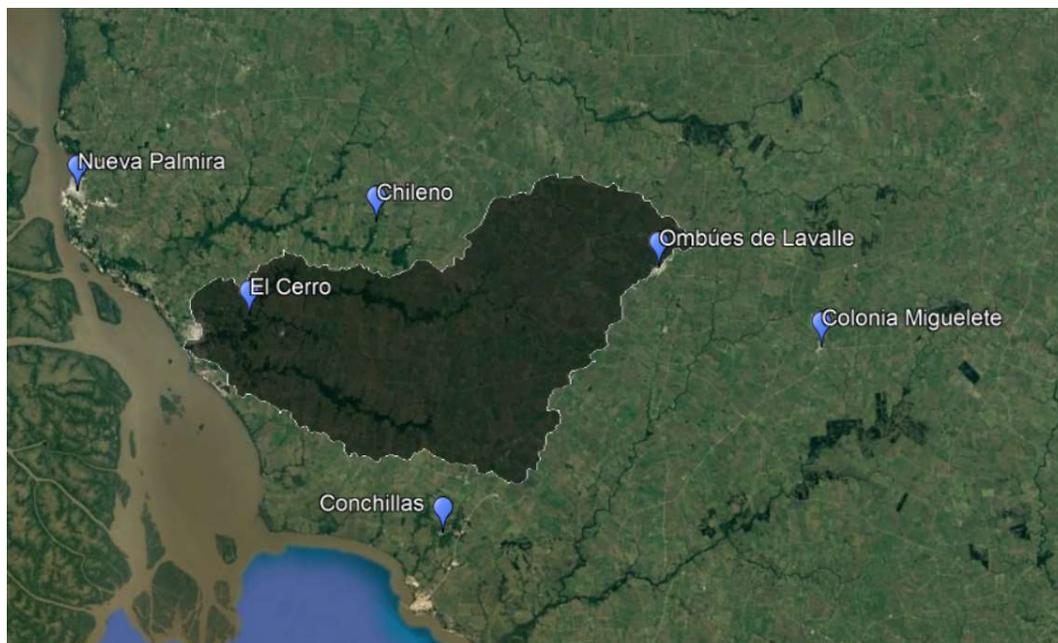


Figura 6-14. Ubicación de los pluviómetros en el entorno de la cuenca de estudio pertenecientes al departamento de Colonia.

En la Tabla 6-1 se muestra, para cada pluviómetro en consideración, su ubicación espacial en sistema de coordenadas UTM. A su vez, en la Tabla 6-2 se indican las distancias entre pluviómetros, resaltando en color verde aquellos tres más cercanos al considerado en la primera columna.

Tabla 6-1. Ubicación espacial en coordenadas UTM de los pluviómetros cercanos al área de estudio. Zona 21 S.

El Cerro	Chileno	Ombúes de Lavalle	Conchillas	Nueva Palmira	Colonia Miguelete
386382.2504 m E 6239379.907 m N	398296.124 m E 6248387.17 m N	425023.477 m E 6244344.43 m N	404878.663 m E 6219178.69 m N	369961.054 m E 6251036 m N	440439.362 m E 6236991.25 m N

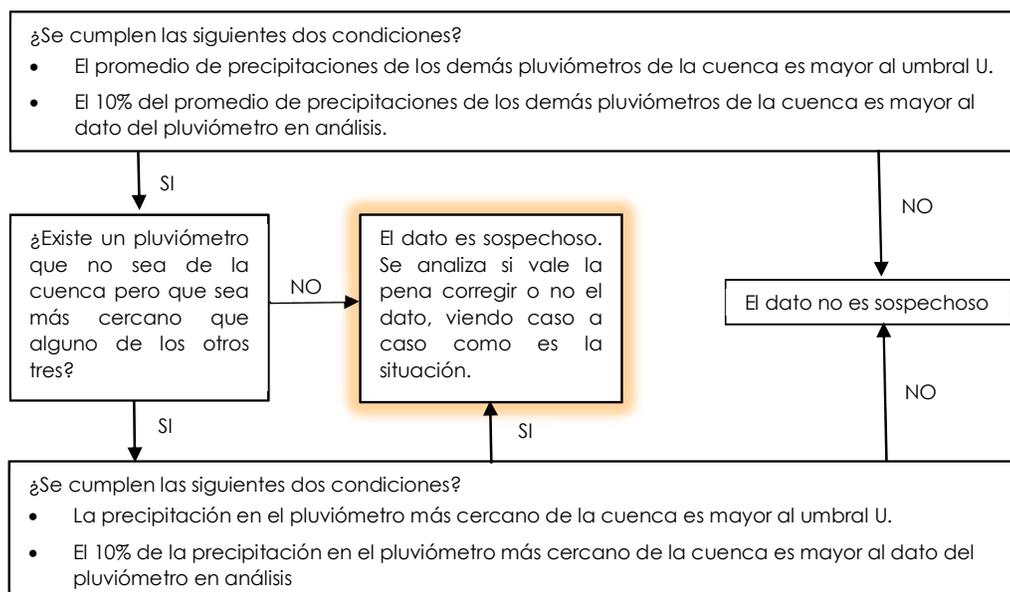
Tabla 6-2. Distancia entre pluviómetros en estudio (en km). En color verde se resaltan las tres distancias más pequeñas para cada pluviómetro de la columna de la izquierda.

	El Cerro	Chileno	Ombúes de Lavalle	Conchillas	Nueva Palmira	Colonia Miguelete
El Cerro	0	14.9	39.0	27.4	20.1	54.1
Chileno	14.9	0	27.0	29.9	28.5	43.7
Ombúes de Lavalle	39.0	27.0	0	32.2	55.5	17.1
Conchillas	27.4	29.9	32.2	0	47.3	39.8

Como se puede apreciar en la tabla anterior, el pluviómetro de Nueva Palmira es más cercano al de El Cerro que el de Ombúes de Lavalle, y es más cercano a El Chileno que Conchillas. A su vez, el pluviómetro de Colonia Miguelete es más cercano al de Ombúes de Lavalle que el de El Cerro. Por otro lado, el pluviómetro ubicado en Conchillas tiene como pluviómetros más cercanos a los que aportan a la cuenca, pero cabe destacar que la distancia promedio a dichos pluviómetros es de 30 km aproximadamente, lo que se consideró bastante importante.

A partir de la observación de las distancias entre pluviómetros, el criterio establecido para corregir las precipitaciones en los mismos se centró en el análisis de precipitaciones de gran magnitud en las que se detectara una diferencia importante entre las mediciones de los distintos pluviómetros. Como los pluviómetros no son muy cercanos, pueden estar describiendo distintos fenómenos. Entonces se procuró dejar al margen de la corrección aquellos eventos de precipitación convectiva, donde la extensión del evento es reducida.

El siguiente esquema fue el utilizado para detectar datos sospechosos de ser erróneos en cada pluviómetro:



En primer lugar, es necesario explicitar el umbral elegido, el cual fue 50 mm para las estaciones de El Cerro, El Chileno y Ombúes de Lavalle, y 80mm para Conchillas debido a que no cuenta con un pluviómetro cercano fuera de la cuenca para hacer la comparación, y además es el pluviómetro que se encuentra más alejado del resto. Los valores de los umbrales seleccionados responden a lo que se consideró como una lluvia de magnitud no despreciable, habiendo observado que el mínimo valor de los máximos anuales registrado en cada pluviómetro es de 50 mm en El Cerro, 45 mm en Chileno, 46 mm en Ombúes de Lavalle y 39 mm en Conchillas.

Una vez que se encontraron los datos sospechosos, se los evaluó considerando caso a caso cómo habían sido las precipitaciones en cada pluviómetro, y si el posible dato a corregir había registrado cero, algo distinto de cero o si era dato faltante. Esto se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6-3. Evaluación de datos sospechosos.

Fecha del dato sospechoso	El Cerro (mm)	El Chileno (mm)	Ombúes de Lavalle (mm)	Conchillas (mm)	Evaluación
6/12/1940	11	0	103	68	No se va a corregir: en la estación más cercana (Cerro) la precipitación fue baja, y los otros dos pluviómetros están a casi 30km de distancia.
7/12/1940	145	155	0	4	No se va a corregir dada la distancia de estos dos pluviómetros con los demás.
12/11/1983	91	76	1.5	87	No se corregirá, tiene poco sentido que se haya inventado ese dato.
16/10/1993	48	80	120		En Conchillas éste es un dato faltante, por lo que se corregirá dado el registro en los demás pluviómetros.

Por otro lado, se estudiaron los máximos anuales en cada pluviómetro, ya que dado que todo el estudio se centró en eventos extremos era importante desechar datos erróneos que pudieran afectar ese análisis. Se buscaron los máximos anuales de cada pluviómetro y se compararon las fechas y valores en que se daban para cada año y cada pluviómetro. Se observaron las fechas en que podrían ocurrir los máximos anuales para la cuenca en su conjunto, y se buscó para esas fechas clave cuáles fueron las precipitaciones en todos los pluviómetros en cuestión por si se detectaba alguna anomalía que no hubiera sido detectada en el filtro descrito anteriormente. De este análisis resultó que un dato no había sido detectado por el algoritmo descrito anteriormente, siendo, sin embargo, un caso que ameritaba una corrección.

Como resultado general de todo el proceso de análisis, se obtuvo entonces que sólo dos valores en la serie era importante corregir, debido a la gran diferencia entre el pluviómetro evaluado y los pluviómetros aledaños (ver Tabla 6-4):

- En el pluviómetro de Ombúes de Lavalle, el dato de 12/12/1997 que no fue detectado como sospechoso por el método planteado inicialmente debido a que el pluviómetro cercano fuera de la cuenca no marcaba un valor mayor a 50mm.
- En el pluviómetro de Conchillas, el dato de 16/10/1993 que fue detectado como sospechoso.

Tabla 6-4. Datos a corregir

	El Cerro	Chileno	Ombúes de Lavalle	Conchillas	Colonia Miguelete	Nueva Palmira
12/12/1997	127mm	96mm	0mm	155mm	36mm	95mm
16/10/1993	48mm	80mm	120mm		107mm	70mm

Los datos se corrigieron como el promedio ponderado por el inverso de la distancia de los tres pluviómetros más cercanos al pluviómetro a corregir.

#### 6.4.4 Generación de la precipitación de la cuenca

Para determinar la lluvia promedio sobre la cuenca se utilizó el método de Thiessen que establece que en cualquier punto de la cuenca la lluvia es igual a la que se registra en el pluviómetro más cercano. La precipitación registrada en un pluviómetro dado se aplica hasta la mitad de la distancia a la siguiente estación pluviométrica en cualquier dirección. (13)

En la siguiente figura se muestra la cuenca subdividida de acuerdo al pluviómetro que determina la precipitación en cada sector, indicando el área asociada a cada pluviómetro.

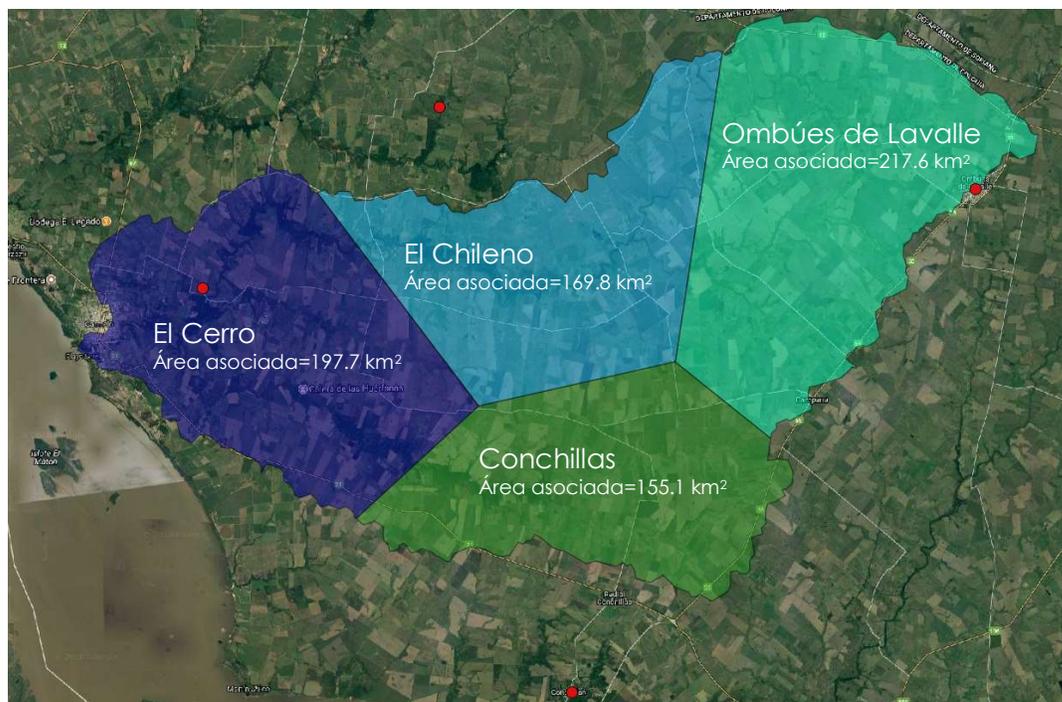


Figura 6-15. Área asociada a cada pluviómetro. Los puntos rojos indican la ubicación de los pluviómetros en cuestión.

A partir de dichas áreas, se calculó una única precipitación asociada a toda la cuenca, la cual es un promedio de la precipitación diaria en cada pluviómetro ponderado por el área correspondiente a cada uno.

De aquí en más, cada vez que se haga referencia a la precipitación de la cuenca, se estará aludiendo a la serie de precipitación generada mediante el método presentado.

#### 6.4.5 Eventos extremos de precipitación

Se realizó un análisis extremal de las precipitaciones de la cuenca, con el objetivo de establecer una relación entre eventos extremos de precipitación y su periodo de retorno.

La serie de datos abarca la suficiente cantidad de años como para estudiar el conjunto de los máximos anuales.

En el gráfico presente en la Figura 6-16 se puede apreciar la función de distribución de las precipitaciones máximas anuales y el ajuste a la distribución GEV de dichos datos extremos. Dada la gran similitud entre distribuciones, se concluyó que la GEV ajusta de buena forma a los datos máximos anuales de precipitación. Esto mismo se refleja en la Figura 6-18, donde se muestra el gráfico Q-Q, utilizado para observar las diferencias entre la distribución de probabilidad de los máximos anuales y la distribución GEV.

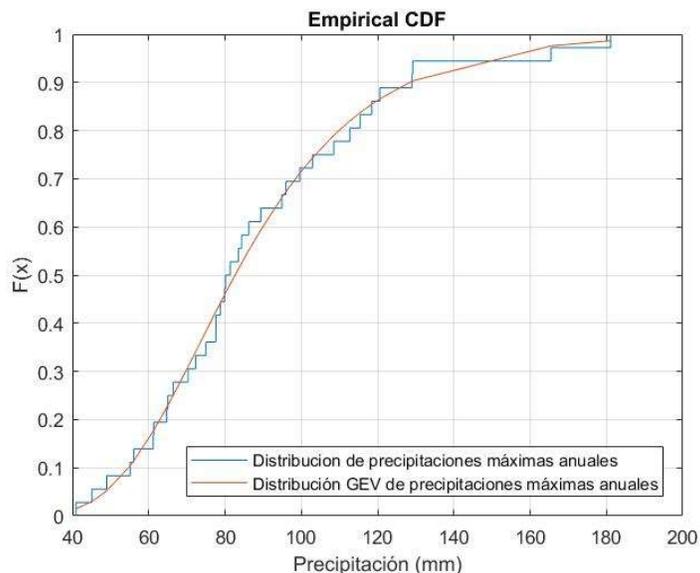


Figura 6-16. Función de distribución de las precipitaciones máximas anuales y ajuste de distribución GEV.

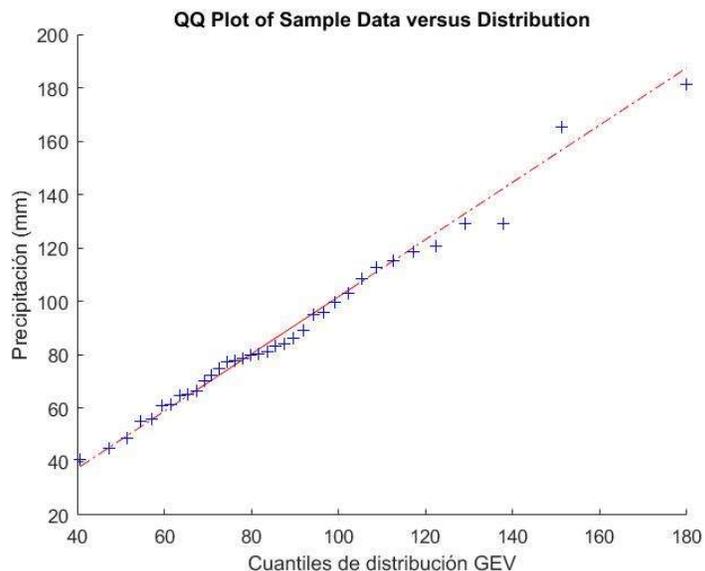


Figura 6-17. Gráfico Q-Q - Evaluación de la calidad del ajuste de la distribución GEV a máximos anuales de precipitación.

A partir del ajuste de la función de distribución GEV a las precipitaciones máximas anuales se estimaron las precipitaciones para distintos periodos de retorno, y el intervalo de confianza en cada caso. A su vez se calculó la probabilidad empírica

de los datos máximos anuales, y consecuentemente el periodo de retorno asociado a cada dato. Esto se ilustra en la Figura 6-18.

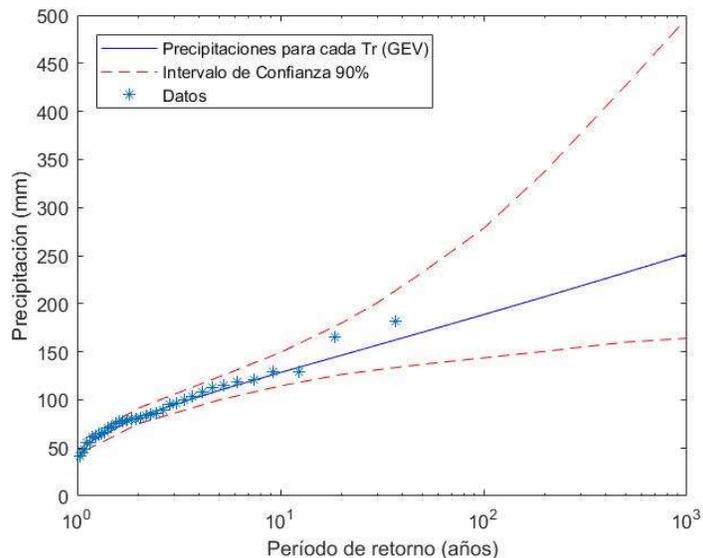


Figura 6-18. Precipitación asociada a periodo de retorno a partir de ajuste GEV, y sus intervalos de confianza correspondientes.

El parámetro de forma  $C$  resultó ser  $C = 0.03$  y su intervalo de confianza al 95% es  $[-0.23, 0.28]$ . Como dicho intervalo contiene al cero, se realizó el ajuste de los datos a una distribución de probabilidad Gumbel.

En el gráfico presente en la Figura 6-19 se puede apreciar la función de distribución de las precipitaciones máximas anuales y el ajuste a la distribución Gumbel de dichos datos extremos. Se puede notar la gran similitud entre distribuciones, lo que llevó a concluir que la Gumbel también ajusta de buena forma a los datos máximos anuales de precipitación. Esto mismo se refleja en la Figura 6-20, donde se muestra el gráfico Q-Q, utilizado para observar las diferencias entre la distribución de probabilidad de los máximos anuales y la distribución Gumbel.

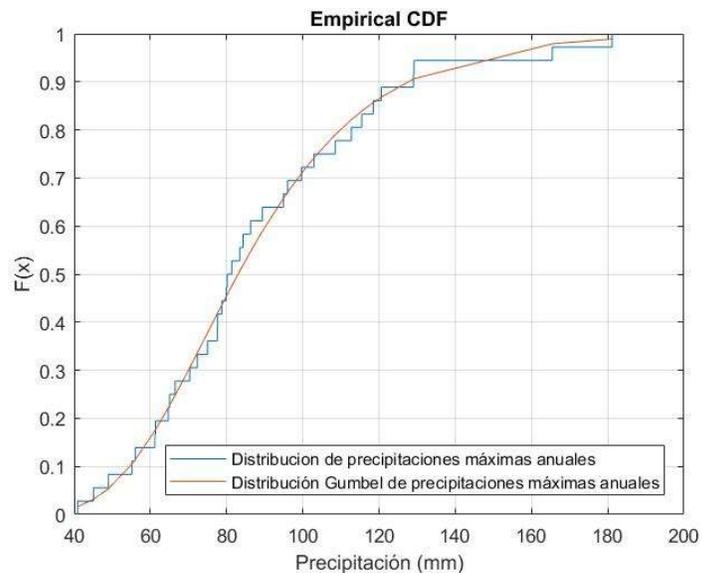


Figura 6-19. Función de distribución de las precipitaciones máximas anuales y ajuste de distribución Gumbel.

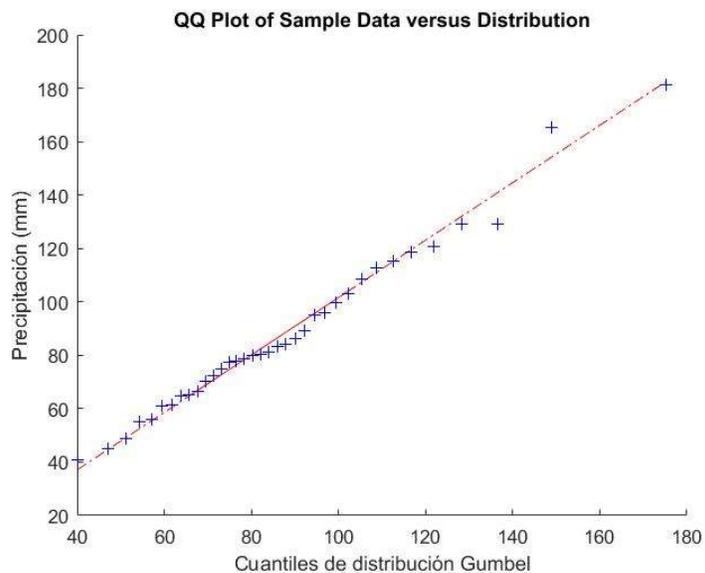


Figura 6-20. Gráfico Q-Q - Evaluación de la calidad del ajuste de la distribución Gumbel a máximos anuales de precipitación.

A partir del ajuste de la función de distribución Gumbel a las precipitaciones máximas anuales se estimaron las precipitaciones para distintos periodos de retorno, y el intervalo de confianza en cada caso. A su vez se calculó la probabilidad empírica de los datos máximos anuales, y consecuentemente el periodo de retorno asociado a cada dato. Esto se ilustra en la Figura 6-21.

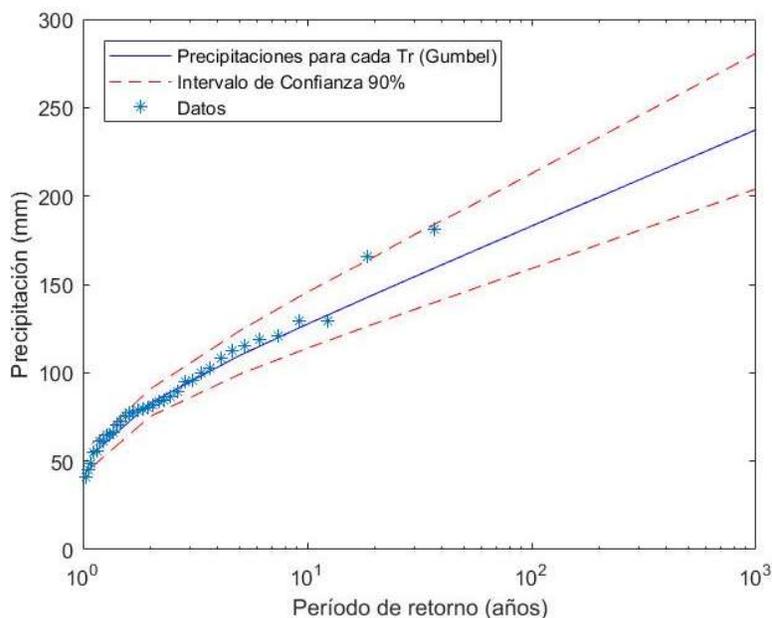


Figura 6-21. Precipitación asociada a período de retorno a partir de ajuste Gumbel, y sus intervalos de confianza correspondientes.

Se puede observar que los intervalos de confianza correspondientes a la estimación de precipitación asociada a distintos periodos de retorno son más estrechos en el caso del ajuste realizado con la distribución Gumbel que con la GEV (ver Figura 6-18 y Figura 6-21).

#### 6.4.6 Relación de la estadística de datos recientes con las curvas IDF

A partir de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) se puede obtener la precipitación máxima de determinada duración asociada a un periodo de retorno particular en un punto del Uruguay. Las mismas fueron elaboradas a nivel nacional en base a información histórica de pluviometría de 1906 a 1980, por lo que a priori no es posible afirmar que sean representativas de la situación actual. Por este motivo, se evaluaron las diferencias entre la precipitación máxima de 24 horas de duración obtenida a partir de las curvas IDF y las estimadas con el ajuste Gumbel de las precipitaciones diarias máximas anuales correspondientes al periodo de 1981 a la actualidad (Datos "recientes").

En la Tabla 6-5 se muestra, para distintos periodos de retorno la precipitación máxima de duración 24 horas estimada con Gumbel, con GEV y con las curvas IDF. En los primeros dos casos se incluye el intervalo de confianza al 90% correspondiente. A su vez se plantea la diferencia en porcentaje entre las estimaciones estadísticas actuales y las curvas IDF.

Tabla 6-5. Comparación precipitación máxima de 24 hs de curvas IDF con Distr. GEV y Distr. Gumbel ajustadas a máximos anuales.

Periodo de retorno	P <sub>max,24hs</sub> IDF (mm)	P <sub>diaria</sub> GEV (mm)	Intervalo de confianza al 90% GEV		P <sub>diaria</sub> Gumbel (mm)	Intervalo de confianza al 90% Gumbel		$\frac{P_{GEV} - P_{IDF}}{P_{IDF}}$	$\frac{P_{Gumbel} - P_{IDF}}{P_{IDF}}$
1,1	57	54	47	60	54	60	47	-6%	-6%
2	89	83	75	91	83	92	77	-7%	-7%
5	118	110	100	124	110	125	101	-7%	-7%
10	137	128	114	149	128	148	116	-7%	-7%
20	156	146	126	180	145	168	130	-6%	-7%
30	166	157	131	201	154	181	138	-6%	-7%
50	180	170	137	233	167	196	149	-5%	-7%
100	198	189	144	278	183	217	163	-5%	-7%
200	216	207	150	337	199	237	176	-4%	-7%
500	239	232	160	427	221	265	194	-3%	-8%
1000	257	252	164	497	238	286	208	-2%	-8%

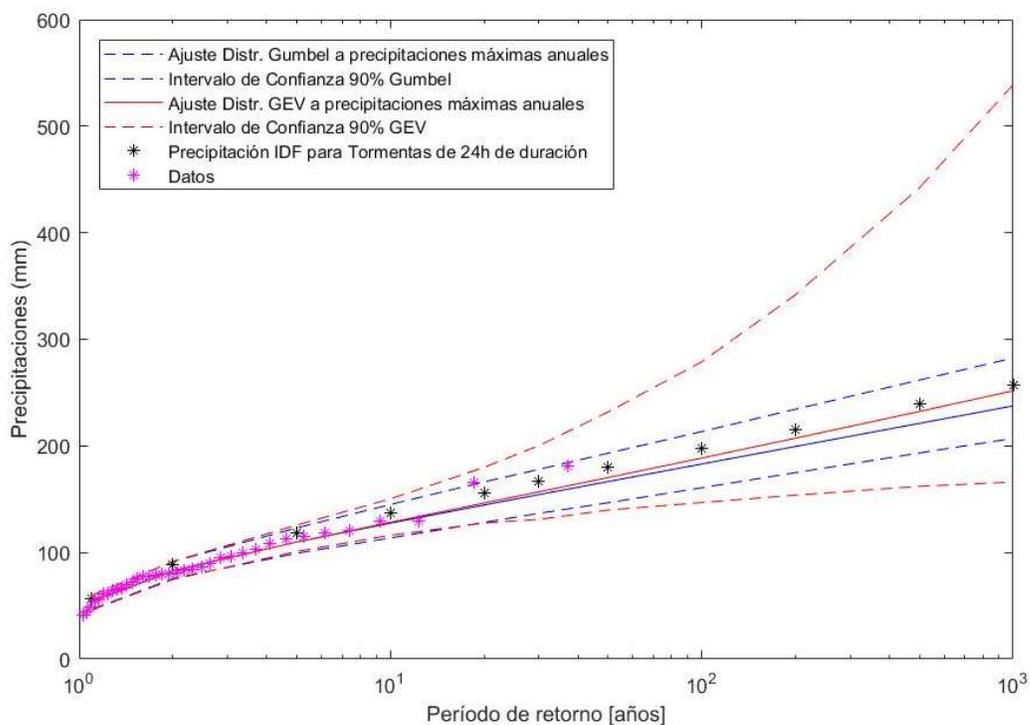


Figura 6-22. Comparación precipitación máxima de 24 hs de curvas IDF con Distr. GEV y Distr. Gumbel ajustadas a máximos anuales.

Los resultados muestran la gran similitud entre la precipitación máxima de duración 24 horas para distintos periodos de retorno calculada con las curvas IDF y la estimación de precipitaciones para distintos periodos de retorno realizada a partir del ajuste Gumbel de los datos "recientes". Esto sugiere que los datos no actualizados (con los que se hacen las curvas IDF) presentarían la misma estadística extremal que los datos "actuales", pudiendo significar que no hubo cambios climáticos que se vean reflejados en el comportamiento de los datos extremos, y validando el uso de las curvas IDF en la implementación del método NRCS, como se ve en la sección 7.1.

Cabe añadir que, si bien los datos utilizados en este documento (Datos "recientes") carecen de un exhaustivo control de calidad, tienen la ventaja de conformar un registro extenso (de más de 30 años), lo que sumado al hecho de que la estadística de extremos haya dado similar a la que surge de las curvas IDF, da solidez a los análisis realizados a partir de los mismos.

## **6.5 ANÁLISIS DE EVENTOS DE INUNDACIONES PASADAS**

Se realizó un análisis de algunos de los eventos de inundación más importantes ocurridos en Carmelo, los cuales se encuentran listados en un libro histórico de la ciudad "Historia de la ciudad de Carmelo." (14)

El libro mencionado indica que la inundación del año 1940 fue la mayor de todas. Luego en 1951 aconteció otra importante, pero a causa del desprendimiento de embarcaciones que impactaron contra la estructura del puente de la ciudad formando una especie de dique. En 1959 también hubo inundaciones; y el fenómeno afectó a gran parte del país. Finalmente menciona la ocurrida el 16 de mayo de 2000, donde hubo una gran crecida y personas evacuadas. Por otro lado, es conocida la última gran inundación que ocurrió el 16 de abril de 2016, la cual no se encuentra detallada en el libro por ser posterior a su publicación.

A excepción del evento ocurrido en el 2000, el libro sólo indica el año de los eventos, por lo que, para conocer las fechas en que ocurrieron los mismos, se buscaron los máximos anuales de nivel y precipitación de los años pertinentes, siendo esperable que alguno corresponda al día de la inundación. Luego, se investigó en la hemeroteca de la ciudad si en esas fechas en que ocurrían los máximos anuales, los diarios y periódicos confirmaban la existencia de los eventos de inundación y reportaban detalles al respecto.

Una vez que se encontraban las fechas en las cuales ocurrió cada evento de inundación, se revisaron los niveles y precipitaciones en el entorno de esos días, a fin de tratar de entender cuáles fueron los forzantes principales en cada fenómeno.

Cabe aclarar que en esta sección se hará alusión a los niveles hidrométricos que fueron presentados en la sección 5, y serán analizados con mayor detenimiento en las siguientes secciones.

### **6.5.1 Evento de 1940**

Se cuenta con datos del nivel en Atracadero, en Nueva Palmira y Colonia, y los máximos anuales se dan el 14, 15 y 16 de abril respectivamente. El máximo anual de las lluvias no coincide con las fechas mencionadas, dándose el 7 de diciembre una precipitación de 75mm. Se supuso entonces que el evento de inundación de 1940

ocurió en las fechas en que se dieron los máximos anuales de nivel. Se buscó en la hemeroteca de la ciudad de Carmelo el diario correspondiente a los días con niveles altos verificando que fue entonces que ocurrió la gran inundación. Por tanto, se analizaron los datos de nivel y precipitación en el entorno de esos días, lo cual se ve en la siguiente tabla:

Tabla 6-6. Datos de los días en el entorno del evento de crecida – Principios de abril 1940.

	Precipitación (mm)	Nivel N. Palmira (m)	Nivel Atracadero (m)	Nivel Colonia (m)
13/4/1940	4	1.05	1.07	-0.24
14/4/1940	11	1.53	2.97	0.47
15/4/1940	35	3.59	3.87	3.72
16/4/1940	12	3.52	3.12	2.12
17/4/1940	0	2.56	2.6	0.93
18/4/1940	0	2.02	1.43	-0.03
19/4/1940	0	1.66	1.1	-0.18

En el siguiente grafico se representan los niveles en el evento mencionado.

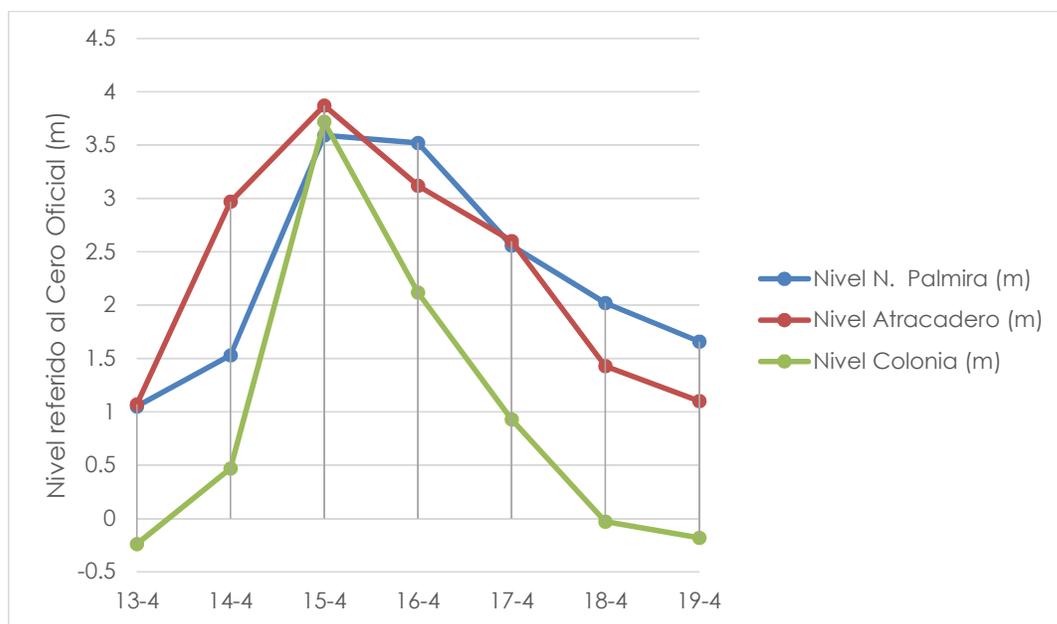


Figura 6-23. Evento de crecida – Principios de abril 1940.

Tanto del gráfico como de los datos presentados en la tabla se desprende la conclusión de que la inundación de este año fue causada por un evento de crecida de niveles en el Río de la Plata.

### 6.5.2 Evento de 1959

Cabe mencionar que estas inundaciones son históricas en todo el país por lo que es conocido que ocurrieron en abril de ese año, y se trató de un evento generalizado de lluvias intensas e incesantes durante prácticamente un mes.

Este evento en particular está registrado como la máxima creciente conocida en un plano altimétrico realizado entre la década del 70' y del 80' en la ciudad del Carmelo. En la siguiente imagen se muestran fotos de partes de este plano.



*Figura 6-24. Segmentos de plano topográfico de Carmelo realizado entre 1970 y 1980 donde se indica la crecida de 1959.*

Además de esas curvas, el plano indica que el nivel máximo ocurrió el 16 de abril de 1959, siendo de 4.09 m referido al cero topográfico oficial, lo que prácticamente coincide con lo registrado en la estación Atracadero en esa fecha (ver Tabla 6-7).

Para visualizar claramente lo indicado en la Figura 6-24 se lo llevó a un plano digital actual de la ciudad, que se muestra a continuación.



*Figura 6-25. Curvas en rojo indican hasta dónde llegó la crecida del año 1959.*

Se tienen datos del nivel en Atracadero, en Nueva Palmira y Colonia, y los máximos anuales se dan el 16 y 17 de abril. Se buscó información adicional en la hemeroteca de la ciudad de Carmelo, pero no se encontró. Sí se encontró que los primeros días de abril también se inundaron algunas zonas de Carmelo debido a intensas precipitaciones.

Si se observa la variación de nivel y las precipitaciones ocurridas en el entorno de los días donde ocurrieron los niveles máximos anuales se encuentra lo siguiente:

Tabla 6-7. Datos de los días en el entorno del evento de crecida - Finales de abril de 1959.

	Precipitación (mm)	Nivel N. Palmira (m)	Nivel Atracadero (m)	Nivel Colonia (m)
13/4/1959	41	1.66	1.34	0.78
14/4/1959	13	2.91	3.50	2.40
15/4/1959	68	3.54	3.42	2.32
16/4/1959	2	3.86	4.00	2.52
17/4/1959	0	2.99	2.42	2.39
18/4/1959	0	2.61	2.04	1.95
19/4/1959	0	2.50	2.00	2.14

En el siguiente grafico se representan los niveles en el evento mencionado.

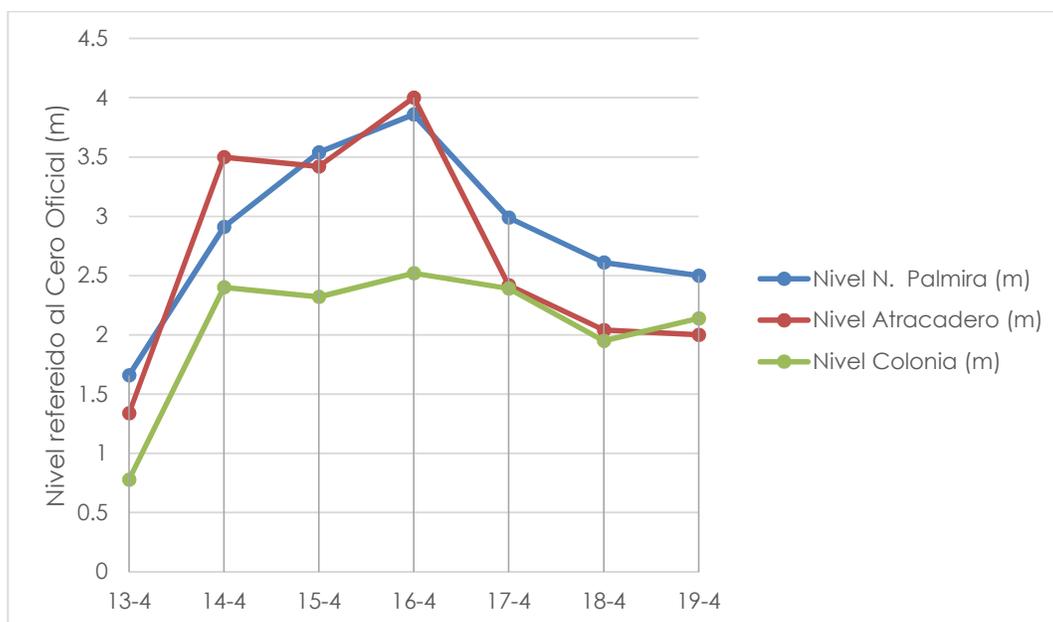


Figura 6-26. Evento de crecida - Finales de abril de 1959.

Se puede apreciar que la señal de nivel en Colonia es algo diferente que las de Atracadero y Nueva Palmira. Esto concuerda con el conocimiento general que se tiene de este evento nacional, el hecho de que el aumento de nivel del Río de la Plata, y consecuentemente el de arroyo de las Vacas, se dio por el aporte del Río Uruguay.

### 6.5.3 Evento del 2000

Del año 2000 se tiene datos del nivel en Atracadero, en Varadero, en Nueva Palmira y Colonia, y los máximos anuales se dan el 17 de mayo en los primeros dos, mientras que los otros se dan en otras fechas. El máximo anual de las lluvias tampoco coincide con la fecha mencionada. Como se había dicho anteriormente, la fecha recordada de inundación fue el 16 de mayo de ese año, lo cual fue corroborado al revisar el diario de dicha fecha en la hemeroteca de la ciudad de Carmelo. Por lo tanto, se analizaron los datos de nivel y precipitación en el entorno de esos días, lo cual se ve en la siguiente tabla.

Tabla 6-8. Datos de los días en el entorno del evento de crecida - mayo del 2000.

	Precipitación (mm)	Nivel N. Palmira (m)	Nivel Atracadero (m)	Nivel Varadero (m)	Nivel Colonia (m)
14/5/2000	36	1.00	1.00	1.01	0.45
15/5/2000	54	1.02	0.95	0.92	0.32
16/5/2000	28	1.52	1.99	2.00	1.31
17/5/2000	5	1.80	2.55	2.60	1.80
18/5/2000	0	1.80	1.77	1.76	0.66

En el siguiente grafico se representan los niveles en el evento mencionado.

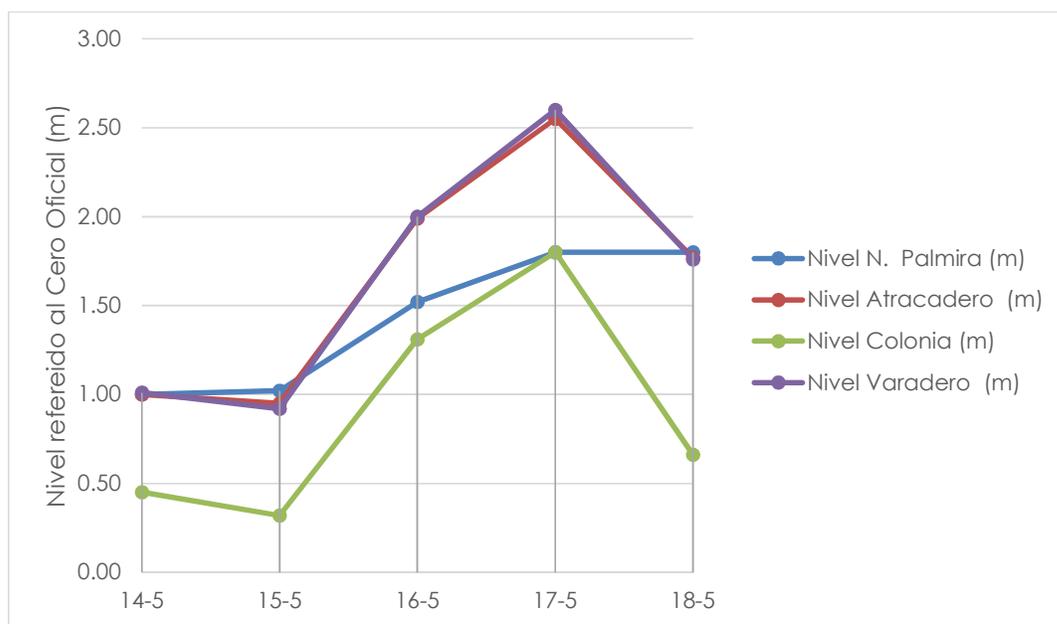


Figura 6-27. Evento de crecida - mayo del 2000.

En este evento parecen haber estado presente las dos forzantes. Por un lado, hubo cinco días consecutivos, del 13 al 17 de mayo, en los que hubo precipitación llegando a alrededor de 140 mm en total. A su vez, es fácil apreciar en el gráfico que el nivel en todas las estaciones presentó un pico entre el 15 y el 18 de mayo, pero que en las estaciones ubicadas en el arroyo de las Vacas el nivel fue mayor que en las demás.

### 6.5.4 Evento de 2016

En esta ocasión los niveles no tienen su máximo anual en el día de la inundación en Carmelo, pero sí ocurre que el máximo anual de precipitación fue el día anterior (15 de abril) a la inundación. Se estudiaron los datos de nivel y de precipitación en el entorno de la fecha de inundación:

Tabla 6-9. Datos de los días en el entorno de la inundación de abril de 2016.

	Precipitación (mm)	Nivel N. Palmira (m)	Nivel Atracadero (m)	Nivel Colonia (m)
14/4/2016	1	1.72	1.45	0.14
15/4/2016	181	1.76	1.50	0.26
16/4/2016	45	1.87	1.85	0.40
17/4/2016	31	2.43	2.47	1.54
18/4/2016	3	2.65	2.48	1.53
19/4/2016	22	2.48	2.19	0.63
20/4/2016	0	2.21	1.87	0.22

DINAGUA elaboró la mancha de inundación correspondiente a este evento, la cual se muestra en la siguiente imagen:



Figura 6-28. Mancha de inundación de evento de 2016 elaborado por DINAGUA.

Las cotas que se muestran en la figura están referidas al cero Oficial, por lo que según se observa, la mancha llegó en la sección de Varadero a una cota de

aproximadamente 4.8 m, lo que llevó a concluir que los datos de nivel medidos en la estación de Varadero en dicha fecha son erróneos.

En el siguiente grafico se representan los niveles en el evento mencionado, sin considerar el de Varadero que perdió credibilidad.

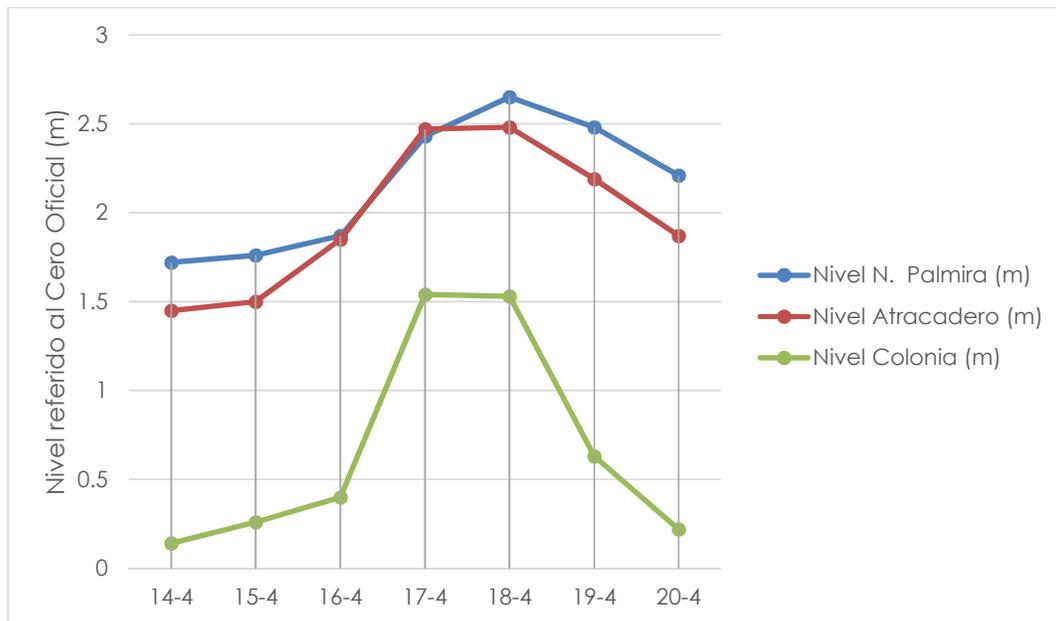


Figura 6-29. Niveles de agua en el entorno de los días de la inundación de abril de 2016.

A partir de la tabla y del grafico presentado se concluyó que el forzante principal de este evento fue la gran precipitación caída en un solo día. Cabe notar que los niveles registrados en Nueva Palmira, Colonia y Atracadero son considerablemente menores a los del evento del año 1959.

Es importante resaltar una cualidad particular de este evento, que fue comentada por los vecinos de la localidad, y es que se dio un pasaje de agua de un lado a otro de la ruta, al sur del puente (ver Figura 6-30). La flecha en color celeste indica la zona donde se encuentra la alcantarilla que permitió el pasaje de agua de un lado al otro de la ruta. Posteriormente, se dio un sobrepasamiento de la misma por una zona baja, como indica la fecha en color rojo.



Figura 6-30. El agua fluyó por donde indican las flechas celestes (alcantarilla) y roja (sobrepasamiento de la ruta) aproximadamente. En verde se indica la zona de la ruta que no fue sobrepasada.

## 6.6 ESTUDIO DE LOS NIVELES REPRESENTATIVOS DEL RÍO DE LA PLATA

El sentido de esta sección radica en la evaluación del Río de la Plata como condición de borde aguas abajo del arroyo de las Vacas, con el objetivo de determinar cuál condición utilizar en el modelo hidrodinámico (descrito en la sección 7). Para esto se analizó la relación entre las estaciones hidrométricas de la zona, la afectación de los niveles del arroyo por las lluvias y la simultaneidad de eventos extremos máximos de precipitación y nivel.

Se trabajó en base a los niveles medios diarios de las estaciones hidrométricas Carmelo-Atracadero, Carmelo-Varadero, Nueva Palmira y Puerto de Colonia. En la siguiente ilustración se muestra la ubicación de las distintas estaciones consideradas.



Figura 6-31. Ubicación de las estaciones hidrométricas utilizadas.

Es importante aclarar que en la exploración de los datos se utilizaron los niveles referidos al Cero Oficial.

### 6.6.1 Relación entre niveles

Apuntando al objetivo de conocer la relación entre los niveles, se graficaron los datos horarios de los niveles de Nueva Palmira, Atracadero y Colonia para los breves lapsos de tiempo en que se tenían dichos datos horarios en simultaneo (ver Figura 6-32, Figura 6-33, Figura 6-34).

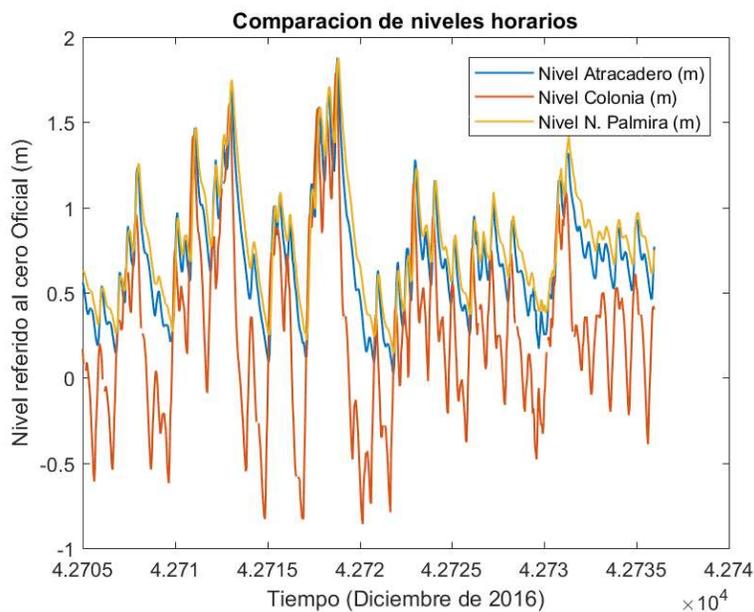


Figura 6-32. Niveles horarios de estaciones de Nueva Palmira, Atracadero y Colonia. Período: 1/12 al 31/12 de 2016.

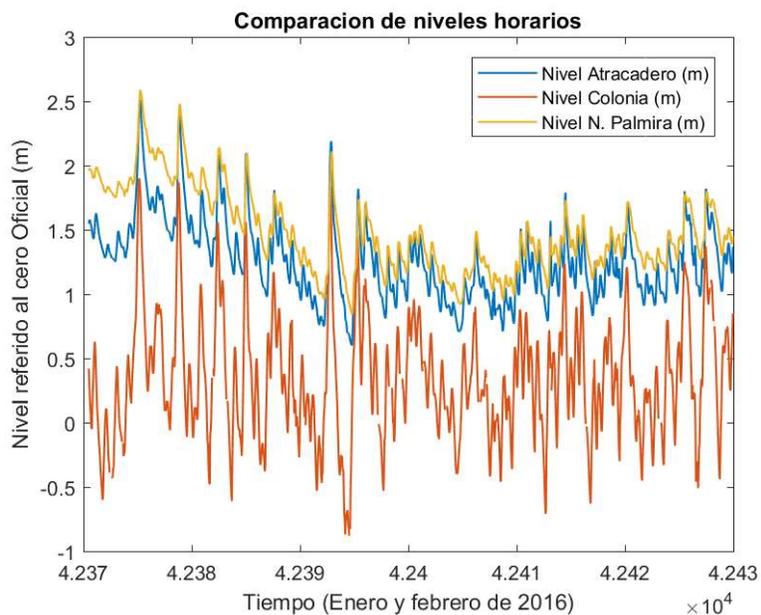


Figura 6-33. Niveles horarios de estaciones de Nueva Palmira, Atracadero y Colonia. Período: 1/01 al 29/02 de 2016.

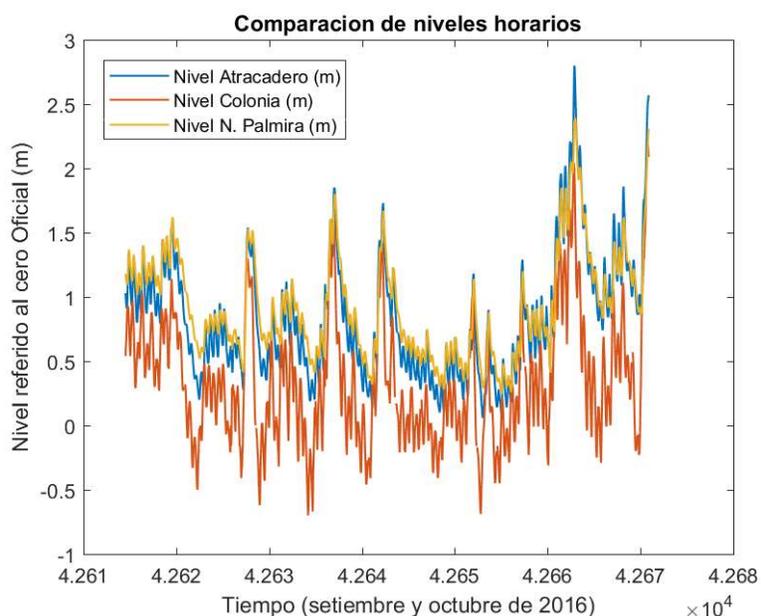


Figura 6-34. Niveles horarios de estaciones de Nueva Palmira, Atracadero y Colonia. Período: 1/09 al 27/10 de 2016.

De los tres últimos gráficos se concluyó que la forma de las señales es similar, siempre siendo el nivel mayor el de Nueva Palmira, seguido por Atracadero y luego, con mayor diferencia (por estar más alejado), Colonia. Sólo en algunos picos máximos relativos, el nivel en Atracadero sobrepasa el nivel en Nueva Palmira, y esto quizás podría ser explicado por los eventos de precipitación en la región. Se observa que las oscilaciones de mayor frecuencia en la estación de Colonia son de mayor amplitud que en la de Nueva Palmira y Atracadero. Es decir, que la marea

astronómica tiene mayor amplitud en Colonia que en las estaciones anteriores. Esto será abordado en la sección 6.8 , donde se comenta la incidencia de las mareas astronómicas y se detalla lo comentado someramente aquí.

Se compararon los niveles medios diarios de las diferentes estaciones (Nueva Palmira, Colonia, Atracadero y Varadero) a fin de entender las relaciones de dependencia que presentan. Se realizó la recta de regresión en cada caso, y la incertidumbre asociada a esta recta es reflejada mediante intervalos de confianza al 95%.

Se tomaron de a pares las series de datos diarios de los niveles y dejando a un lado las fechas en que no había información de alguno de los dos, para luego graficar un nivel en función de otro. En los siguientes gráficos se muestra lo mencionado (ver Figura 6-35, Figura 6-36, Figura 6-38, Figura 6-37, Figura 6-39 y Figura 6-40).

En la Figura 6-35 se observa la estrecha correlación entre los niveles medios diarios de Atracadero y Varadero, que sigue una tendencia lineal.

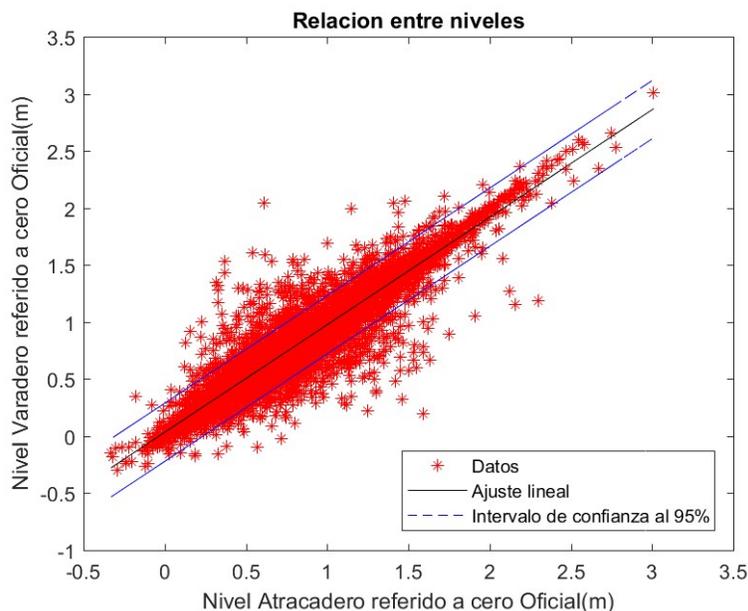


Figura 6-35. Relación de niveles medios diarios de Varadero y Atracadero.

En la siguiente imagen se ven los datos de niveles de Colonia y Atracadero (ver Figura 6-36). Se observa cierta relación entre ellos, no son independientes, pero hay mayor dispersión que en el caso anterior. Esto puede deberse a la gran distancia que hay entre las estaciones comparadas (más de 66 km en línea recta) y a que la primera mide el nivel dentro del arroyo de las Vacas y la segunda en el Río de la Plata, por lo que las condiciones son bien distintas. Una situación análoga se presenta en el caso de la Figura 6-37 donde se presentan los niveles de Varadero y Colonia.

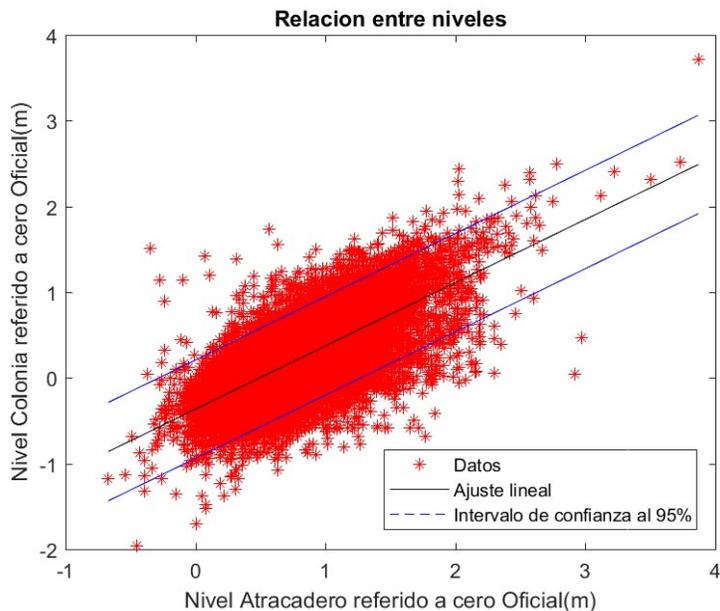


Figura 6-36. Relación de niveles medios diarios de Colonia y Atracadero.

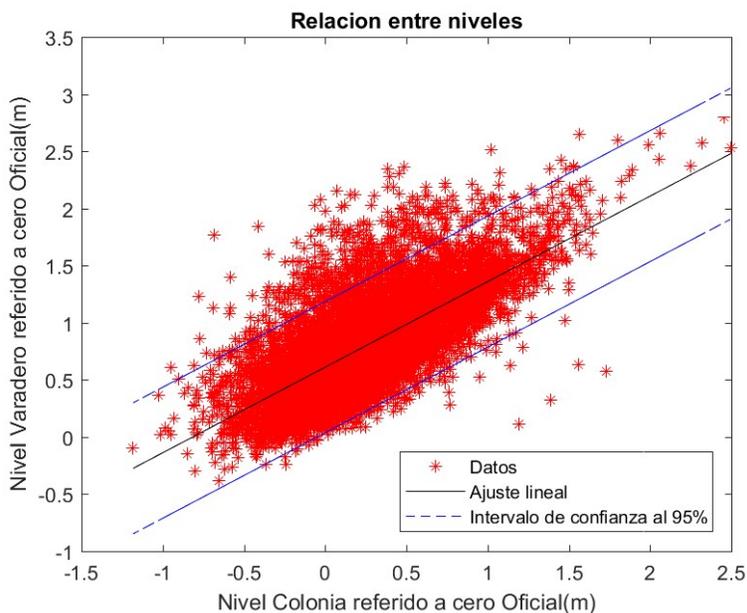


Figura 6-37. Relación de niveles medios diarios de Varadero y Colonia.

En la Figura 6-38 se graficaron los niveles de Nueva Palmira y Colonia. En este caso la relación es menos clara aún que en los dos casos anteriores; esto puede deberse a la mayor distancia entre estaciones y a la diferencia en las secciones donde es tomado el nivel: en Nueva Palmira el cauce es considerablemente más estrecho que en Colonia, presentando morfologías muy diferentes. Sin embargo, aunque el gráfico muestra una gran dispersión respecto al ajuste lineal, es válido afirmar que dichos niveles no son independientes.

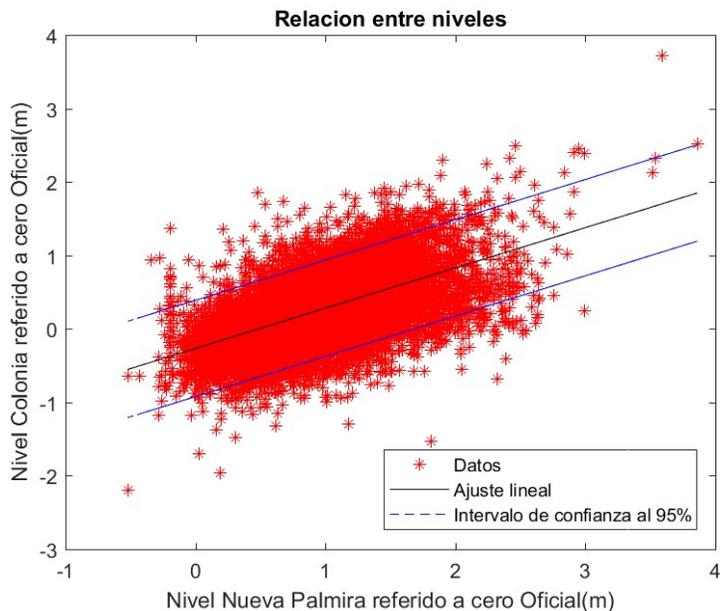


Figura 6-38. Relación de niveles medios diarios de Colonia y Nueva Palmira.

En cuanto a la relación de niveles entre la estación de Nueva Palmira y la de Atracadero, se puede apreciar una marcada correlación lineal con cierto margen de dispersión (ver Figura 6-39), la cual puede explicarse debido a su cercanía.

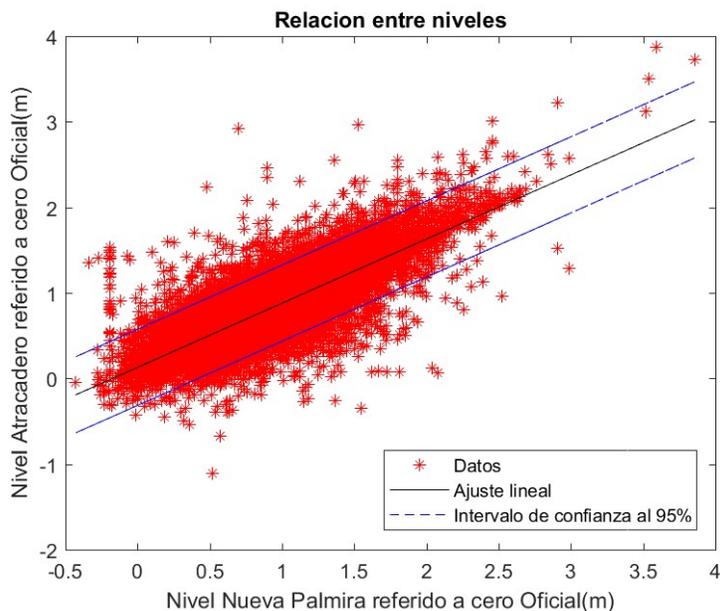


Figura 6-39. Relación de niveles medios diarios de Nueva Palmira y Atracadero.

Similar es lo que se observa en la siguiente imagen (ver Figura 6-40), donde la correlación lineal es incuestionable entre los niveles de Nueva Palmira y Varadero. No se entendió el motivo de que la dispersión sea menor en este caso, puesto que se esperaba que ocurriera lo opuesto dada la ubicación de las estaciones.

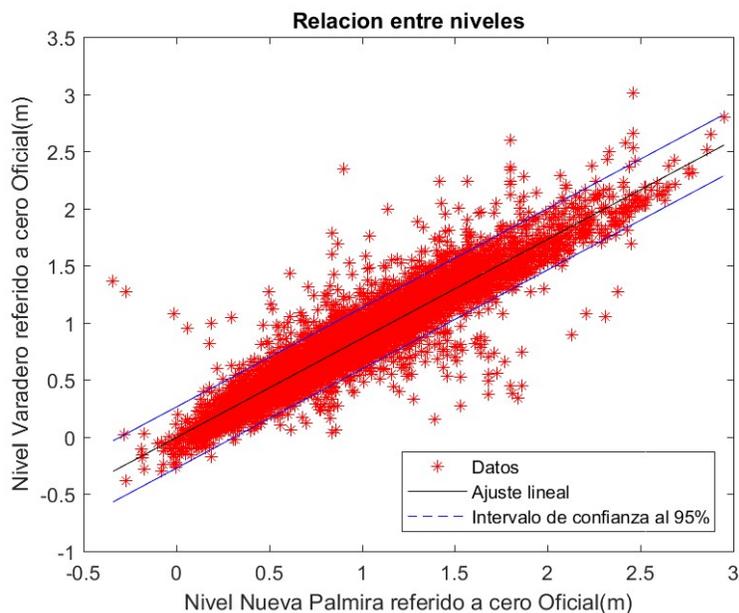


Figura 6-40. Relación de niveles medios diarios de Varadero y Nueva Palmira.

En todos los gráficos de relación de niveles medios entre las distintas estaciones, se encuentran algunos datos en que la diferencia de niveles entre las dos estaciones es mayor a lo esperado, en algunos casos resultando poco razonables.

### 6.6.2 Río de la Plata como condición de contorno

Se realizó una exhaustiva exploración en los datos para determinar las relaciones de dependencia entre los niveles y las precipitaciones, debiendo diferenciar dos aspectos estudiados:

- Incidencia de las precipitaciones en los niveles de Atracadero y Varadero.
- Simultaneidad de eventos extremos de precipitación y nivel en el Río de la Plata, considerando todas las estaciones de las que se tienen datos.

Se quiere llegar a la definición de los eventos extremos para distintos periodos de retorno en la zona de estudio, entendiéndose que, de ser los niveles en el Río de la Plata independientes de las precipitaciones en la cuenca, entonces la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo es el producto de las probabilidades de ocurrencia de eventos extremos de cada factor por separado.

Por otro lado, la incidencia de las precipitaciones en los niveles del arroyo sirve para determinar qué sería adecuado utilizar en el modelo hidrodinámico como condición de contorno representativa de la desembocadura del arroyo en el Río de la Plata; es decir, fue necesario evaluar cuán afectado se ve el nivel en la desembocadura cuando hay precipitaciones.

Se tomaron las series de datos diarios de precipitación y de los niveles de cada estación hidrométrica en estudio, dejando a un lado las fechas en que no había información de alguno de los dos. A partir de eso, se realizaron tres gráficos en cuyas ordenadas se encuentran las precipitaciones y en las abscisas los niveles correspondientes al mismo día, al día siguiente y a dos días después, para cada

estación hidrométrica estudiada (ver Figura 6-41, Figura 6-42, Figura 6-45 y Figura 6-46).

Dichos gráficos se realizaron en un principio para evaluar la existencia de cierta correlación entre eventos, que indicara simultaneidad de eventos máximos de nivel y de precipitación. Por este motivo es que se dividieron los gráficos en cuatro cuadrantes, que señalan el límite a partir del cual las precipitaciones exceden a la de periodo de retorno 2 años y el límite a partir del cual los niveles exceden el asociado a periodo de retorno 2 años, en cada estación de estudio. De esta forma se creyó que era más claro visualizar los eventos extremos y la posibilidad de simultaneidad. Cabe aclarar que para la estimación de los niveles asociados a periodo de retorno 2 años en cada caso, se ajustó la función de distribución de GEV a la serie de máximos anuales.

Por otro lado, en el caso de los gráficos que involucran las estaciones de Varadero y Atracadero (ubicadas en el arroyo de las Vacas), se agregó el estudio del efecto de la precipitación en el nivel, de ser posible determinando la magnitud de dicha incidencia.

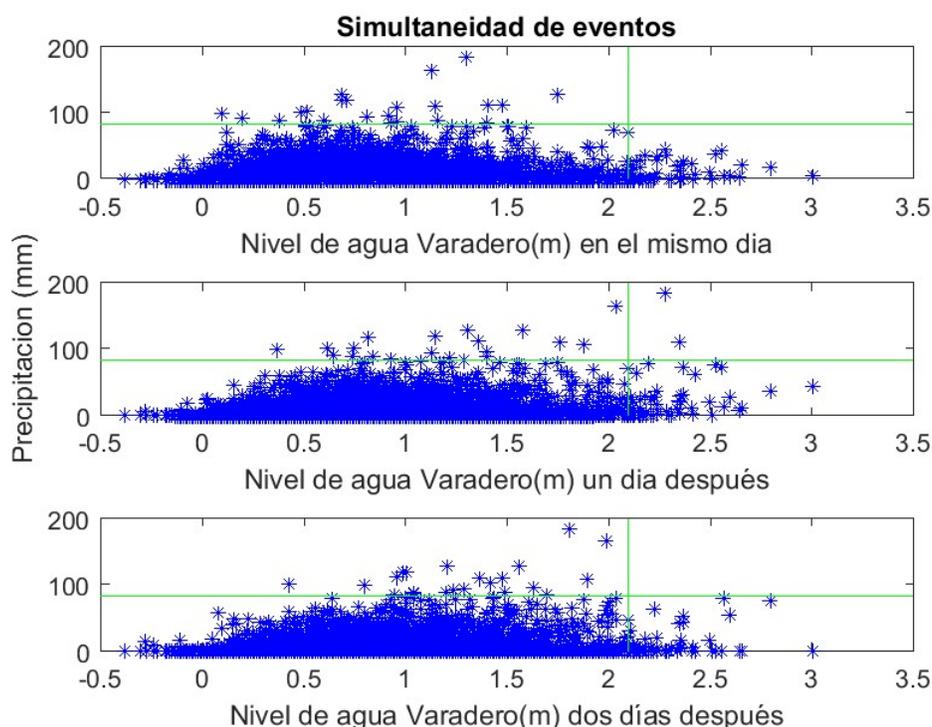


Figura 6-41. Relación entre precipitación de la cuenca y nivel en Varadero.

La primera conclusión que se extrajo de la Figura 6-41 es que no parece haber simultaneidad de eventos de precipitaciones altas y niveles altos. En los tres gráficos se puede notar que hay precipitaciones mayores a la de periodo de retorno 2 años (82mm) con niveles menores al de  $Tr=2$  años (2.1m), y viceversa. Incluso tanto en el primer gráfico como en el último no hay puntos que se encuentren en el cuadrante

de eventos extremos en simultáneo, y en el gráfico con 1 día de desfase sólo hay dos puntos que se encuentran allí.

Por otro lado, se aprecia que los niveles tienden a ser más altos al día siguiente de ocurrida la lluvia que en el mismo día, y similar ocurre cuando se compara con el nivel con desfase de dos días respecto a las lluvias. Esto resulta coherente con el tiempo de concentración de la cuenca (ver sección 7.1.2.1), además de indicar que los niveles en Varadero se ven afectados por las precipitaciones, lo que era esperado.

Los mismos comentarios se aplican a la Figura 6-42 en donde se ven los niveles en Atracadero.

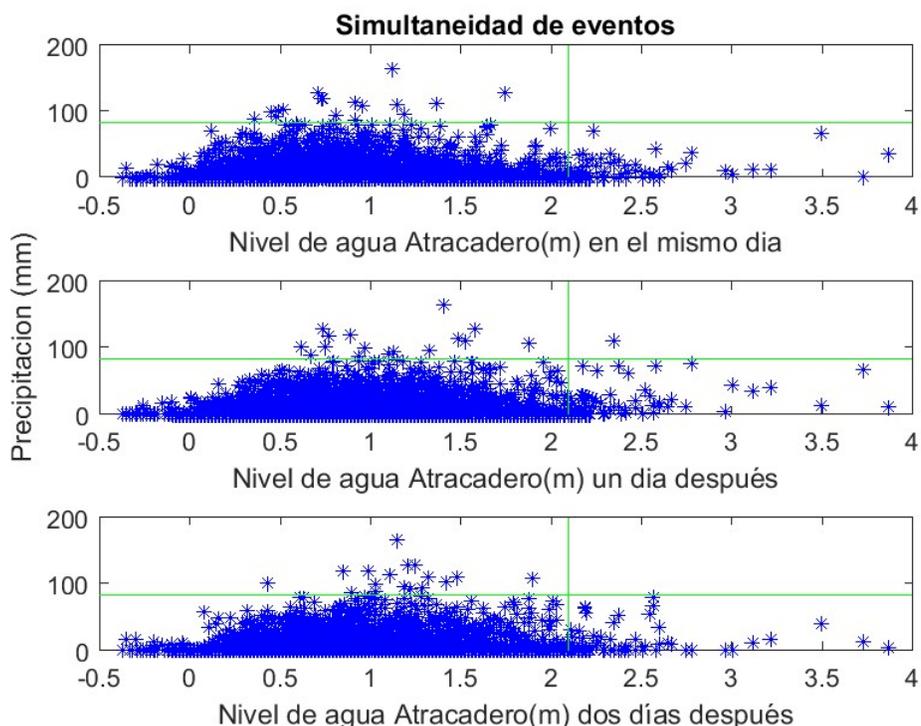


Figura 6-42. Relación entre precipitación de la cuenca y nivel en Atracadero.

A su vez, se estudiaron las precipitaciones acumuladas en tres días porque se entendió que hay eventos importantes que podrían pasar inadvertidos cuando se trabaja con máximos diarios. Por eso se graficó la precipitación acumulada en tres días (ej.: días 1, 2 y 3) contra el nivel máximo en los tres días siguientes (ej: días 2, 3 y 4). En este caso el umbral en color verde respecto a lluvias, corresponde a la precipitación acumulada en 3 días asociada a un periodo de retorno de 2 años (118mm). Esto se ilustra en los siguientes gráficos (ver Figura 6-43 y Figura 6-44).

Se puede apreciar que los eventos importantes de precipitación parecen afectar en mayor medida a los niveles en Varadero que en el caso de Atracadero. Es decir, si se observa el gráfico de Atracadero y luego de Varadero, se aprecia un "corrimiento" de los puntos correspondientes a precipitación acumulada alta

pasando a corresponder a valores mayores en nivel. Esto se podía esperar debido a que Varadero se encuentra más aguas arriba en el arroyo de las Vacas.

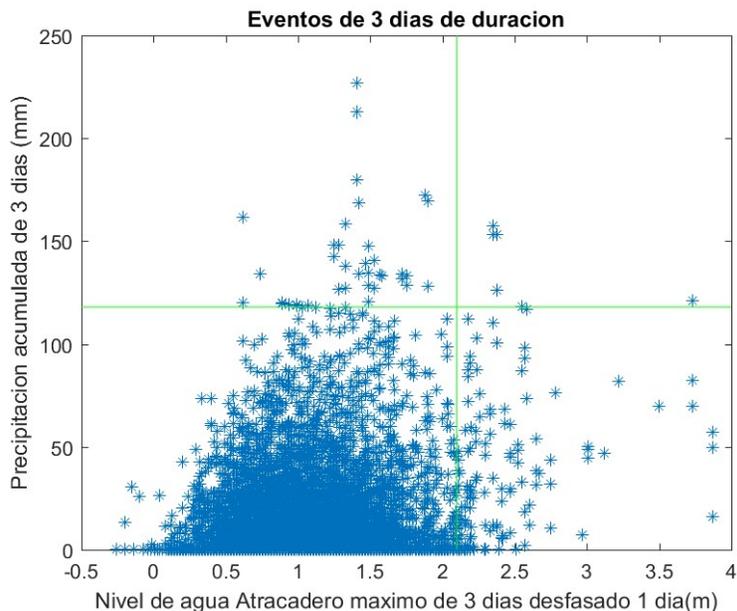


Figura 6-43. Análisis de eventos de tres días de duración. Relación entre precipitación y Nivel en Atracadero.

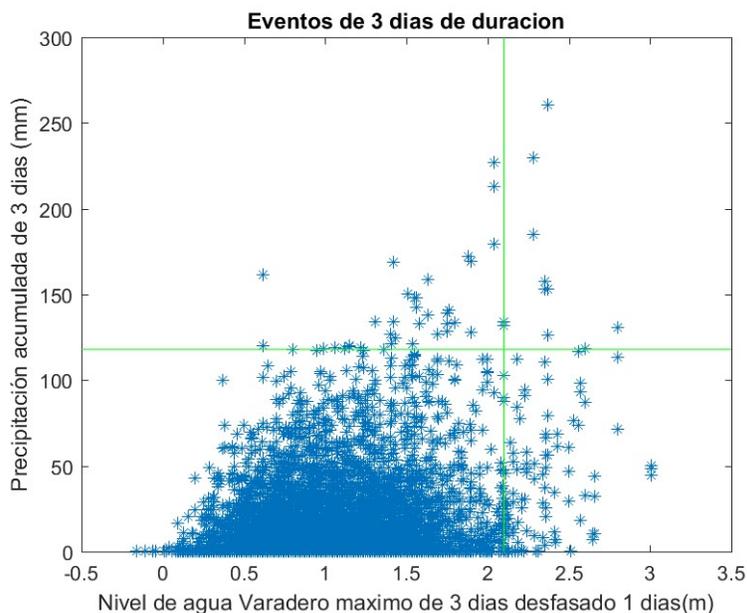


Figura 6-44. Análisis de eventos de tres días de duración. Relación entre precipitación y Nivel en Varadero.

Por otro lado, en la Figura 6-45 donde se ven los datos de precipitación y de nivel en Colonia, no hay eventos en que precipitación y nivel hayan superado sus respectivos umbrales de periodo de retorno 2 años ( $P_{2\text{años}}=82\text{mm}$  y  $N_{2\text{años}}=2.5\text{m}$ ) en simultáneo. Es análogo lo que ocurre en la Figura 6-46 con las precipitaciones y el nivel en Nueva Palmira. Esto implica que no habría simultaneidad de eventos causal entre eventos

máximos de precipitación y de nivel en el Río de la Plata, razonamiento que se había desprendido también de los gráficos de las Figura 6-41 y Figura 6-42. Lo mismo se ratifica en los gráficos de las Figura 6-47 y Figura 6-48 que muestran eventos de duración de tres días.

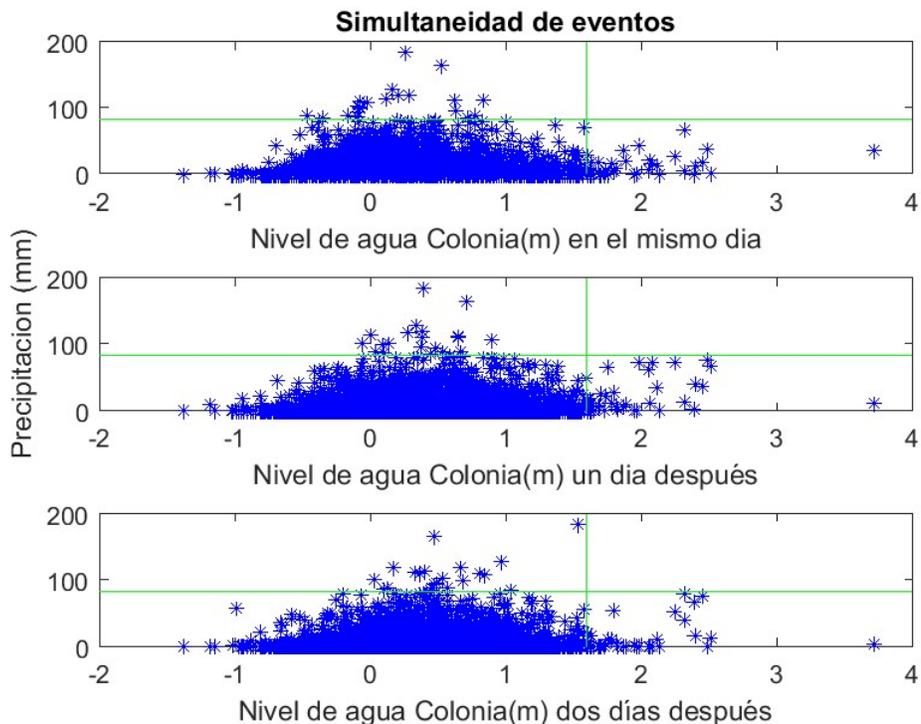


Figura 6-45. Relación entre precipitación de la cuenca y nivel en Colonia.

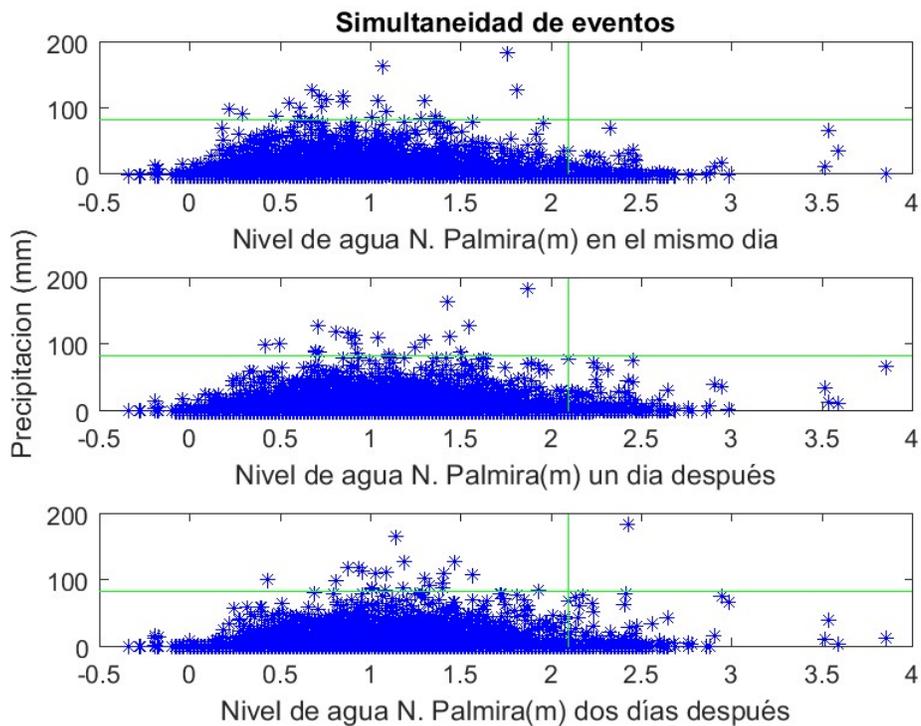


Figura 6-46. Relación entre precipitación de la cuenca y nivel en Nueva Palmira.

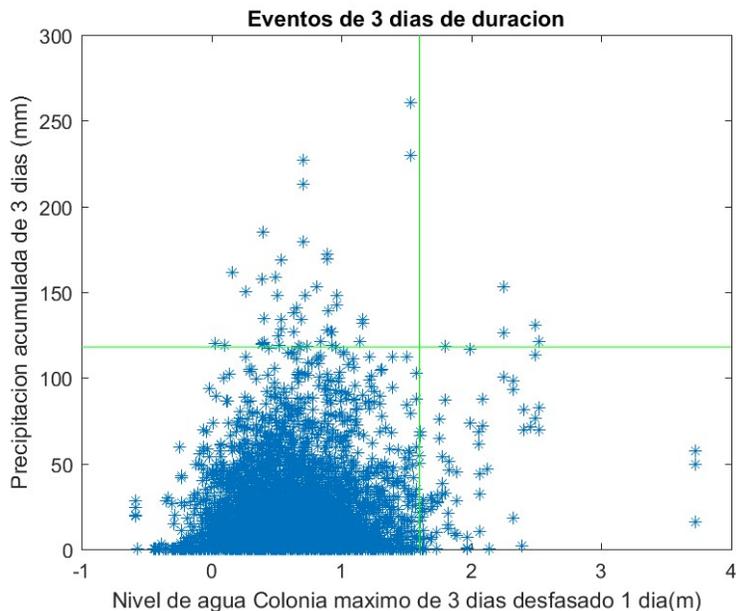


Figura 6-47 Análisis de eventos de tres días de duración. Relación entre precipitación y Nivel en Colonia.

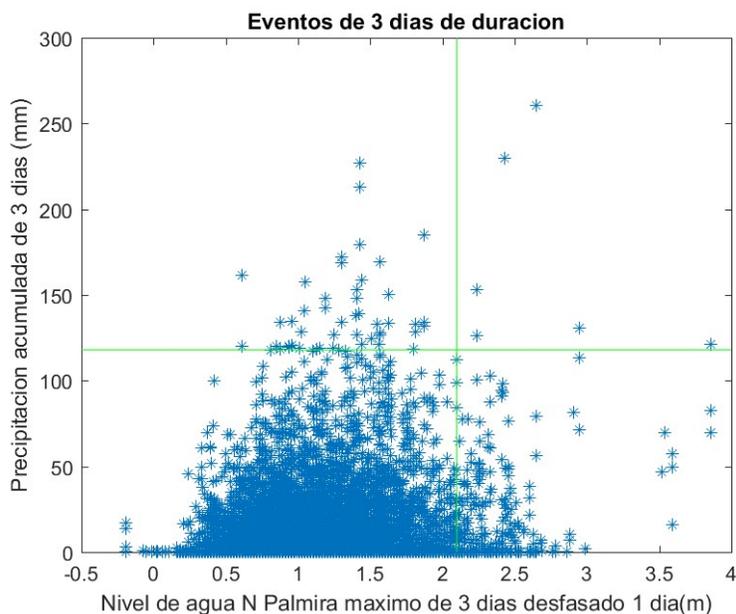


Figura 6-48 Análisis de eventos de tres días de duración. Relación entre precipitación y Nivel en Nueva Palmira.

Se realizó una comparación de la distribución de los máximos anuales de todas las estaciones con la distribución de los máximos anuales de dichas series, pero habiendo extraído de la serie de datos completa aquellos eventos en los cuales el día anterior hubo una precipitación con periodo de retorno mayor o igual a 2 años. La idea de esto era dilucidar si hay simultaneidad de eventos máximos de nivel y precipitación, notando cuánto varía la distribución de máximos anuales al descontar los eventos en que ocurrieron intensas lluvias en simultáneo.

En los siguientes gráficos se encuentra la estimación de niveles para distintos periodos de retorno, habiendo ajustado la función de distribución GEV a los máximos anuales en cada caso mencionado en el párrafo anterior. Con el fin de mostrar que los ajustes de las funciones de probabilidad son buenos, se complementaron los gráficos con el cálculo de la probabilidad empírica de los datos máximos anuales.

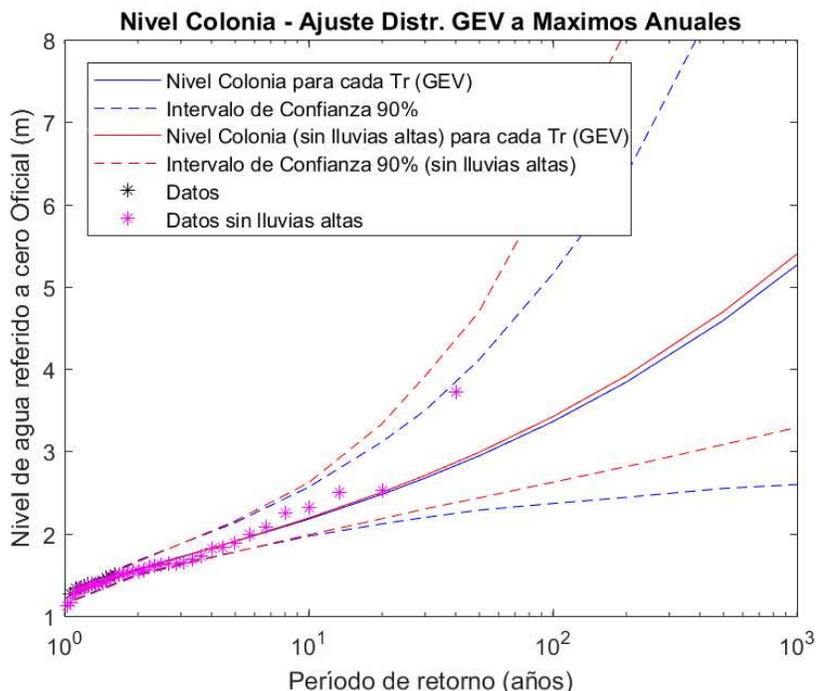


Figura 6-49. Ajuste de función de distribución GEV a los máximos anuales de nivel en Colonia con y sin lluvias altas.

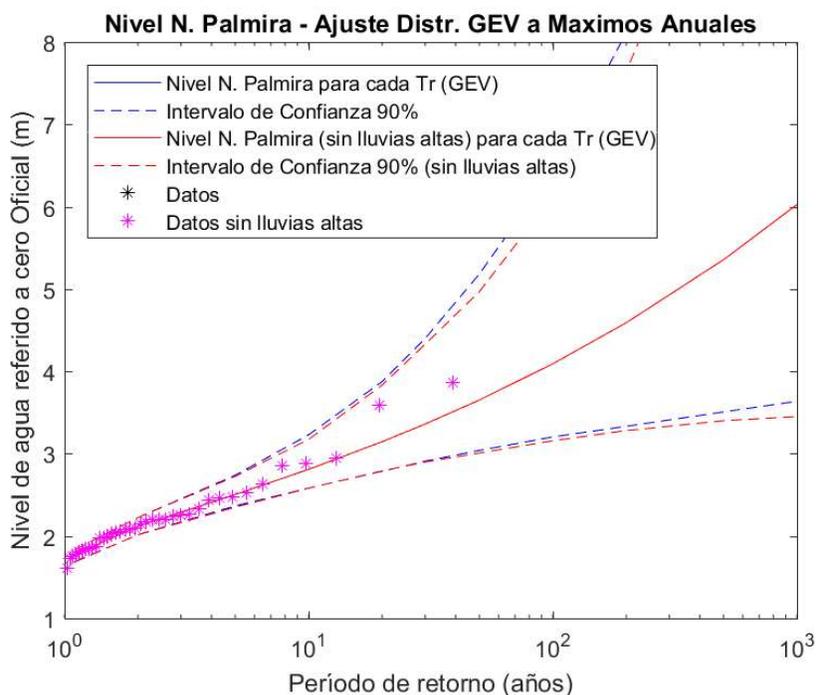


Figura 6-50. Ajuste de función de distribución GEV a los máximos anuales de nivel en Nueva Palmira con y sin lluvias altas.

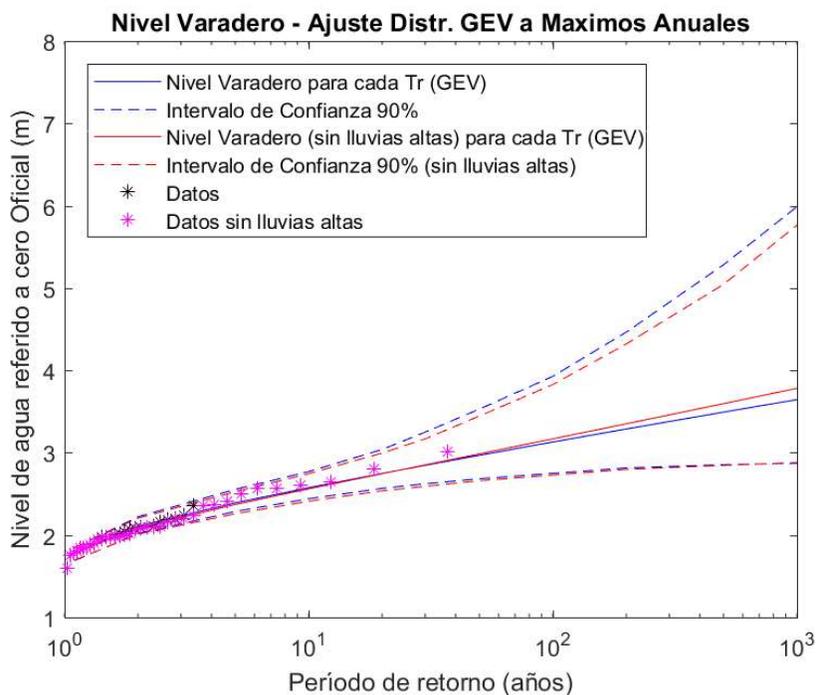


Figura 6-51. Ajuste de función de distribución GEV a los máximos anuales de nivel en Varadero con y sin lluvias altas.

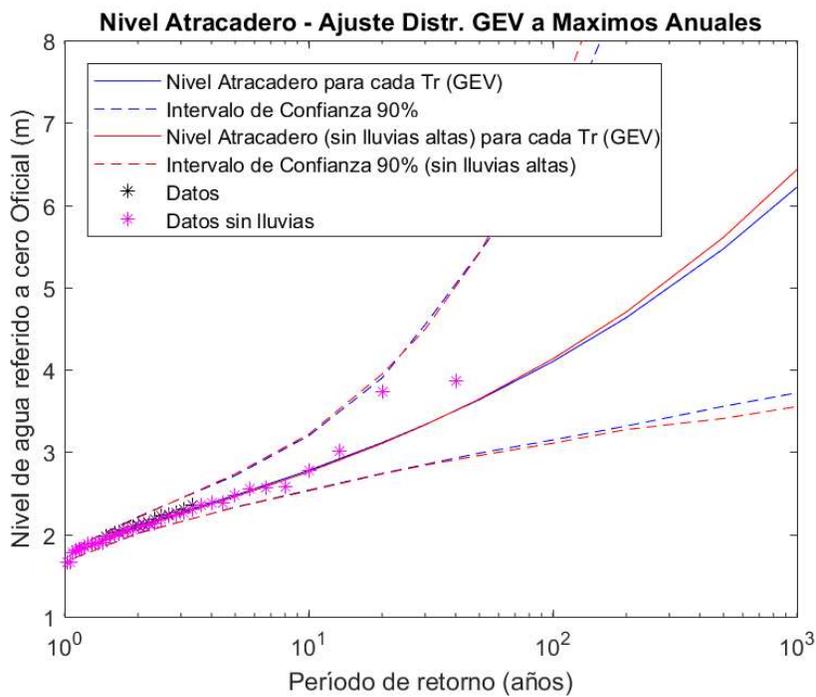


Figura 6-52. Ajuste de función de distribución GEV a los máximos anuales de nivel en Atracadero con y sin lluvias altas.

Es evidente que la diferencia entre los dos ajustes, para todas las estaciones, es insignificante, lo que certifica la independencia de los eventos extremos máximos de precipitación y los eventos extremos máximos de nivel.

Asimismo, se pudo concluir que, para cualquier estación, de utilizar el ajuste de extremos de nivel para definir eventos asociados a distintos periodos de retorno, se estarían utilizando datos de partida que no son afectados por lluvias con periodo de retorno mayor a dos años (consideradas "lluvias importantes"). Esto sugirió, dada la cercanía de la estación Atracadero a la desembocadura del arroyo de las Vacas en el Río de la Plata, que dicha estación es la mejor candidata a representar los niveles del Río de la Plata que se utilizarán como condición de borde en el modelo hidrodinámico.

### **6.6.3 Influencia del Río de la Plata en el arroyo de las Vacas**

Se estudió cómo se ven afectados los niveles en el arroyo de las Vacas para distintas condiciones de borde en el nivel aguas abajo (Río de la Plata) y en el caudal de entrada. En particular, se buscó determinar cómo es la relación de niveles del Río de la Plata y de la estación Atracadero, para poder utilizar el análisis de extremos de ésta última como condición de borde aguas abajo, lo cual fue comentado en la subsección anterior.

Para esto se realizaron simulaciones en el modelo hidrodinámico que se desarrolla en la sección 7.

Se plantearon los siguientes escenarios:

- Niveles del Río de la Plata referidos al cero Oficial: 0.5 m, 1.0 m, 1.5 m, 2.0 m, 3.0 m y 4.0 m.
- Caudales de entrada: 20 m<sup>3</sup>/s, 50 m<sup>3</sup>/s, 100 m<sup>3</sup>/s, 500 m<sup>3</sup>/s, 1000 m<sup>3</sup>/s, 1500 m<sup>3</sup>/s y 2000 m<sup>3</sup>/s.

Para cada uno de los niveles del Río de la Plata se graficaron los niveles en las distintas secciones del arroyo, considerando los caudales presentados. Se muestran sólo los gráficos realizados con condición mínima y máxima de nivel del Río de la Plata, ya que presentar los casos intermedios no genera mayores conclusiones (ver Figura 6-53 y Figura 6-54). Es importante tener presente que Atracadero se encuentra a aproximadamente 900m de la desembocadura.

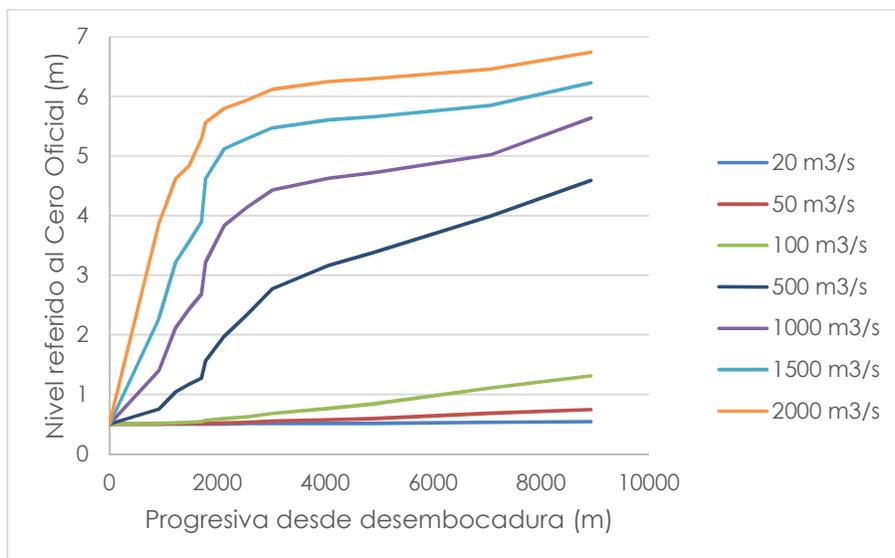


Figura 6-53. Niveles del arroyo de las Vacas para distintos caudales y nivel del Río de la Plata de 0.5 m.

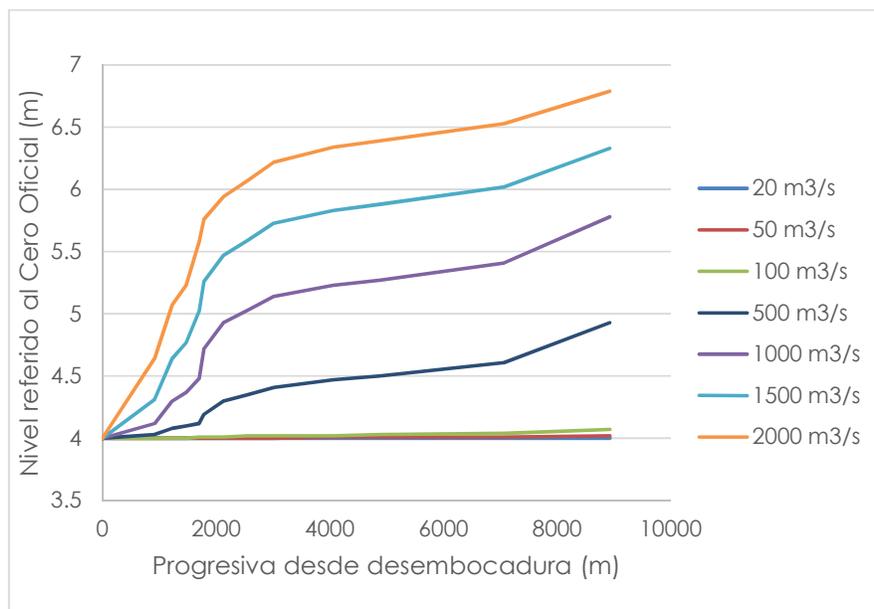


Figura 6-54. Niveles del arroyo de las Vacas para distintos caudales y nivel del Río de la Plata de 4 m.

En dichos gráficos se puede apreciar como a medida que el caudal aumenta, los niveles en el arroyo para un mismo nivel del Río de la Plata también aumentan. Por otra parte, a medida que el nivel del Río aumenta, la diferencia en los niveles para los distintos caudales disminuye.

De las gráficos se deduce cuál es la incidencia de la condición de contorno aguas abajo para diferentes condiciones de caudal. Se observa que, para caudales importantes (mayores a 500m³/s), el nivel en la sección aguas arriba es prácticamente el mismo, sin importar la condición impuesta en el nivel aguas abajo. Sin embargo, para caudales menores, el nivel en la sección aguas arriba depende fuertemente de la condición impuesta en el nivel del Río de la Plata.

El caudal máximo (caudal pico del hidrograma) asociado a un evento de precipitación de un determinado periodo de retorno puede ser calculado mediante el método NRCS, el cual será desarrollado en la sección 7.1. Lo que es interesante comentar en este análisis es que, a partir de implementación del método NRCS, resulta que para una tormenta de periodo de retorno de dos años, el caudal máximo es de aproximadamente  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ , y según lo mostrado en los gráficos anteriores, para ese caudal el incremento de nivel en la sección en Atracadero respecto al nivel impuesto en la condición de borde es relativamente bajo (menor a 20 cm).

Por lo tanto, de acuerdo a lo concluido en la subsección anterior, se decidió que el análisis extremal realizado para los datos de la estación Atracadero (que será presentado en la sección 6.7), es conveniente utilizarlo para determinar los niveles para distintos periodos de retorno que serán impuestos como condición de contorno de aguas abajo en el modelo hidrodinámico, representando los niveles del Río de la Plata. Así pues, se tomó una condición que cuando mucho es más restrictiva, siendo los niveles en Atracadero apenas mayor a los de la desembocadura cuando los caudales son medianamente bajos.

Cabe añadir la valoración de la variación que existe en el perfil del fondo del arroyo (ver la Figura 6-55). El mismo no tiene una pendiente positiva en la dirección del flujo, inclusive si se lo idealizara, para representarlo correctamente, se lo debería de construir con una pendiente adversa. Esto puede estar asociado a que en el arroyo se tienen profundidades mayores a las del Río de la Plata. Dicha situación estaría directamente relacionada a que en el arroyo existen caudales muy elevados que generan una profundización del cauce principal, los cuales al llegar al Río de la Plata se encuentran con una sección considerablemente más grande que genera una reducción de la velocidad y por ende una menor erosión en el fondo.

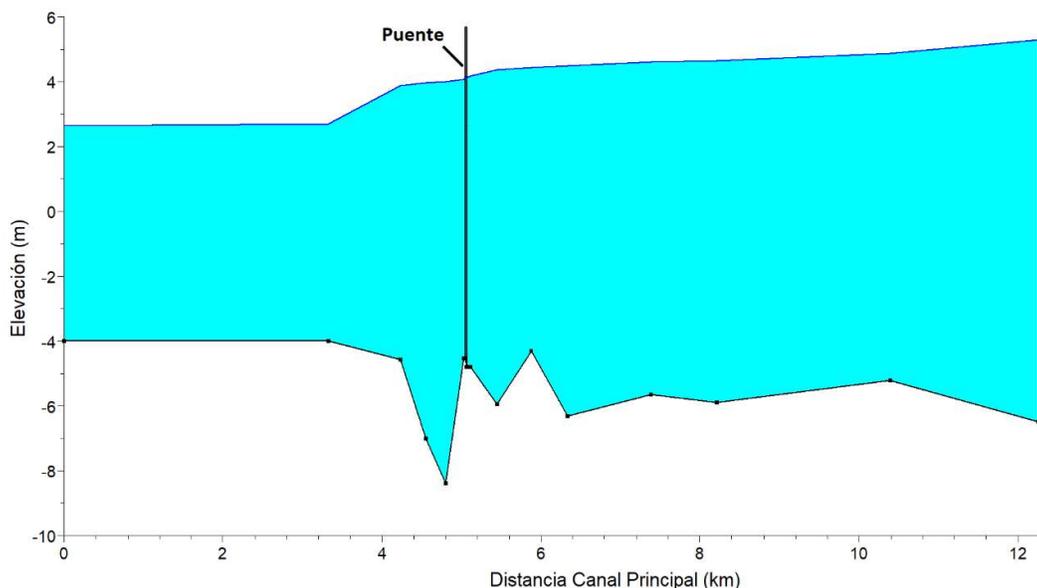


Figura 6-55. Perfil del fondo del arroyo de las Vacas.

#### 6.6.4 Incidencia del cambio climático en los niveles del Río de la Plata

Uruguay es un país que, debido a su pequeño tamaño, baja población y bajo grado de industrialización no es uno de los principales contribuyentes al calentamiento

global. Sin embargo, se cree que estará expuesto a sufrir las consecuencias generadas por este fenómeno mundial. La información suministrada por los análisis de cambio climático e impactos de variabilidad en las áreas costeras, han verificado ciertas tendencias a cambios en el clima y en el medioambiente costero. Si bien el país, está naturalmente expuesto a eventos meteorológicos extremos, las proyecciones indican que se volverán cada vez más intensos. (15)

A su vez, se espera que el cambio climático genere en el Río de la Plata un incremento de su nivel medio, dado por la afectación de sus forzantes hidrodinámicas. Dichas forzantes son la descarga de los tributarios principales que penetran en la cabecera (los ríos Paraná y Uruguay), la onda de marea que ingresa desde el océano y los vientos que actúan sobre toda la superficie del agua. En la Figura 6-56 se ilustran las forzantes anteriormente indicadas.

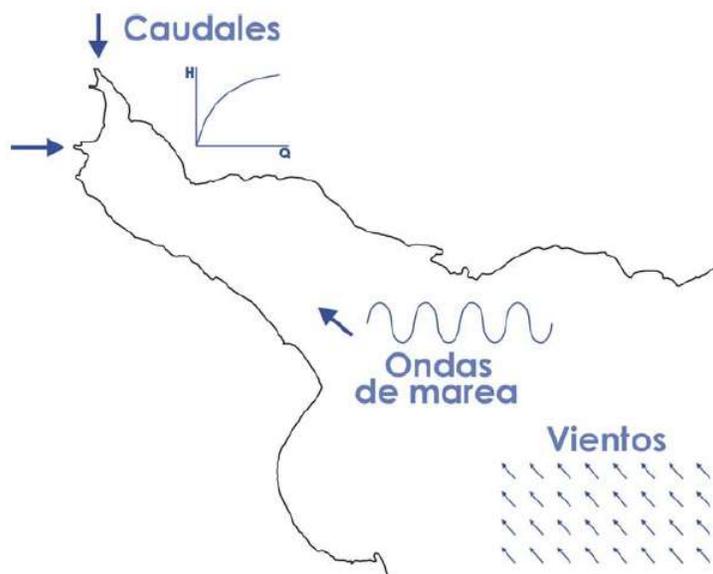


Figura 6-56. Forzantes hidrodinámicas del Río de la Plata.

Es importante considerar la variación de estos niveles puesto que su aumento generaría una mayor amenaza en la zona costera a las inundaciones.

Para analizar la incidencia del cambio climático sobre los niveles del Río de la Plata se utilizan los resultados planteados en el informe técnico denominado "El cambio climático en el Río de la Plata". En dicho estudio se llevaron a cabo simulaciones numéricas con el modelo RPP-2D para efectuar proyecciones a futuro de la respuesta del Río de la Plata frente a cambios en las condiciones climáticas. En particular, se eligieron las décadas del 2030 y del 2070 como tiempos futuros de planteo de escenarios. (16)

Los resultados obtenidos indican que la principal componente de cambio de los niveles medios en el Río de la Plata será el aumento del nivel medio del mar, el cual produce un incremento de nivel medio prácticamente constante sobre toda la extensión del río. Por otro lado, el cambio en los patrones de viento no tendrá una influencia muy grande sobre los niveles medios del río en la zona próxima al océano Atlántico, pero ésta sí será relevante para la zona de cabecero, donde se producirán

incrementos de varios centímetros. Finalmente, el efecto menor es el de los caudales de los tributarios, que aún para incrementos muy importantes sólo generan aumentos de unos pocos centímetros.

Los resultados obtenidos al aplicar el modelo se pueden apreciar en la Figura 6-57 y Figura 6-58.

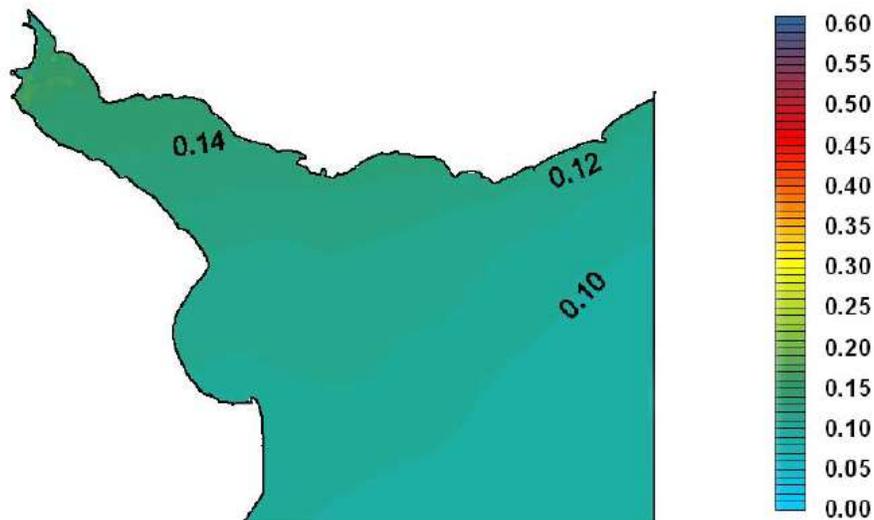


Figura 6-57. Incremento del nivel medio del Río de la Plata para el año 2030. (16)

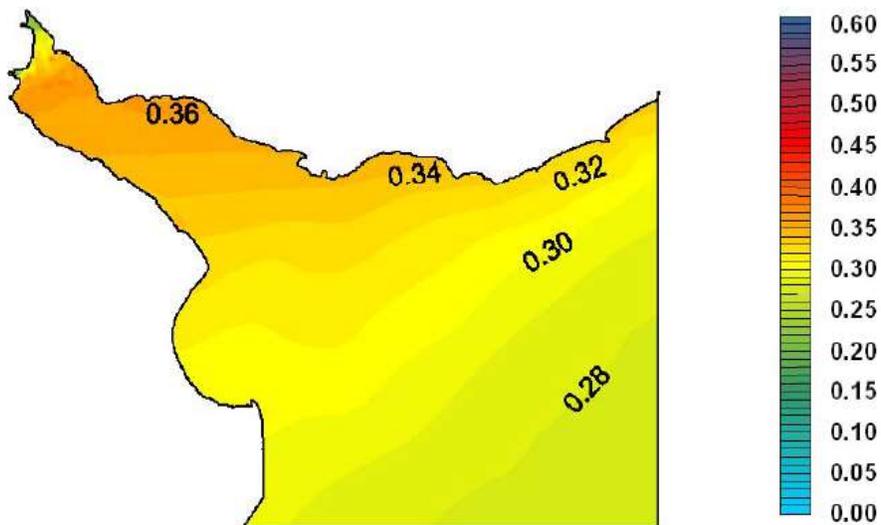


Figura 6-58. Incremento del nivel medio del Río de la Plata para el año 2070. (16)

Para la zona de Carmelo, es de esperar que para la década del 2030 los niveles medios del Río de la Plata sean 16 centímetros más altos mientras que para la década de 2070 el aumento de los niveles sería de 38 centímetros.

## 6.7 EVENTOS EXTREMOS DE NIVEL

Se realizó un estudio de los máximos anuales a los datos medios diarios de la estación Atracadero, ya que fueron los utilizados para representar al nivel del Río de la Plata como condición de borde en el modelo. El estudio es análogo al realizado para las precipitaciones en la sección 6.4.5.

Se ajustó a la serie de máximos anuales de los niveles en Atracadero la función de distribución GEV, obteniendo el parámetro de forma  $C=-0.15$  y su intervalo de confianza al 95%  $[-0.02, 0.33]$ . Considerando que dicho intervalo incluye al cero, se ajustó también la distribución de Gumbel.

Se construyeron los gráficos Q-Q, utilizados para observar las diferencias entre la distribución de probabilidad de los máximos anuales y las distribuciones de ajuste. Se puede apreciar que en ambos casos se obtuvo un buen ajuste, a excepción de los dos datos más altos, los cuales son mejor ajustados por la distribución GEV (ver Figura 6-59 y Figura 6-60). Esos dos datos significativamente más altos corresponden a las inundaciones ocurridas en las fechas 15/04/1940 y 16/04/1959.

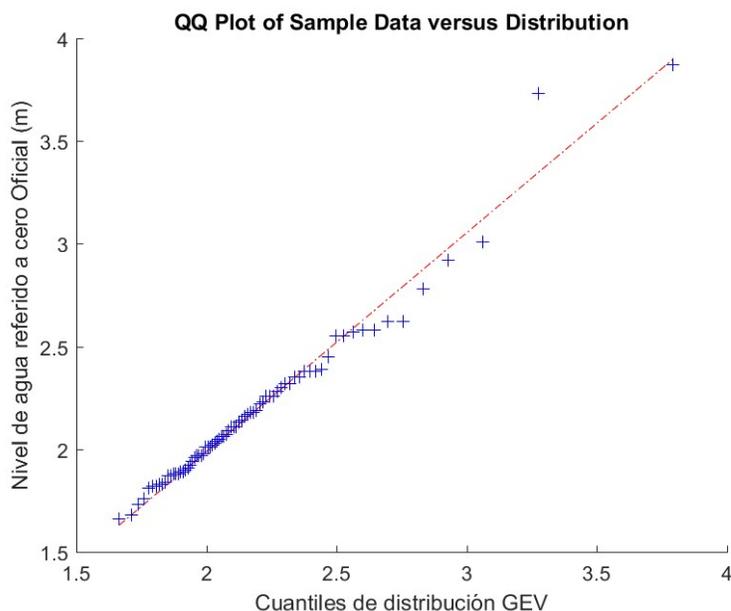


Figura 6-59. Gráfico Q-Q - Evaluación de la calidad del ajuste de la distribución GEV a máximos anuales de nivel en Atracadero.

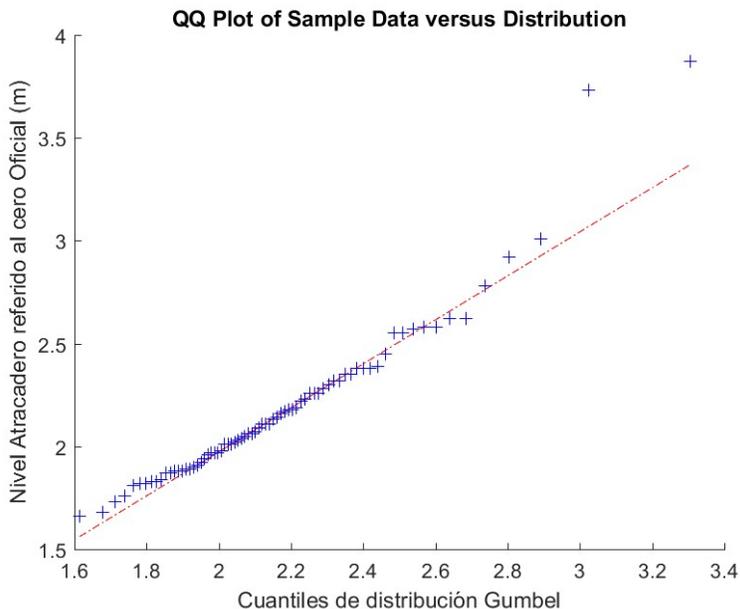


Figura 6-60. Gráfico Q-Q - Evaluación de la calidad del ajuste de la distribución Gumbel a máximos anuales de nivel en Atracadero.

A partir del ajuste de las funciones de distribución GEV y Gumbel a los niveles máximos anuales se estimaron los niveles en Atracadero para distintos periodos de retorno, y el intervalo de confianza en cada caso. A su vez se calculó la probabilidad empírica de los datos máximos anuales, y consecuentemente el periodo de retorno asociado a cada dato. Esto se ilustra en las Figura 6-61 y Figura 6-62.

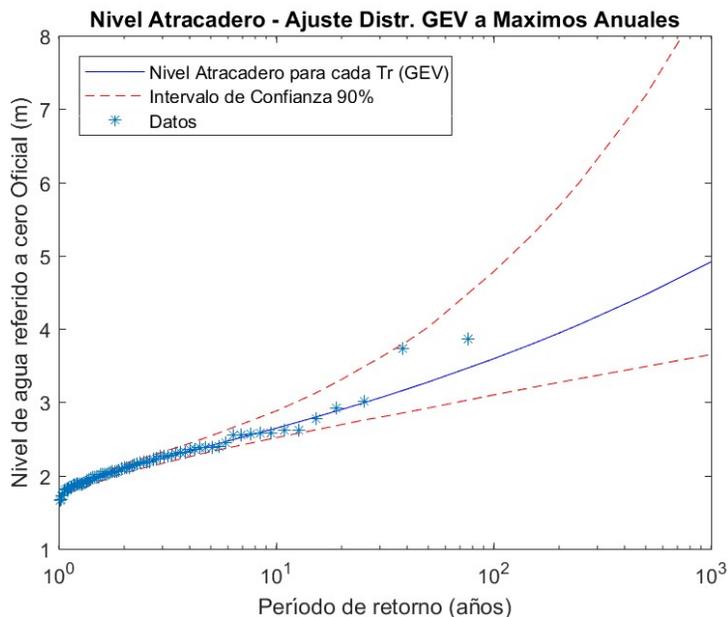


Figura 6-61. Nivel en Atracadero asociado a periodo de retorno a partir de ajuste GEV, y sus correspondientes intervalos de confianza al 90%.

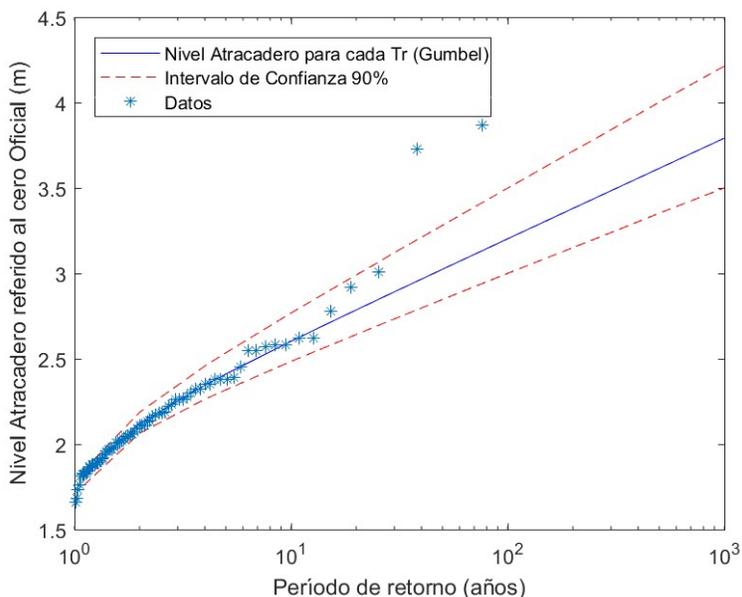


Figura 6-62. Nivel en Atracadero asociado a periodo de retorno a partir de ajuste Gumbel, y sus correspondientes intervalos de confianza al 90%.

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, y coincidiendo con el análisis de los gráficos Q-Q, los datos se ven mejor representados por la función de distribución GEV. En la Figura 6-63 se muestra lo graficado en las Figura 6-61 y Figura 6-62, a fin de poder comparar los ajuste con mayor facilidad.

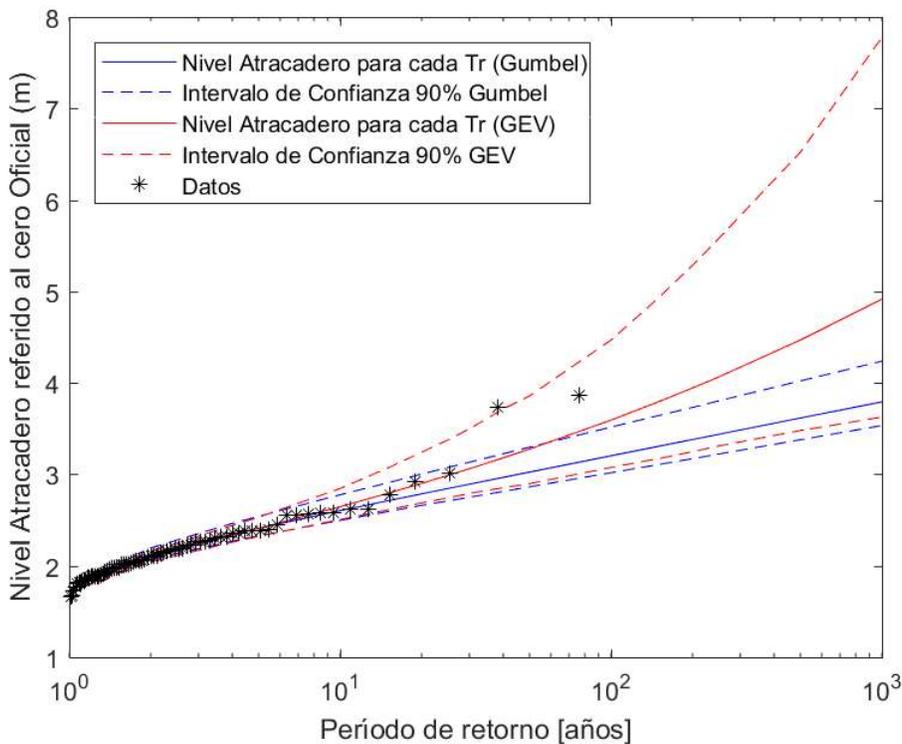


Figura 6-63 Nivel en Atracadero asociado a periodo de retorno (Tr) a partir de ajuste Gumbel y GEV, y sus correspondientes intervalos de confianza al 90%.

## 6.8 ANÁLISIS DE LA MAREA

Los gráficos de paso horario presentados en la sección 6.6.1 (ver Figura 6-32, Figura 6-33, Figura 6-34) sugirieron un estudio de las oscilaciones presentes en los niveles estudiados, debido a que en todo el análisis de datos se trabajó con niveles medios diarios.

Se utilizó la herramienta UTide de Matlab para ajustar las componentes teóricas de la marea astronómica a partir de series de niveles horarios medidos en las estaciones de Colonia, Atracadero y Nueva Palmira. Se hizo foco en las oscilaciones con menor periodo, en el entorno de un día o menos, y con amplitud de al menos 2cm.

En el trabajo de tesis de maestría del Dr. Ing. Pablo Santoro "Estudio de la marea meteorológica en el Río de la Plata" (17) se tiene, entre otras cosas, un análisis de la marea astronómica en la estación de Colonia y de Conchillas, el cual fue utilizado para contrastar con los resultados obtenidos en esta sección.

Es importante comentar que los resultados obtenidos son muy sensibles a la cantidad de datos con la que se cuenta en cada estación. Incluso se hizo un análisis de marea para distintas muestras de la misma estación (con mayor y menor frecuencia en los datos y mayor y menor largo de la series) para notar la sensibilidad de la cantidad de datos en los resultados. Esto se hizo debido a que la estación de mayor interés es la de Atracadero, y en la misma se cuenta con series de corta duración, datos medidos cada media hora en dos periodos: enero y febrero de 2016 y de setiembre a diciembre de 2016.

En la estación del puerto de Colonia se realizó el análisis a partir de datos horarios de todo el año de 2016, obteniéndose los resultados presentados en la Tabla 6-10. Los mismos fueron comparados, por un lado, con los obtenidos en el trabajo de maestría mencionado, y por otro, con un análisis realizado sólo con enero y febrero para apreciar lo comentado sobre estudiar series con menor cantidad de datos (ver Tabla 6-12).

*Tabla 6-10. Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Colonia a partir de datos horarios de 2016.*

Componente	Periodo (horas)	Amplitud (m)	Ampl_error (m)	Desfase de Greenwich (°)	Fase_error (°)
M2	12.4	0.177	0.002	194.0	0.6
O1	25.8	0.129	0.006	228.0	2.5
K1	23.9	0.089	0.006	37.3	3.5
S1	24.0	0.088	0.006	82.3	3.4
N2	12.7	0.068	0.002	152.0	1.4
P1	24.1	0.041	0.006	11.6	7.6
S2	12.0	0.026	0.002	292.0	3.7
NU2	12.6	0.021	0.002	154.0	4.9

Tabla 6-11. Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Colonia realizado con datos de 2004 (17).

Componente	Período (h)	Amplitud (m)	Amp_err (m)	Fase (°)	Fas_err (°)
M2	12,42	0,164	0,009	193,3	2,99
O1	25,82	0,129	0,017	218,1	7,08
S1	24,00	0,113	0,029	86,8	15,34
K1	23,93	0,082	0,017	37,7	13,63
N2	12,66	0,063	0,009	145,8	9,18
S2	12,00	0,028	0,008	292,4	16,69
H2	12,40	0,027	0,008	241,5	16,84

Tabla 6-12 Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Colonia a partir de datos horarios de enero y febrero de 2016

Componente	Período (horas)	Amplitud (m)	Ampl_error (m)	Desfase de Greenwich (°)	Fase_error (°)
K1	23.9	0.205	0.018	74.2	5.0
M2	12.4	0.163	0.007	195.0	2.4
O1	25.8	0.108	0.019	248.0	10.1
OO1	22.3	0.058	0.017	334.0	18.3
N2	12.7	0.054	0.007	171.0	7.6
J1	23.1	0.040	0.016	277.0	26.7
S2	12.0	0.030	0.007	308.0	11.8
NO1	24.8	0.029	0.018	20.6	38.0
UPS1	21.6	0.023	0.017	138.0	54.8
ETA2	11.8	0.020	0.007	48.3	18.3

Se puede observar que los resultados obtenidos utilizando toda la serie de datos de 2016 (ver Tabla 6-11) son muy similares a los obtenidos en el trabajo de maestría (ver Tabla 6-12). Sin embargo, al utilizar sólo los datos horarios de enero y febrero (ver Tabla 6-13) los resultados tienen diferencias apreciables, como por ejemplo: la amplitud de la componente K1 resulta preponderante con un valor de 20.5 cm lo cual no se corresponde con lo ocurrido en los otros dos casos. Lo anterior es importante tenerlo en cuenta en el momento de analizar la marea en la estación Atracadero.

En la tabla que se muestra a continuación se encuentran las componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Nueva Palmira. Dicha estación es de interés por ser la más cercana a la estación Atracadero, aguas arriba en el Río Uruguay.

Tabla 6-13 Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Palmira a partir de datos horarios de 2016.

Componente	Periodo (horas)	Amplitud (m)	Ampl_error (m)	Desfase de Greenwich (°)	Fase_error (°)
M2	12.4	0.053	0.002	310.0	1.4
O1	25.8	0.043	0.003	294.0	3.5
K1	23.9	0.029	0.002	99.0	4.7
S1	24.0	0.026	0.003	152.0	6.4
N2	12.7	0.020	0.002	268.0	4.3

En la Tabla 6-14 se muestran las componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Conchillas (17). Se cree que el análisis realizado en este punto será buen indicador por encontrarse aguas debajo de Carmelo en el Río de la Plata y relativamente cerca.

Tabla 6-14 . Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Conchillas realizado con datos de junio a diciembre de 2009 (17).

Componente	Periodo (h)	Amplitud (m)	Amp_err (m)	Fase (°)	Fas_err (°)
M2	12,42	0,163	0,012	248,0	4,62
O1	25,82	0,116	0,024	241,0	12,11
N2	12,66	0,061	0,013	207,0	10,41
M4	6,21	0,007	0,002	15,0	20,39

Se tomaron de referencia las últimas dos estaciones analizadas, ya que Atracadero se encuentra en un punto entre medio de las mismas. Las componentes preponderantes en ambos casos son la M2 y la O1, teniendo en Nueva Palmira amplitudes que no alcanzan la mitad del valor que tienen en Conchillas. Es esperable que en Atracadero éstas sean las componentes predominantes y tengan amplitudes que sean menores que en Conchillas y mayores que en Nueva Palmira.

Se optó por analizar los datos de Atracadero del periodo de setiembre a diciembre debido a que es el de mayor extensión, y como se ha visto, el largo de la serie influye en la calidad de los resultados.

Tabla 6-15 Componentes teóricas de la marea astronómica en la estación de Atracadero a partir de datos cada media hora de setiembre a diciembre de 2016.

Componente	Periodo (horas)	Amplitud (m)	Ampl_error (m)	Desfase de Greenwich (°)	Fase_error (°)
M2	12.4	0.115	0.005	291.0	2.6
O1	25.8	0.075	0.010	284.0	7.2
K1	23.9	0.047	0.009	66.5	10.7
N2	12.7	0.043	0.005	244.0	7.7
UPS1	21.6	0.034	0.009	313.0	14.5

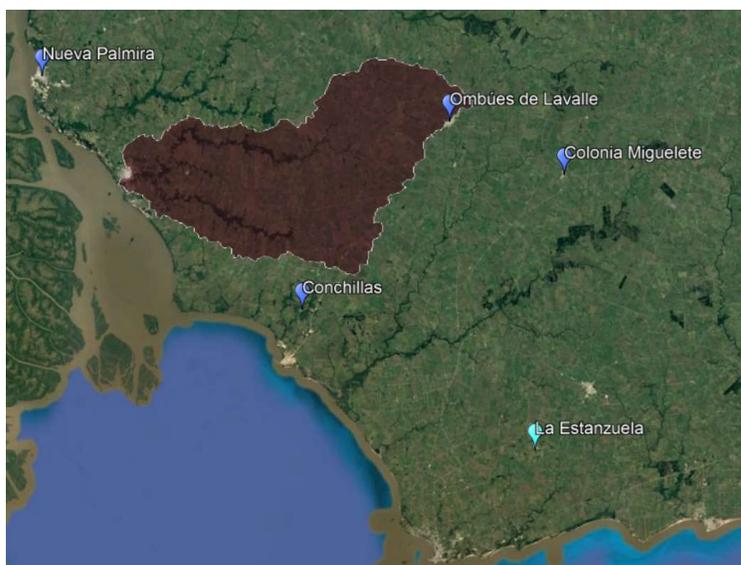
Como era esperado las dos componentes predominantes son M2 con amplitud de 11.5 cm (mayor a 5.3cm (Palmira) y menor a 16.3cm (Conchillas)) y O1 con amplitud de 7.5 cm (mayor a 4.3cm (Palmira) y menor a 11.6cm (Conchillas)).

En conclusión, el análisis de la incidencia de la marea astronómica en las estaciones en estudio muestra que realizar la exploración de datos con niveles promedio diarios es acertado, ya que las fluctuaciones de la marea durante el día debido a las componentes astronómicas no parece ser significativa.

## 6.9 EVENTO DE VALIDACIÓN DEL MODELO

Para realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo NRCS, se simuló el evento del 2016 ya que es el único caso en que se cuenta con la mancha de inundación relevada, y por lo tanto se puede comparar con los resultados que arroje el modelo (ver sección 7.1).

Para modelar dicha inundación fue necesario definir la tormenta ocurrida, y como no se cuenta con datos horarios de precipitación en la cuenca de interés, se consideraron los datos horarios de la Estación Automática Meteorológica de INIA La Estanzuela, la cual está ubicada a un promedio de 50 km de la cuenca de estudio (ver Figura 6-64). El hecho de tomar en cuenta los datos de un pluviómetro más lejano se debe a que el evento de esa fecha fue regional, no una tormenta convectiva, lo que se corrobora observando que la precipitación de ese día en La Estanzuela fue de 157 mm, y que, a su vez, en todos los pluviómetros de la zona la precipitación superó los 150 mm, siendo la precipitación media diaria de la cuenca 181 mm.



*Figura 6-64. Ubicación de la Estación Automática Meteorológica INIA La Estanzuela.*

Se le adjudicó a la precipitación diaria de la cuenca de estudio la forma de la tormenta de La Estanzuela, y luego esa tormenta generada fue usada como input en el método NRCS (descrito en la sección 7.1).

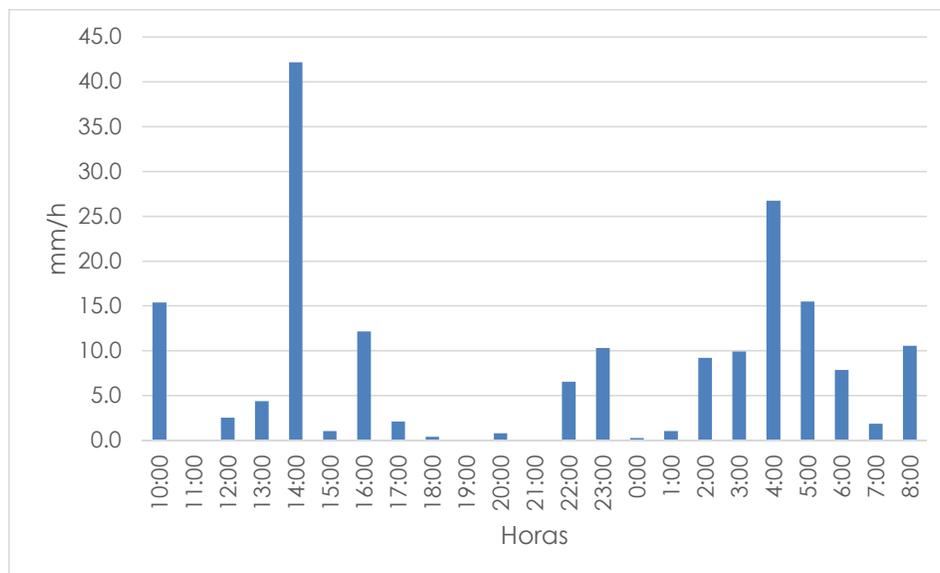


Figura 6-65. Hietograma de precipitación del evento del 15-16 de abril de 2016 en Carmelo a partir de precipitación horaria en la Estanzuela.

En la sección 7.3.2 se comentan los resultados obtenidos tras haber modelado la situación del 2016.

Se considera importante comentar que también se estudió otra alternativa para poder representar la tormenta del evento de 2016, la cual no resultó fructífera. La idea consistía en tomar como válido lo que la población carmelitana recordara sobre la duración de la tormenta. Luego, conociendo la precipitación diaria del evento, determinar la intensidad de la tormenta. Utilizando las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) se podía calcular el periodo de retorno asociado a dicho evento, y usar este dato como punto de partida para aplicar el método NRCS (ver sección 7.1), y poder obtener un hidrograma de crecida. Lo anterior guardaba ciertas hipótesis:

- Utilizar las curvas IDF (realizadas a partir de datos de 1906 a 1980) para la estimación del periodo de retorno.
- No se toma en cuenta la forma de la tormenta, sólo el periodo de retorno de la misma.

Cabe añadir que la primera hipótesis no resultaba muy fuerte dado lo concluido en la sección 6.4.6.

El problema encontrado al intentar ir por este camino fue que los vecinos de Carmelo estimaban que la tormenta había durado entre 6 y 12 horas, y esto generaba una variación de periodo de retorno asociado que va de 3793 a 330 años, respectivamente. Esto hizo que perdiera el sentido usar esta alternativa para estudiar el evento de 2016.

## 7 MODELO HIDROLÓGICO E HIDRODINÁMICO

---

### 7.1 MÉTODO NRCS

El método del NRCS (ex SCS), desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los EE. UU, permite estimar el hidrograma de crecidas asociado a un evento extremo para pequeñas cuencas no aforadas, a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad.

A efectos de los cálculos, puede suponerse que el método está compuesto por tres etapas. La primera etapa es la construcción de una tormenta de diseño, la segunda etapa es la estimación de la precipitación efectiva y la tercera etapa es la determinación del hidrograma de avenida por medio del hidrograma unitario. Estas etapas se aplican de manera sucesiva hasta llegar al hidrograma de crecida.

La tormenta de diseño debe ser de intensidad variable, y para su construcción se utilizará el método del bloque alterno, a excepción de la simulación de la tormenta de 2016, para la cual ya se tiene un hietograma (ver sección 6.9). Para implementar el método de bloque alterno se requiere como parámetros de entrada: la ubicación y el área de la cuenca (necesarios a la hora de utilizar las curvas IDF), el tiempo de concentración de la cuenca y el periodo de retorno del evento.

La segunda etapa es donde se aplica el Método del Número de Curva, para el cual es necesario determinar este parámetro.

Por último, para la obtención del hidrograma de crecida se construye un hidrograma unitario triangular, que depende de la duración de la tormenta, del tiempo de concentración de la cuenca y del área de la misma.

#### 7.1.1 Curvas IDF

Como ha sido comentado en secciones anteriores, a partir de las curvas IDF se determina la precipitación máxima asociada a una duración, un periodo de retorno y un punto del Uruguay donde se quiera calcular. Dado el lugar para el cual se quiere realizar el estudio, es que se obtiene un dato llamado  $P_{(3,10,p)}$ , que es la precipitación de 3 horas de duración, 10 años de periodo de retorno para el punto "p" del Uruguay. Este dato se obtiene de un mapa de isoyetas realizado, que para la cuenca de estudio el valor es 82.5 mm.

#### 7.1.2 Parámetros del modelo

##### 7.1.2.1 Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se decide utilizar el método de Ramser Kirpich. Este método es válido para cuencas con flujo concentrado, es decir, luego de que una gota de lluvia alcanza el terreno, la misma escurre rápidamente hacia un curso de agua. La Cuenca del arroyo de las Vacas, al igual que el resto de las cuencas del Uruguay, se caracteriza por presentar flujo concentrado el cual está asociado directamente a las características topográficas. Lo formula recomendada por Kirpich es la siguiente:

$$T_c = 0.4 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

- $T_c$  es el tiempo de concentración en horas.
- $L$  es la longitud hidráulica en planta del cauce principal (km).
- $S$  es la pendiente del cauce principal.

La longitud hidráulica de la cuenca se determina utilizando el software Qgis. Considerando la distancia desde el punto de cierre hasta el punto más aguas arriba del cauce principal se obtiene que:  $L = 82.9 \text{ km}$

Por otro lado, es necesario calcular la pendiente del cauce principal. Para esto se decide considerar dos formas distintas de hacerlo, mediante el método de la pendiente media por extremos y mediante el método de la pendiente media por velocidad.

El cálculo de la pendiente media por extremos considera que la pendiente del cauce principal está dada por:  $S = \frac{H}{L}$ , donde  $H$  representa la diferencia de nivel entre los extremos del cauce principal. De esta forma se obtiene que:  $S = 0.136\%$

A partir de este valor de pendiente, se calculó el tiempo de concentración, el cual resulta ser 25.6 horas.

Esta forma de cálculo no toma en cuenta las posibles variaciones de pendiente que puedan existir naturalmente en el cauce principal. Es por esto que se decidió calcular la pendiente del cauce principal utilizando el método de pendiente media por velocidad. Para esto es necesario considerar tramos del cauce principal que tengan aproximadamente la misma pendiente media por extremos.

En la Figura 7-1 se aprecia el perfil del cauce principal en función de la distancia al punto de inicio de dicho cauce, así como también los tramos considerados. Como se observa en dicha figura, existen tres claros tramos con distinta pendiente, por lo que se cree más adecuado calcular la pendiente media por velocidad para representar mejor la condición del cauce, y a partir de ésta hallar el tiempo de concentración de la cuenca.

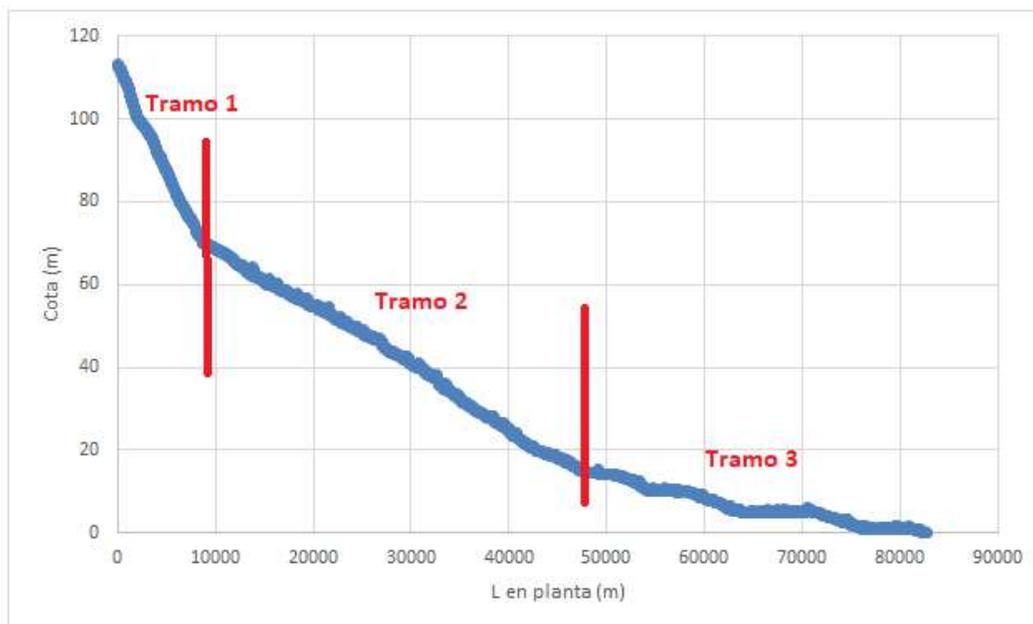


Figura 7-1. Tramos para el cálculo de la pendiente media por velocidad.

La fórmula considerada por dicho método es la siguiente:

$$S = \left( \frac{L}{\sum \frac{L_i}{S_i^{0.5}}} \right)^2$$

Siendo:

- $L_i$  la longitud hidráulica en planta del cauce principal en el tramo  $i$
- $S_i$  la pendiente por extremos del tramo  $i$ .

Se obtiene que la pendiente media por velocidad es  $S = 0.086\%$ .

Para dicha pendiente, el tiempo de concentración resulta de 30.8 horas, y a partir de este se hará el análisis de sensibilidad (ver sección 7.3).

### 7.1.2.2 Numero de Curva

Para poder determinar el número de curva para la aplicación del método del NRCS es necesario conocer los usos del suelo, así como también los grupos hidrológicos dentro de la cuenca.

Los grupos hidrológicos fueron clasificados por el NRCS en:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Estos grupos hidrológicos permiten distinguir fundamentalmente la capacidad de percolación/infiltración de los suelos de la cuenca. Cuanto mayor es el porcentaje de arenas de un suelo (GRUPO A) más pequeño será el NC y por lo tanto más pequeño el volumen de escurrimiento. Por el contrario, suelos arcillosos presentan bajos niveles de permeabilidad, baja infiltración y por tanto altos volúmenes de escurrimiento. (13)

En la Figura 7-2 se aprecian los distintos grupos hidrológicos presentes en la cuenca.

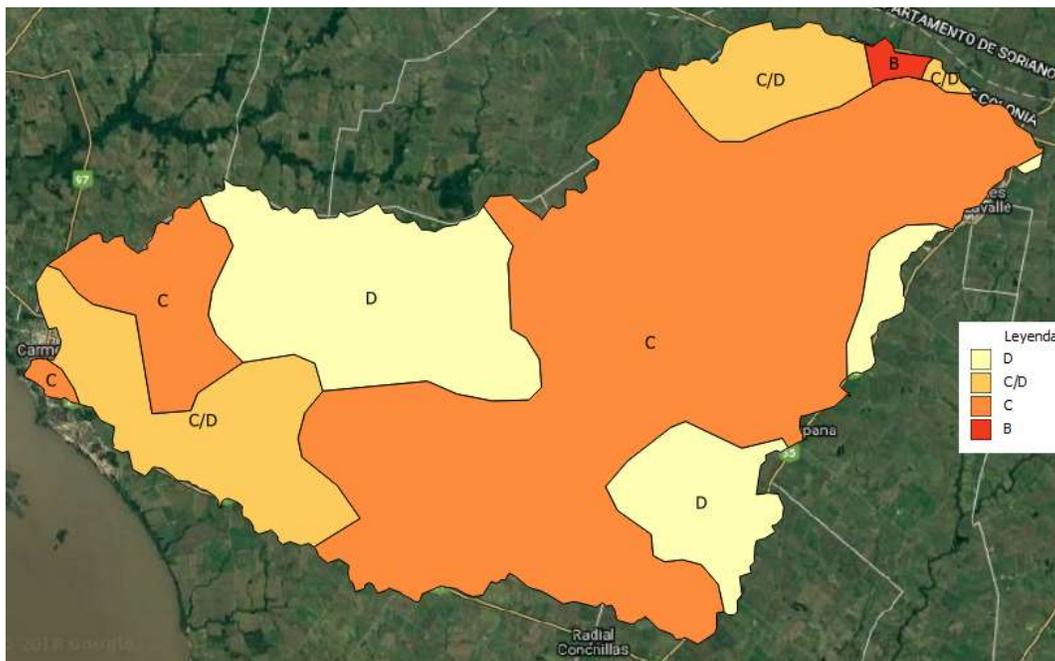


Figura 7-2. Grupos hidrológicos en la cuenca de estudio.

El porcentaje de área ocupada por cada grupo en función del área de la cuenca se indica en la siguiente tabla.

Tabla 7-1. Área ocupada por cada grupo hidrológico.

Grupo hidrológico del suelo	Área ocupada por cada Grupo Hidrológico (km <sup>2</sup> )
A	0.0
B	3.9
C	458.9
D	166.5
C/D	115.1

Tal y como se aprecia en Figura 7-2 el grupo hidrológico predominante dentro de la cuenca es el C.

Por otro lado, en la Figura 7-3 se mapean los usos de suelo dentro la cuenca de estudio.

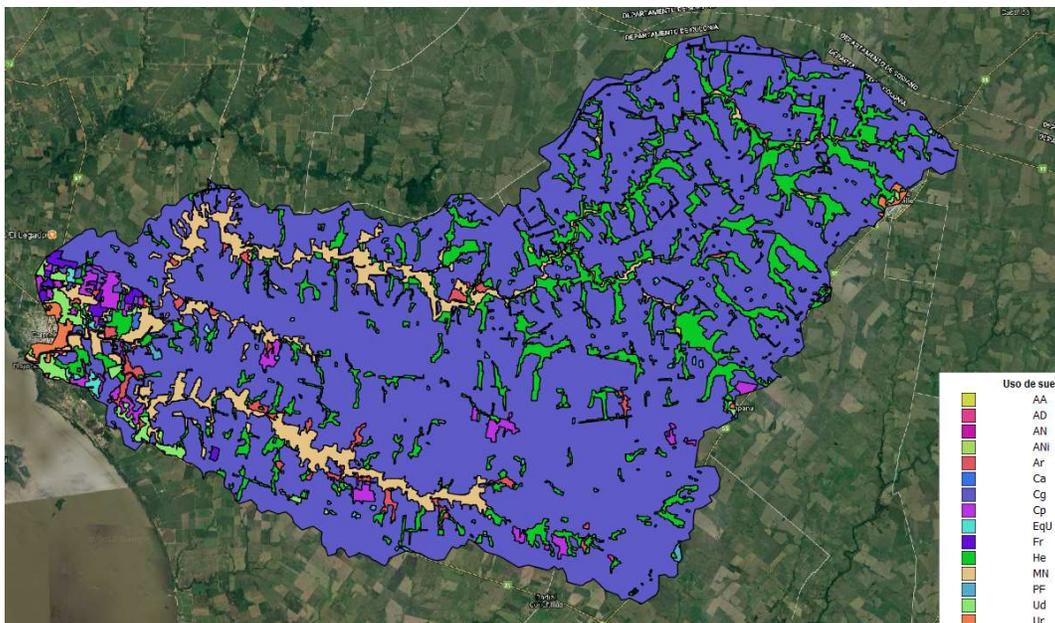


Figura 7-3. Usos de suelo en la cuenca de estudio.

Dado que se tiene una gran cantidad de usos de suelo se trató de agrupar aquellos que por su descripción son similares. De esta forma, los principales usos de suelo considerados son

- Cultivos > 4-5 ha (Cg).
- Arbustos (Ar) y Herbáceos naturales (He).
- Monte nativo (MN) y Plantación forestal (Pf).
- Areas Urbanas Dispersas (Ud).
- Cultivos Regados y de Secano (Cp).

Existen otros usos de suelo que se encuentran en la Figura 7-3 que debido a que ocupan un área muy pequeña con respecto al área de la cuenca (menos del 1 %) no fueron considerados.

En la siguiente tabla se indica el área ocupada por cada uso de suelo.

Tabla 7-2. Área ocupada por cada uso de suelo.

Usos de suelo	Área ocupada por cada uso de suelo (km <sup>2</sup> )
Cg	567.0
Ar y He	102.1
MN y PF	48.3
Ud	12.0
Cp	15.0

Visto que se tiene más de un uso de suelo y más de un grupo hidrológico en la cuenca, se realiza un promedio ponderado por el área para determinar el valor del número de curva que mejor caracteriza a la cuenca.

En la Tabla 7-3 se pueden observar los distintos números de curva considerados, teniendo en cuenta los usos de suelo, los grupos hidrológicos y que se toma como mala la condición hidrológica del cultivo por ser el más conservador. Éste criterio será justificado en la sección 7.3.2. Por otro lado, y siguiendo el mismo razonamiento, para los usos de suelo Cg y Cp se decidió elegir hileras rectas como tipo de tratamiento o método.

Tabla 7-3. Número de curva asociado al uso de suelo y al grupo hidrológico. (13)

		Usos de suelo							
		Cultivos en hileras (sorgo, soja y maíz)		Hierba con baja densidad y arbustos	Bosques (cubierta pobre)		38% impermeable	Granos pequeños (trigo, avena, cebada)	
		Cg		Ar y He	MN y Pf		Ud	Cp	
Tratamiento o método	Hileras rectas	----		----	----		----	Hileras rectas	
	Condición hidrológica	Mala	Buena	----	Mala	Regular	----	Mala	Buena
Grupo hidrológico del suelo	A	72	67	30	45	36	61	65	63
	B	81	78	58	66	60	75	76	75
	C	88	85	71	77	73	83	84	83
	D	91	89	78	83	79	87	88	87
	C/D	89.5	87	74.5	80	76	85	86	85

Considerando lo visto en el párrafo anterior y el área ocupada por cada grupo hidrológico y por cada uso de suelo, se obtiene, a partir de un promedio ponderado por el área, que el número de curva teórico de la cuenca del arroyo de las Vacas es:

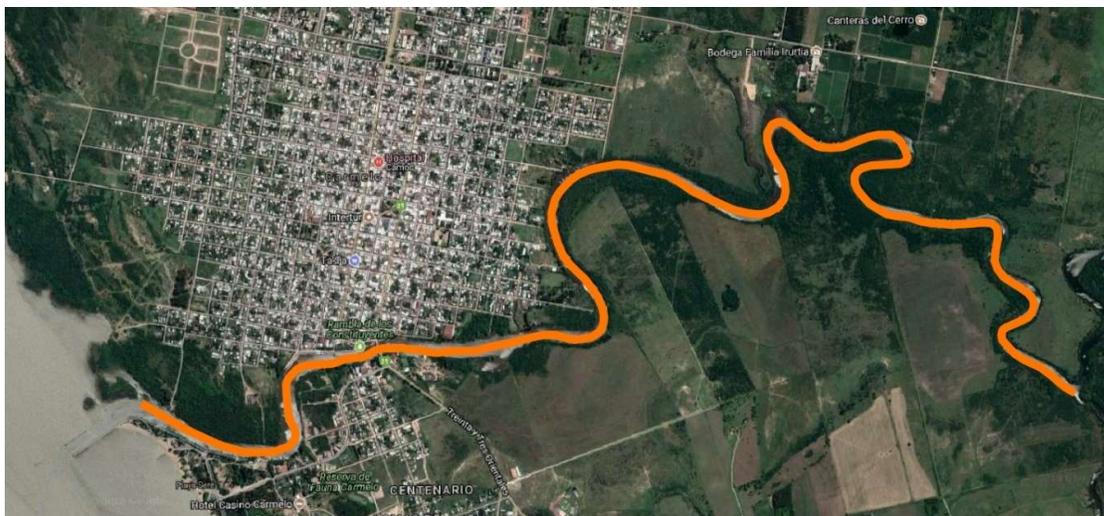
$$NC = 85$$

## 7.2 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIDRODINÁMICO

En las siguientes secciones se desarrollará cómo se realiza el modelo unidimensional del arroyo de las Vacas con el objetivo de generar zonas de inundación para distintos períodos de retorno. Para esto utilizó el software libre HEC-RAS versión 5.0.3 desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers).

### 7.2.1 Elección del tramo a modelar

Para poder modelar el arroyo de las Vacas adecuadamente hay que definir previamente cuáles serán los límites de tramo a modelar. El mismo mide aproximadamente 8.2 km y puede observarse pintado en naranja en la Figura 7-4.



*Figura 7-4. Tramo del arroyo de las Vacas a modelar.*

La elección de dicho tramo se justifica, en primer lugar, teniendo en cuenta que es muy importante que la condición de borde aguas arriba afecte lo menos posible a la zona de estudio (parte urbana de Carmelo), y por esta razón es que debe de encontrarse suficientemente lejos. Se realizó una verificación de la incidencia de la condición de contorno impuesta aguas abajo, para ratificar que el tramo modelado es suficientemente extenso (ver sección 7.2.9).

A su vez, como se puede observar en la Figura 7-4, en la sección inicial converge un afluente del arroyo de las Vacas, llamado el arroyo de Juan González. De haber considerado un tramo más largo al elegido, se habría tenido que complejizar el modelo, teniendo que considerar el aporte de este arroyo como un aporte lateral, debido a la importancia de la cuenca de este arroyo en la cuenca total (entre la tercera y la cuarta parte aproximadamente).

Se debe tener presente que la cuenca de estudio, a partir de la cual se halla el hidrograma de caudal a imponer como condición de borde en el modelo, tiene como punto de cierre la desembocadura del arroyo en el Río de la Plata. Dado que en la sección más aguas arriba donde se impone la condición de caudal se encuentra a 8.2 km, se está sobreestimando el caudal impuesto (quedando del lado de la seguridad).

### **7.2.2 Secciones del modelo**

Para realizar el modelo hidrodinámico es necesario conocer la batimetría del cauce principal. Para esto se realizó una salida de campo la cual se encuentra descrita en la sección 17.2. Las secciones relevadas en el trabajo de campo que se utilizaron en el análisis hidrodinámico se presentan en la Figura 7-5.

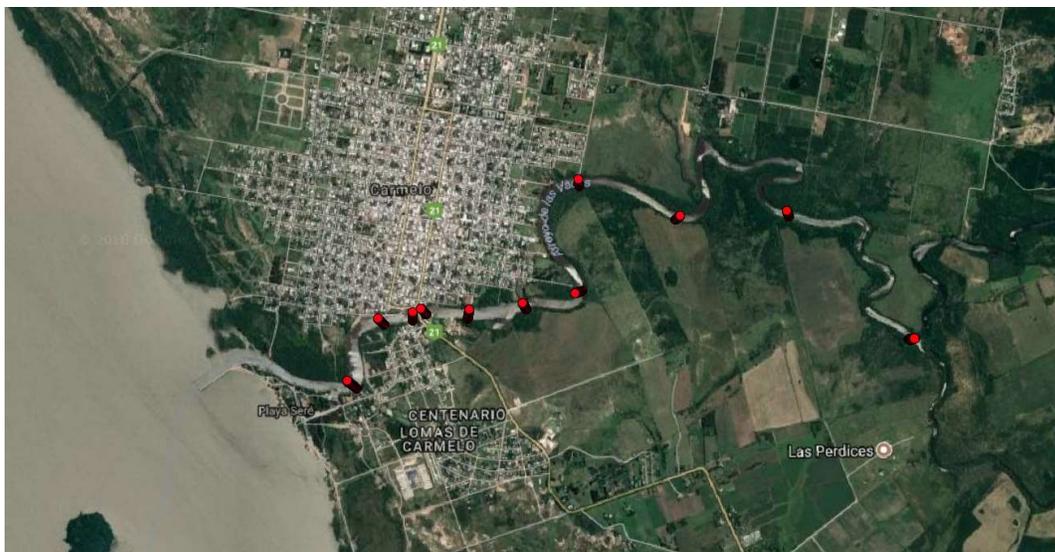


Figura 7-5. Secciones relevadas utilizadas en el modelo.

Luego de obtener las secciones relevadas se referenciaron al cero oficial. Se obtuvieron las cotas de pelo de agua en cada una de las secciones utilizando un GPS diferencial.

Para una misma sección se midieron varios puntos de cota, los cuales no presentan grandes diferencias entre sí (la diferencia mayor de cota es de 0.12 centímetros), es por esto que se decidió utilizar el valor promedio de estos para representar la cota de cada sección. Existieron algunas secciones en las cuales el GPS no funcionó correctamente (como por ejemplo en las dos secciones más cercanas al puente), no pudiéndose medir la cota de pelo de agua. Para poder obtener dicho valor se grafican los valores promedios de cotas de pelo de agua del resto de las secciones y utilizando la recta que mejor aproxima a dichos valores se calcula la cota en la sección deseada. Se considera que las secciones están ubicadas a una distancia "x" (progresiva) de la desembocadura. Dicha gráfica puede apreciarse en la Figura 7-6.

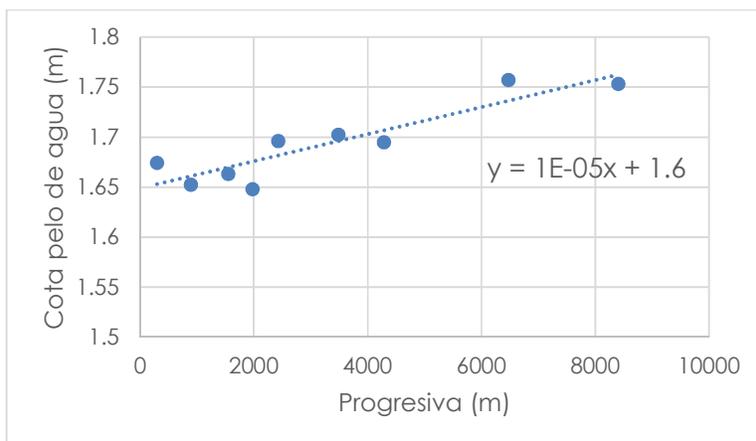


Figura 7-6. Cota de pelo de agua en las secciones

Es importante mencionar que la sección dentro del cauce principal debe de ser perpendicular a la tangente del cauce, puesto que el software utilizado interpreta que el ancho del arroyo es el largo de la sección.

A partir de las secciones se definen las planicies de inundación, las cuales deben ser representativas del área de inundación asociada a cada sección, por lo que es muy importante que las mismas no se intercepten, puesto que se estaría considerando dos veces una misma zona. Para lograr que las planicies de inundación fueran representativas de la realidad se analizó como podría desplazarse el agua ante un evento de inundación. Existieron ciertas planicies que fueron inclinadas para evitar la intersección entre secciones y entre tramos del arroyo. Esto último está muy vinculado a la cantidad de meandros que tiene el arroyo de las Vacas lo cual puede constatarse en la Figura 7-4.

La altimetría de las planicies de inundación fue definida a partir del MDT generado (ver sección 6.1)

Al modelo también es necesario indicarle la distancia entre dos secciones consecutivas, para que se pueda calcular la pérdida de carga distribuida entre las mismas y definir el área de inundación asociada a cada una. Dicha distancia debe de indicarse tanto para el cauce principal, como para las planicies de inundación. Para el cauce principal se decidió considerar el tramo central del mismo. Para el caso de las planicies es necesario analizarlas por separado en función de su ubicación con respecto al canal principal (izquierda (LOB) y derecha (ROB)). Las distancias entre una planicie y la planicie aguas abajo se midieron utilizando el programa QGIS, considerando los extremos de las planicies definidas.

En la siguiente imagen se muestran las secciones consideradas en el modelo hidrodinámico.



Figura 7-7. Secciones consideradas en el modelo hidrodinámico.

### 7.2.3 Obstrucciones

Para poder representar las edificaciones o estructuras por donde el agua no puede fluir, y por ende zonas no efectivas para el movimiento del agua, se eligió considerar elementos que el software llama "obstrucciones". Las obstrucciones generan una disminución de la sección útil en la cual el agua puede moverse. Además, el modelo considera un parámetro de adherencia cuando el agua alcanza una obstrucción, el cual es utilizado para calcular las pérdidas de carga en cada planicie. Esto afecta la cota máxima a la cual llega el agua en cada sección.

Para simplificar el modelo, se colocó una obstrucción por cada cuadra que una sección atravesara, siendo la extensión de la obstrucción igual a la de la cuadra atravesada.

### 7.2.4 Rugosidad de fondo y de las planicies de inundación

En el modelo es necesario ingresar el número de Manning tanto para el canal principal como para la planicie de inundación.

Para el canal principal, se decidió escoger un rango de valores dado por las siguientes clasificaciones:

- Canal limpio, serpenteante, con algunos pozos, bancos de arena, matorrales, piedras, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.
- Canal limpio, serpenteante, con algunos pozos, bancos de arena, matorrales y bastantes piedras.
- Canal con tramos lentos, malezas y pozos profundos.

Dichas clasificaciones fueron escogidas en base a las dos salidas de campo realizadas. Dado que las características del canal principal son relativamente

similares a lo largo del tramo modelado se decidió utilizar un único rango. Se buscó que el rango elegido abarque el valor mínimo y máximo de la clasificación mencionada.

Para el caso de las planicies de inundación, dado que existen distintas coberturas (pasto, monte, suelo urbano) se colocaron distintos valores en función de las características del terreno. Para el caso de la zona urbana se decidió colocar un número de Manning elevado (utilizando el rango de valores dado por la categoría de árboles considerada). Si bien, en todas las secciones que se encuentran sobre la trama urbana se definieron a las edificaciones como obstrucciones, se eligió colocar un número de Manning elevado, buscando representar las grandes dificultades que se le presentan al agua para desplazarse sobre la zona en cuestión.

En la siguiente tabla se presentan el rango de valores de número de Manning's considerados:

*Tabla 7-4. Número de Manning's considerados.*

		n mínimo	n normal	n máximo
Características de la planicie de inundación	Canal principal	0.04	0.06	0.08
	Montes tupidos	0.08	0.10	0.12
	Pasturas	0.025	0.033	0.05
	Ciudad	0.08	0.10	0.12

### **7.2.5 Condición de contorno aguas abajo**

Al momento de realizar el modelo hidrodinámico fue necesario considerar la existencia del estuario como condición de borde aguas abajo, ya que el flujo de agua del arroyo de las Vacas es subcrítico, está gobernado desde aguas abajo.

Para modelar la desembocadura se buscó simular una sección infinitamente larga, y para esto se ingresó una sección rectangular suficientemente amplia en esa dimensión. Para evitar inestabilidades del modelo cuando se ingresan caudales bajos, fue necesario dejar una pequeña porción de la sección con una profundidad mayor a la que se tenía en el resto de la sección.

La transición entre el arroyo y el estuario se modeló colocando una sección justo en la desembocadura cuya batimetría del cauce sea igual a la de la sección inmediatamente aguas arriba y cuya planicie de inundación sea infinitamente larga con una cota dada por la cota que existe en la costa al Río de la Plata. Para construir la sección del cauce en la desembocadura se traslada la batimetría de la sección inmediatamente aguas arriba considerando la distancia que las separa y la pendiente del arroyo  $S=0.086\%$  (calculada en el apartado 7.1.2.1).

### **7.2.6 Puente existente**

La ciudad de Carmelo se caracteriza por tener un puente giratorio el cual es una gran atracción turística. El mismo se encuentra en el tramo a ser modelado y deberá de ser considerado en el análisis. Es por esto que el día en que se realizó el trabajo se campo se relevaron dos secciones muy cercanas al mismo, una inmediatamente

agua arriba y otra inmediatamente aguas abajo. Ambas secciones pueden verse en la Figura 7-8.



Figura 7-8. Secciones aguas arriba y aguas abajo del puente.

Para ingresar el puente en el modelo hidrodinámico se utilizan los planos del mismo para conocer la geometría, pilares y estribos.

En la siguiente imagen se ilustra el puente existente ingresado al modelo junto con la alcantarilla que se encuentra en la ruta 21.

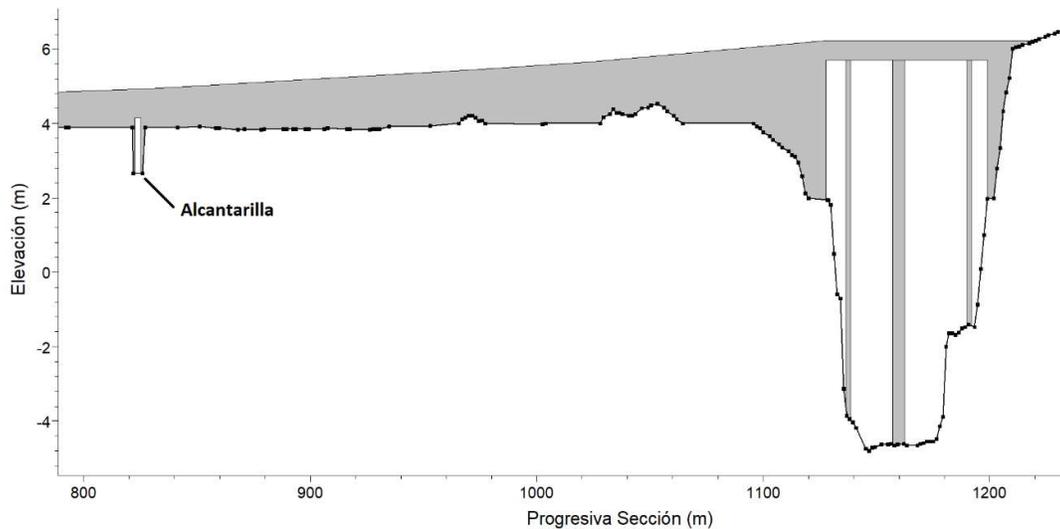


Figura 7-9. Modelo del puente y alcantarilla de ruta 21.

### 7.2.7 Modelo Unidimensional Resultante

Luego de haber ingresado todas las secciones, el puente y las obstrucciones, el modelo unidimensional resultante puede apreciarse en la Figura 7-10.

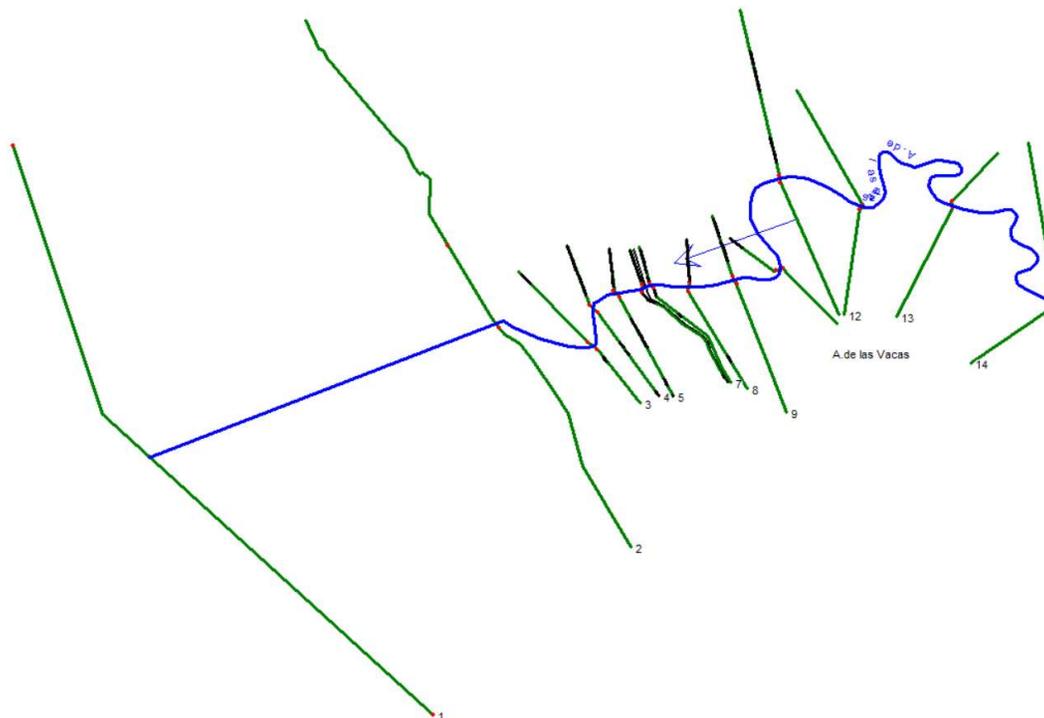


Figura 7-10. Secciones ingresadas en el modelo.

### 7.2.8 Validación del modelo con caudales bajos

La primera verificación que se realizó está basada en los datos que se obtuvieron en campo. La idea es comprobar que para el caudal medido por el ADCP (ver 17.2) se alcancen los valores de cota de pelo de agua medidos en las distintas secciones. Para ello fue necesario colocar como condición de borde aguas abajo la cota de pelo de agua obtenida a partir de la Figura 7-6, la cual corresponde a 1.65 metros.

Es importante mencionar que en esta primera verificación del modelo se comprobó solamente que las características y geometría del cauce principal se aproximaran adecuadamente a la realidad. Debido a que el arroyo no estaba desbordado, esta validación no evalúa las planicies de inundación.

Los caudales medidos en las secciones con el ADCP se encuentran en un rango de 8 m<sup>3</sup>/s y 28 m<sup>3</sup>/s. La variación de los caudales en las distintas secciones es aleatoria, no pudiendo ser asociada a la propagación de ondas desde el Río de la Plata hacia aguas arriba en el arroyo. La razón de esta variación encontrada puede deberse a que el objetivo planteado en el relevamiento realizado fue estimar la batimetría del cauce y no los caudales, por lo que se hizo una sola pasada en cada sección. Por este motivo es que para la validación se consideró el valor medio de los caudales medidos como condición de borde aguas arriba. De esta forma y simulando la situación para flujo estacionario se tiene:

Tabla 7-5. Validación de las geometrías de las secciones.

		Cota pelo de agua (m)		
		Medición en campo (m)	Modelo	
			n min	n max
Secciones	14	1.75	1.65	1.67
	13	1.75	1.65	1.66
	12	1.70	1.65	1.66
	11	1.70	1.65	1.65
	10	1.70	1.65	1.65
	9	1.65	1.65	1.65
	8	1.66	1.65	1.65
	5	1.65	1.65	1.65
	3	1.67	1.65	1.65

Se puede observar en la Tabla 7-5 como la diferencia entre las cotas medidas con el GPS y las cotas calculadas para ambos números de Manning es baja. Por lo que se considera que el tramo del cauce modelado estaría representado correctamente la realidad.

### 7.2.9 Afectación de la sección inicial generada por la condición de borde aguas abajo.

El análisis de la curva de remanso está justificado por la existencia de niveles altos impuestos como condición de contorno aguas abajo, que puedan incidir en la primera sección aguas arriba, en la cual se impone la condición de caudal.

Se decidió analizar si para un caudal de Tr 1 año ( $Q \approx 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ) el nivel máximo utilizado para generar las zonas de inundación afecta la sección inicial del modelo. Dicho nivel corresponde a 1000 años de período de retorno y su valor es 4.92 m (medido desde el cero Oficial).

En la sección 6.6.3 se comprobó que para un nivel de 4 m y un caudal menor a 500  $\text{m}^3/\text{s}$  el nivel en la sección inicial estaría condicionado por el nivel impuesto aguas abajo. Por lo tanto, para 100  $\text{m}^3/\text{s}$  la afectación será aún mayor debido a que la cantidad de movimiento asociada al caudal disminuye en comparación con la de 500  $\text{m}^3/\text{s}$ . Por lo tanto, para analizar si genera o no afectación en el resultado final, se decide colocar una sección ficticia lo suficientemente aguas arriba de la sección 14 de forma tal que se garantice que la curva de remanso no alcanza dicha sección.

Para lograr esto se hace una copia de la sección mencionada (14), y se la coloca a una distancia de 15000 metros considerando el incremento de cotas debido a la pendiente del cauce.

Para dicho caso se coloca un caudal de entrada de 100  $\text{m}^3/\text{s}$  y se varía el nivel en el rango de 0.5 a 5 metros. Se comprueba que el nivel en la sección ficticia se mantiene invariado para todos los escenarios modelados, por lo tanto, se puede afirmar que el remanso no alcanza a la misma. Dicha situación puede constatarse en la Figura 7-11.

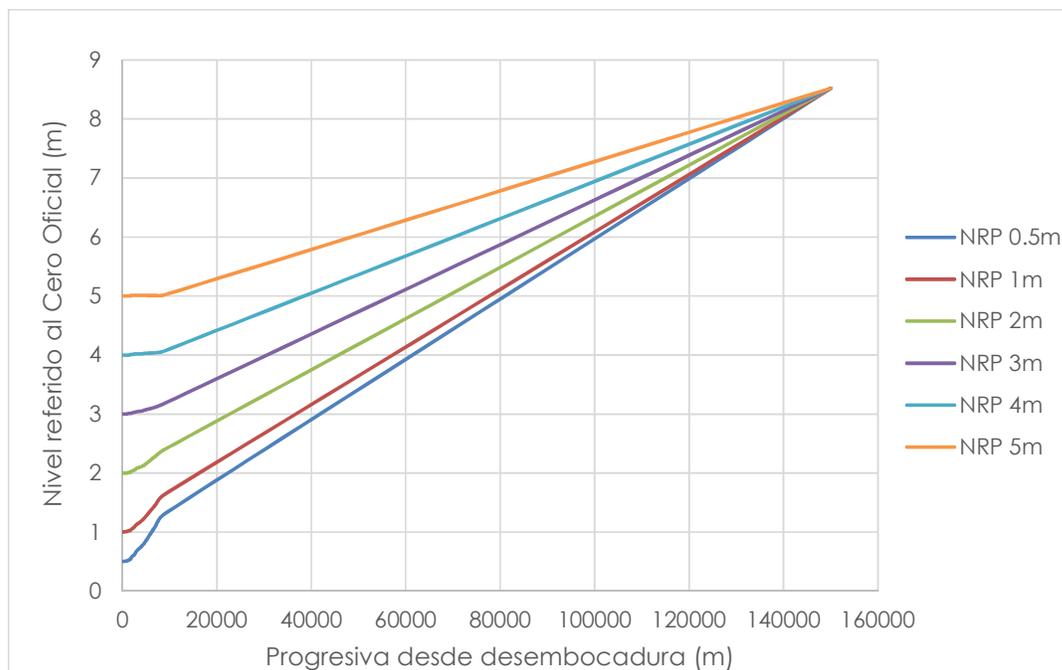


Figura 7-11. Niveles en las secciones del modelo considerando la sección ficticia para distintos niveles del Río de la Plata y un caudal de 100m<sup>3</sup>/s.

El nivel obtenido en la sección ficticia para un caudal de 100 m<sup>3</sup>/s y para todos los niveles impuestos aguas abajo es de 8,52 m.

El paso siguiente consiste en analizar si la afectación de la sección inicial original del modelo genera algún inconveniente a la hora de obtener las cotas de pelo de agua en las secciones del modelo.

Para esto, lo que se hizo fue a partir del modelo con sección ficticia, simular distintas combinaciones de caudales y niveles para obtener las cotas de pelo de agua en las secciones de interés. Luego, utilizando el modelo original (sin sección ficticia) se ensayaron los mismos escenarios y se compararon los niveles obtenidos en uno y otro caso. Dicha comparación arrojó que los niveles en las diferentes secciones con y sin sección ficticia son iguales. Por lo tanto, que el remanso producido por el nivel del Río de la Plata alcance la sección inicial del modelo no estaría siendo un problema al momento de calcular los niveles en las secciones para generar las zonas de inundación.

#### 7.2.10 Puente nuevo

Aguas arriba de la ciudad de Carmelo se proyecta construir un nuevo puente para que actúe como "bypass" de la misma.

La colocación del puente podría incidir en las condiciones hidrológicas e hidráulicas de la cuenca en estudio. Es por esto que se considera pertinente analizar las potenciales afectaciones que podría generar dicha infraestructura.

Cabe añadir que, para que el puente esté correctamente representado en el modelo, es necesario modificar el modelo digital de terreno presentado en la sección 6.1. Dicha modificación implica colocar en la franja de ubicación del puente

la cota de coronamiento. En la Figura 7-12 (en rojo) se puede apreciar el trazado del puente nuevo.



Figura 7-12. Trazado del nuevo puente sobre el arroyo de las Vacas.

En la siguiente imagen se ilustra el modelo del puente nuevo.

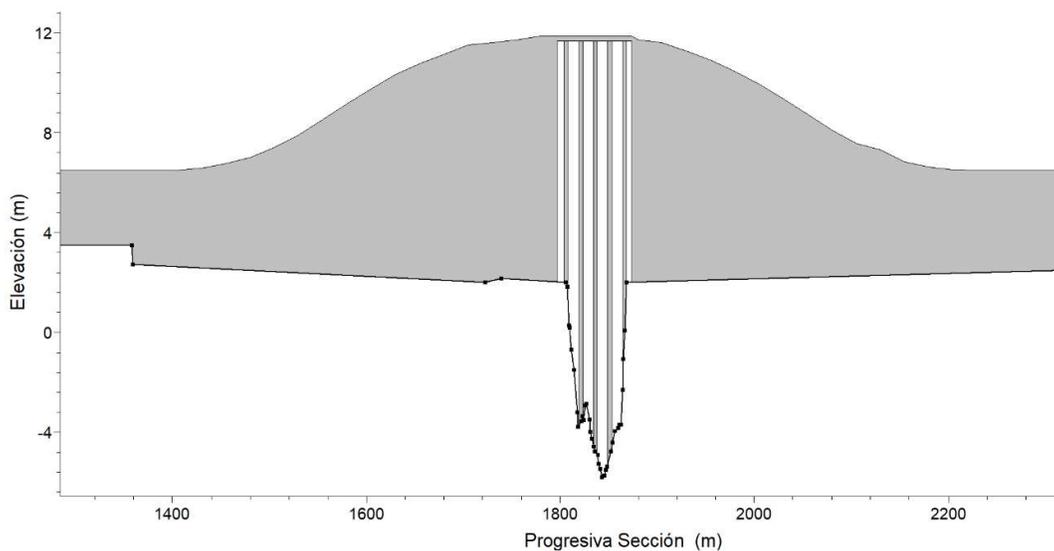


Figura 7-13. Modelo del puente nuevo.

## 7.3 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL MODELO

### 7.3.1 Sensibilidad a las obstrucciones

En esta sección se observa la sensibilidad del modelo al uso de obstrucciones para modelar las edificaciones, para un evento de periodo de retorno 1000 años, ya que el mismo genera mayor superficie inundada, y, por lo tanto, mayor incidencia de las obstrucciones. Se muestra a continuación una tabla que indica la cota de pelo de de

agua para distintas secciones del modelo, para diferentes combinaciones de condiciones de contorno de precipitación y nivel del Río de la Plata.

Tabla 7-6. Incidencia del uso de obstrucciones para representar las edificaciones en el modelo en un evento de Tr 1000 años.

	Tr precipitación (años)	Cota pelo de agua (m)								Diferencia máxima con y sin obstrucciones (cm)
		1000		500		250		10		
		Tr nivel RP (años)		2		4		100		
Obstrucciones	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO		
Secciones	11	5.74	5.69	5.69	5.64	5.59	5.54	5.03	4.99	5
	8	5.34	5.30	5.36	5.32	5.29	5.25	4.88	4.85	4
	5	4.19	4.13	4.70	4.66	4.75	4.71	4.64	4.61	6
	3	3.55	3.48	4.39	4.35	4.52	4.48	4.57	4.54	7

De lo anterior se concluye que las edificaciones modeladas como obstrucciones no generan mayores diferencias en cuanto al nivel en cada sección. De todas formas, se modelaron las edificaciones utilizando las obstrucciones, debido a que se cree que de esta forma se estaría representando mejor la realidad.

### 7.3.2 Sensibilidad a los parámetros del modelo

Tal como se presentó en la sección 7.1, el método NRCS requiere para su implementación de la definición de los parámetros Número de curva (NC) y tiempo de concentración (Tc). A su vez, como se presentó en la sección 7.2.4, el modelo hidrodinámico requiere la definición de la rugosidad de las superficies de fondo del cauce y de las planicies de inundación.

Se entiende que de haber tenido los datos suficientes hubiera sido esencial realizar la calibración y validación de dichos parámetros. En este caso, se cuenta con un único dato que es la mancha de la zona inundada en el evento de abril de 2016. Por lo que se procuró realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo, obteniendo como resultado la incidencia que tiene la elección de los mismos. Es decir, se estableció un rango de variación de los parámetros físicamente razonable, que luego se vio reflejado en un rango de variación de la mancha de inundación correspondiente al evento.

Respecto al parámetro número de curva, se estudió la sensibilidad en base a la variación del mismo por las condiciones antecedentes de humedad. O sea que se calcularon en base al número de curva (NC II) hallado en la sección 7.1.2.2, el NC III (condiciones de humedad antecedente máximas) y el NC I (condiciones de humedad antecedente mínimas), para establecer un rango de número de curva razonable.

La sensibilidad del hidrograma de caudal al aumento del número de curva puede verse reflejado en la Figura 7-14.

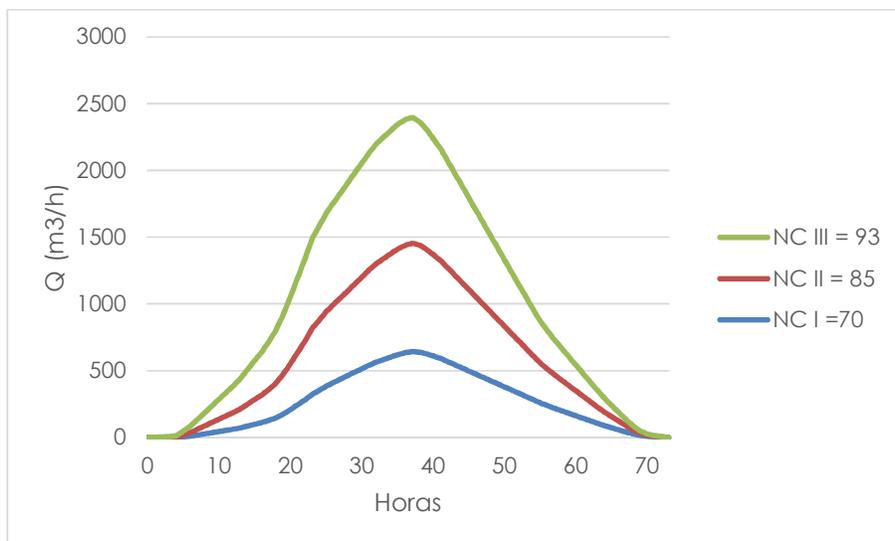


Figura 7-14. Hidrograma de caudales modificando el Número de Curva.

La siguiente tabla muestra cómo cambia la cota de pelo de agua (respecto al Cero Oficial) en algunas secciones del cauce principal, al variar el número de curva utilizado para calcular (mediante el método NRCS) el hidrograma de caudal introducido en el modelo como condición de contorno aguas arriba. Se dejan los otros dos parámetros fijos ( $T_c$  hallado en sección 7.1.2.1, y rugosidad del cauce y de las planicies medio).

Tabla 7-7. Sensibilidad al número de curva utilizado para construir el hidrograma de caudales con el método NRCS.

n medio	Tc Kirpich	Cota pelo de agua (m)		
		NC III	NC II	NC I
0seccione	11	4.33	4.14	3.60
	8	3.83	3.67	3.21
	5	3.45	3.34	3.00
	3	3.33	3.23	2.94

Por otro lado, un tiempo de concentración menor lleva a que la respuesta de la cuenca sea más rápida, haciendo que el hidrograma de caudales alcance un mayor valor de caudal en menor tiempo. La sensibilidad del hidrograma de caudal a la disminución del tiempo de concentración puede verse en la Figura 7-15. Lo que se hizo fue considerar un margen de  $\pm 20\%$  del tiempo de concentración calculado con Kirpich en la sección 7.1.2.1, dejando el resto de los parámetros fijos (ver Tabla 7-8).

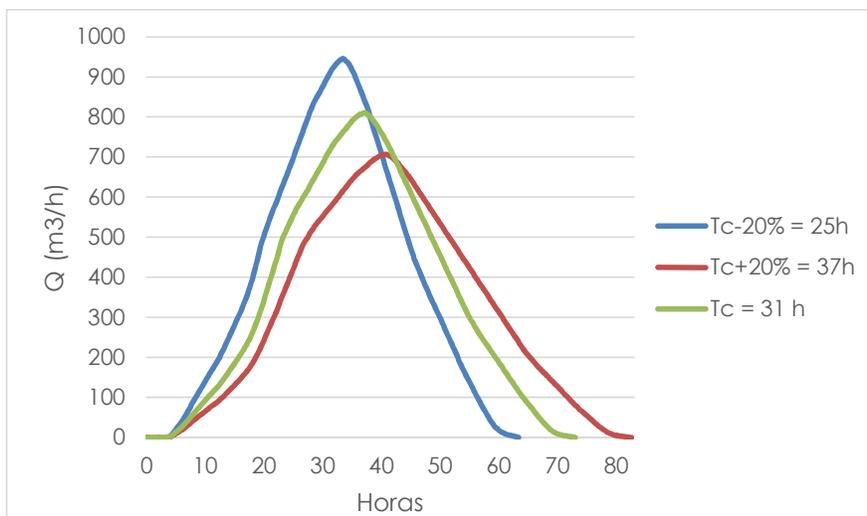


Figura 7-15. Hidrograma de caudales modificando el tiempo de concentración.

Tabla 7-8. Sensibilidad al tiempo de concentración de la cuenca utilizado para construir el hidrograma de caudales con el método NRCS.

Secciones	NC II medio	n	Cota pelo de agua (m)		
			Tc-20%	Tc Kirpich	Tc+20%
	11		4.38	4.14	4.02
	8		3.84	3.67	3.63
	5		3.26	3.34	3.34
	3		3.13	3.23	3.24

En cuanto al número de Manning, la sensibilidad se estudió dentro de los valores mínimos, medios y máximos presentados en la sección 7.2.4, tanto para el cauce principal como para las planicies de inundación, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7-9. Sensibilidad al número de Manning utilizado en el cauce principal y en las planicies de inundación.

Secciones	NC II Tc Kirpich	n	Cota pelo de agua (m)		
			n máximo	n medio	n mínimo
	11		4.60	4.14	3.62
	8		4.23	3.67	3.09
	5		3.78	3.34	2.90
	3		3.63	3.23	2.83

Finalmente, lo que se hizo fue combinar los parámetros estudiados de forma de dar con condiciones generales mínimas (NC I, Tc+20%, n mínimo), medias (NC II, Tc Kirpich, n medio), y máximas (NC III, Tc-20%, n máximo). Esto se refleja en la Tabla 7-10 y luego en las siguientes figuras (Figura 7-16, Figura 7-17 y Figura 7-18), donde se muestra la zona de inundación para las diferentes combinaciones de parámetros contrastada con la zona de inundación relevada por DINAGUA en el evento de 2016.

Tabla 7-10. Sensibilidad de las cotas de pelo de agua en diferentes secciones del cauce a condiciones mínimas, medias y máximas de los parámetros del modelo.

		Cota pelo de agua (m)		
		NC I Tc+20% n mínimo	NC II Tc Kirpich n medio	NC III Tc-20% n máximo
Secciones	11	3.17	4.14	5.07
	8	2.87	3.67	4.72
	5	2.85	3.34	4.01
	3	2.85	3.23	3.75

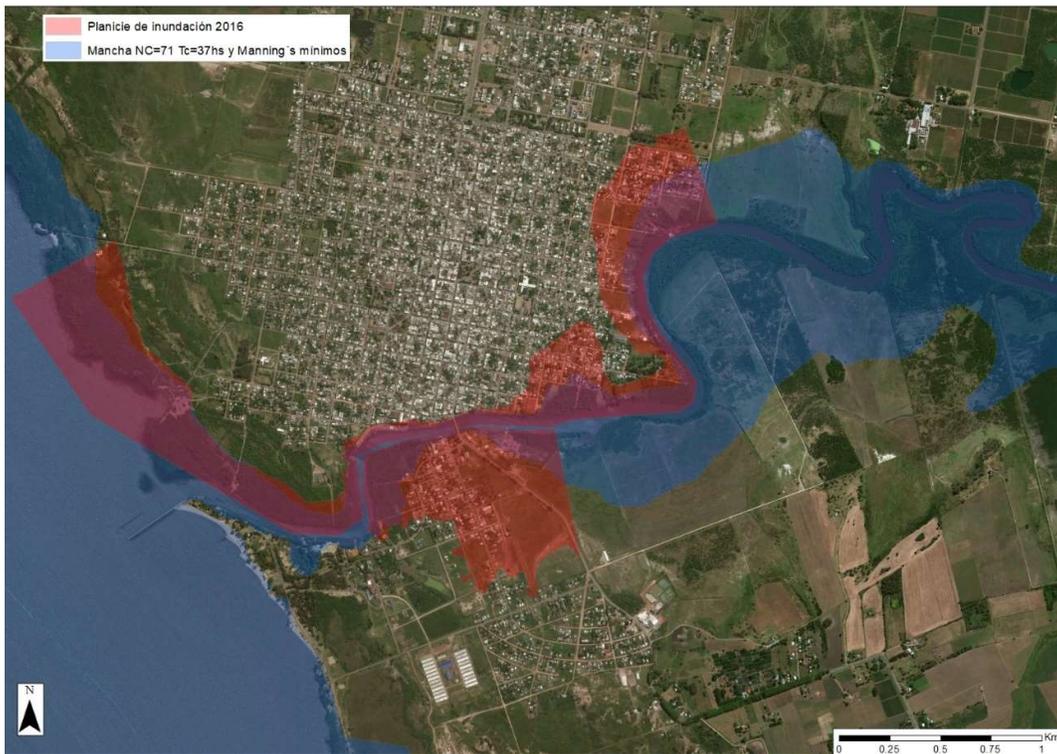


Figura 7-16. Zona de inundación del evento de 2016 con condición mínima de los parámetros del modelo (Tc, NC, n) comparada con la mancha relevada por DINAGUA.

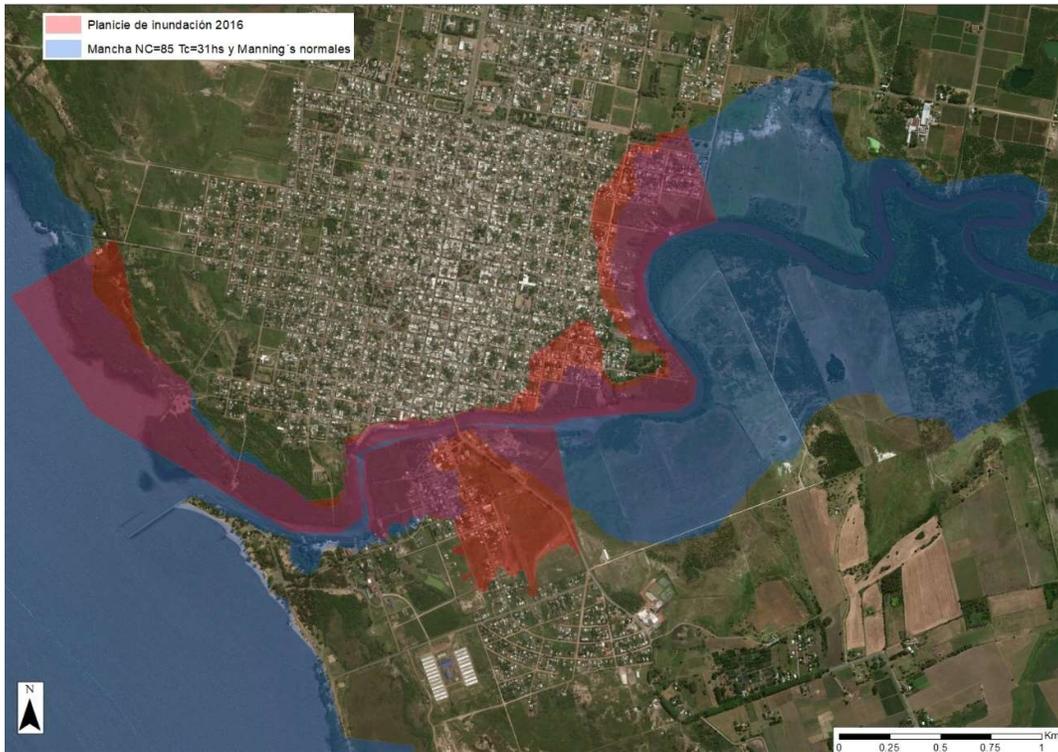


Figura 7-17. Zona de inundación del evento de 2016 con condición media de los parámetros del modelo ( $T_c$ ,  $NC$ ,  $n$ ) comparada con la mancha relevada por DINAGUA.

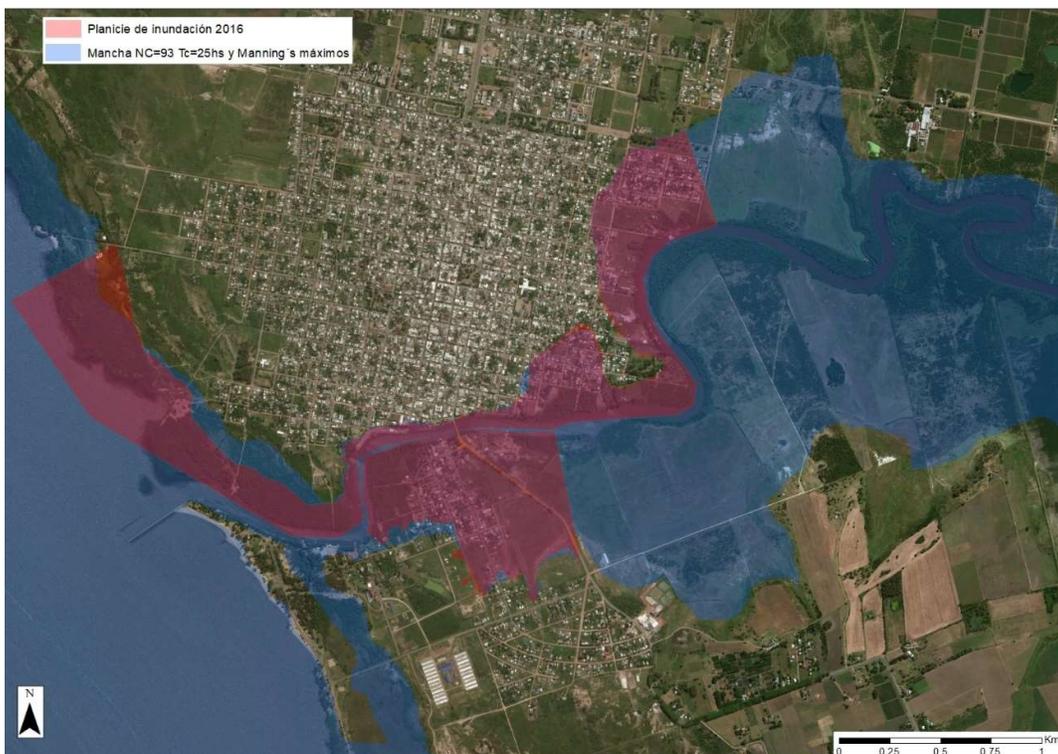


Figura 7-18. Zona de inundación del evento de 2016 con condición máxima de los parámetros del modelo ( $T_c$ ,  $NC$ ,  $n$ ) comparada con la mancha relevada por DINAGUA.

A partir de este análisis de sensibilidad, se elige que el set de parámetros a utilizar en la realización de los mapas de amenaza sea el correspondiente a los valores más restrictivos dentro rango razonable trabajado, ya que se posicionan del lado de la seguridad, y esto es importante debido a que se está abordando un tema que afecta significativamente a la población.

Estos parámetros elegidos ( $NC=93$ ,  $T_c=25$ hs y  $n$  máximo) coinciden con los que mejor ajustan a la tormenta del 2016. Era claro desde un principio que no se pretendía calibrar los parámetros, la resolución de tomar parámetros diferentes a los que se calcularon teóricamente es trabajar con los más conservadores, es mera coincidencia el hecho de que hayan sido los que ajustaron mejor a la curva de inundación de 2016.

## 8 MAPAS DE AMENAZA

Se considera la amenaza como “un fenómeno, sustancia, actividad humana o condición peligrosa que pueden ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos, o daños ambientales” (18).

En el caso de las inundaciones se entiende a la amenaza en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad (19).

### 8.1 GENERACIÓN DE MAPAS DE AMENAZA

Como condición de contorno de nivel aguas abajo se tomaron los niveles para distintos periodos de retorno en Atracadero, en base a lo concluido en la sección 6.6.

Como condición de contorno de caudal aguas arriba se utilizó el método NRCS para estimación de caudales para distintos periodos de retorno en la cuenca de estudio. Para esto se utilizaron los parámetros NC y Tc elegidos en la sección 7.3.2.

Se utilizó el resultado de la sección 6.6.2, que concluye la independencia de eventos de precipitación y nivel, por lo cual la probabilidad de un evento es el producto de las probabilidades de ocurrencia de un evento de precipitación y un evento de nivel. Por este motivo, para cada periodo de retorno que se quiera estudiar, existen varias combinaciones posibles de nivel y precipitación con dicho periodo de recurrencia. La forma de definir la mancha para cada Tr fue trazar la envolvente de todas las curvas que tienen ese periodo de retorno asociado.

En lo que sigue, se muestra un ejemplo del procedimiento empleado para la construcción de la envolvente en el caso de la curva de 100 años de periodo de retorno. En la siguiente tabla se presentan los valores de cota de pelo de agua en las secciones que atraviesan las zonas urbanas para algunas de las combinaciones consideradas de Tr de lluvia y Tr de nivel del Río de la Plata, que conforman eventos de periodo de retorno 100 años. En color verde se resalta la cota de pelo de agua máxima entre las distintas combinaciones, lo que fue utilizado para generar la envolvente (curva asociada a inundaciones de Tr 100 años).

*Tabla 8-1. Cota de pelo de agua en las secciones que atraviesan zonas urbanas para distintas combinaciones de Tr de lluvia y Tr de nivel del Río de la Plata, que conforman eventos de Tr 100 años.*

Secciones	P100-N1	P1-N100	P50-N2	P2-N50	P25-N4	P4-N25	P10-N10
11	5.00	3.65	4.95	4.25	4.84	4.40	4.62
10	4.78	3.64	4.79	4.19	4.70	4.31	4.50
9	4.63	3.64	4.68	4.14	4.61	4.26	4.43
8	4.48	3.64	4.58	4.10	4.53	4.20	4.37
7	3.94	3.63	4.27	4.02	4.30	4.08	4.19
6	3.54	3.63	4.02	3.98	4.12	4.01	4.08
5	3.28	3.63	3.88	3.95	4.01	3.97	4.00
4	3.10	3.62	3.80	3.93	3.96	3.94	3.97
3	2.68	3.62	3.62	3.90	3.83	3.89	3.89
2	1.78	3.59	2.21	3.29	2.41	3.01	2.69

En las siguientes figuras se muestran las zonas de inundación para distintos eventos cuya probabilidad de ocurrencia anual es mayor a 1% (Tr 100 años). Estas surgen de considerar distintas combinaciones de periodo de retorno en nivel de Río de la Plata y en caudal. En particular se muestran algunas de las combinaciones que definen el nivel en las secciones de mayor interés, que son las zonas urbanas.



Figura 8-1. Zona de inundación para Tr lluvia 100 años y Tr nivel 1 año.



Figura 8-2. Zona de inundación para Tr lluvia 50 años y Tr nivel 2 años.



Figura 8-3. Zona de inundación para Tr lluvia 25 años y Tr nivel 4 años.



Figura 8-4. Zona de inundación para Tr lluvia 1 año y Tr nivel 100 años.

De lo anterior se desprende que la forzante que más incide en el trazado de la envolvente en la zona aguas arriba del puente es la precipitación. A su vez, a nivel general, en cuanto a la afectación en zonas urbanizadas, la combinación de eventos que más se aproxima a la envolvente es la de una precipitación de periodo de retorno 50 años y un nivel de Río de la plata de periodo de retorno 2 años, y la configuración de 25 años de Tr en lluvias y 4 años de Tr en nivel. Esto señalaría que, para eventos de 100 años de periodo de retorno, la curva de inundación en la zona urbana es definida principalmente por eventos de crecida generados por importantes precipitaciones.

## 8.2 RESULTADOS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO

Se presentan en la siguiente tabla un resumen de las cotas de pelo de agua en distintas secciones de interés correspondientes a las curvas envolventes de los

diferentes periodos de retorno estudiados. A partir de esta información es que se realizaron los mapas de amenaza (ver Plano N°1).

Tabla 8-2. Cota de pelo de agua referida al Cero Oficial para diferentes secciones del modelo correspondientes a diferentes periodos de retorno.

Secciones	Periodo de retorno (años)					
	10	25	50	100	500	1000
14	5.2	5.5	5.7	5.8	6.1	6.3
13	4.6	5.0	5.2	5.4	5.8	6.0
12	4.2	4.6	4.8	5.1	5.6	5.8
11	4.1	4.5	4.8	5.0	5.6	5.8
10	3.9	4.2	4.5	4.8	5.4	5.6
9	3.7	4.1	4.4	4.7	5.3	5.5
8	3.5	3.9	4.3	4.6	5.2	5.4
7	3.3	3.7	4.0	4.3	4.9	5.2
6	3.2	3.6	3.9	4.1	4.7	5.0
5	3.2	3.5	3.8	4.0	4.6	5.0
4	3.1	3.5	3.7	4.0	4.6	5.0
3	3.1	3.4	3.7	3.9	4.6	5.0
2	2.7	3.0	3.3	3.6	4.5	4.9

Se puede notar que la diferencia de cota de pelo de agua entre eventos de periodo de retorno mayores a 100 años es considerablemente mayor para las secciones aguas abajo del puente respecto a las de aguas arriba del mismo.

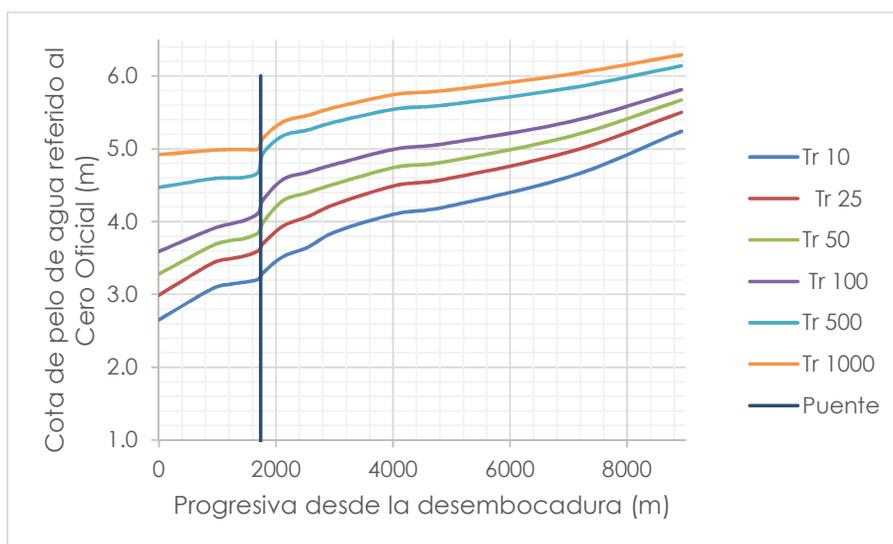


Figura 8-5. Perfil hidráulico del cauce para eventos de distintos periodos de retorno.

Los períodos de retorno que fueron considerados para la generación de los mapas de amenazas son de 10, 25, 100 y 500 años. Las planicies de inundaciones asociadas a cada evento se muestran en el Plano N°1 y en la siguiente figura.

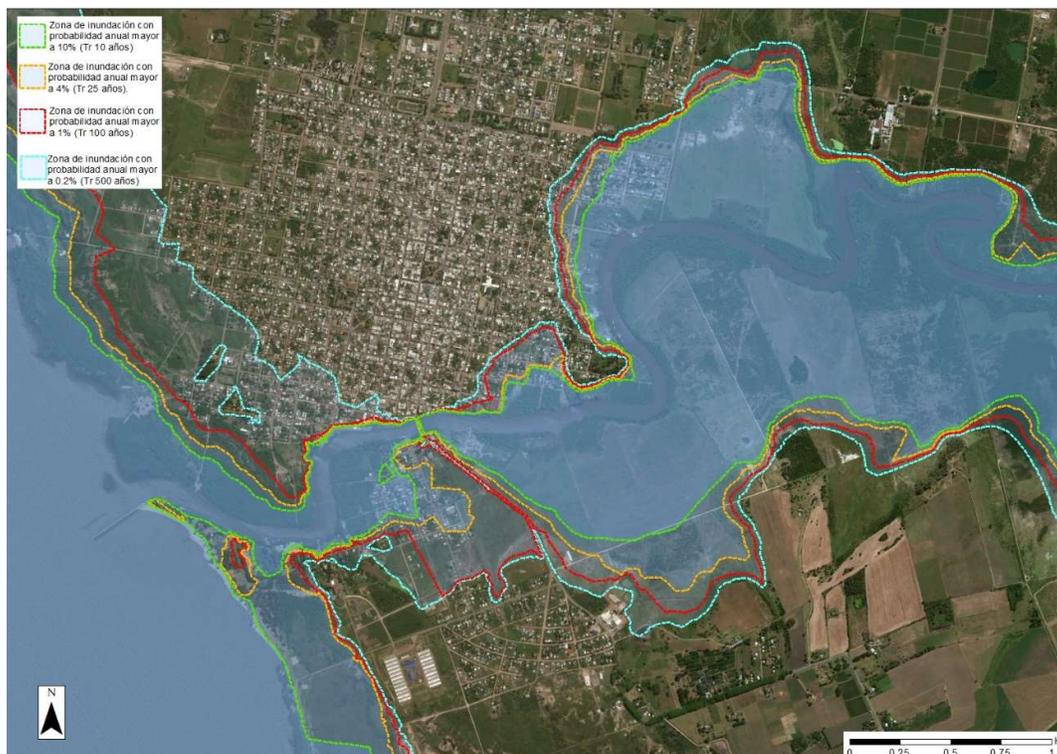


Figura 8-6. Mapa de Amenazas para eventos de período de retorno 10, 25, 100 y 500 años.

### 8.3 DISTINCIÓN POR PROFUNDIDAD

DINAGUA considera que "En todos los casos que se disponga de una topografía que permita realizar curvas de nivel cada 0,5m en altura se considerará la profundidad de agua para evaluar la amenaza". En el presente estudio no se cuenta con esa precisión en las curvas de nivel, de todas formas, se decide realizar igual la distinción por profundidad, como estudio complementario. Se discriminará entre zona con profundidad de inundación mayor y menor a 80 cm para cada periodo de retorno estudiado. Esto se debe a que estudios realizados han encontrado que a partir de los 80 cm de profundidad los daños generados en las viviendas crecen exponencialmente (19). Sin embargo, hay que tener en cuenta que este es un criterio general, puede variar en función de las características de la construcción de las viviendas, la velocidad del agua y su capacidad para transportar sedimentos.

El procedimiento para la generación de los mapas de amenazas consiste en:

- Elegir el período de retorno a analizar.
- Obtener los valores de cota de pelo de agua para las distintas secciones utilizando el modelo hidrodinámico.
- Restarle 80 centímetros a dichos valores y generar la mancha de inundación.

Los períodos de retorno considerados para realizar este análisis son 100, 500 y 1000 años (ver Planos N°2, N°3, N°4).

En la figura se presenta un ejemplo del mapa obtenido para el período de retorno de 100 años.

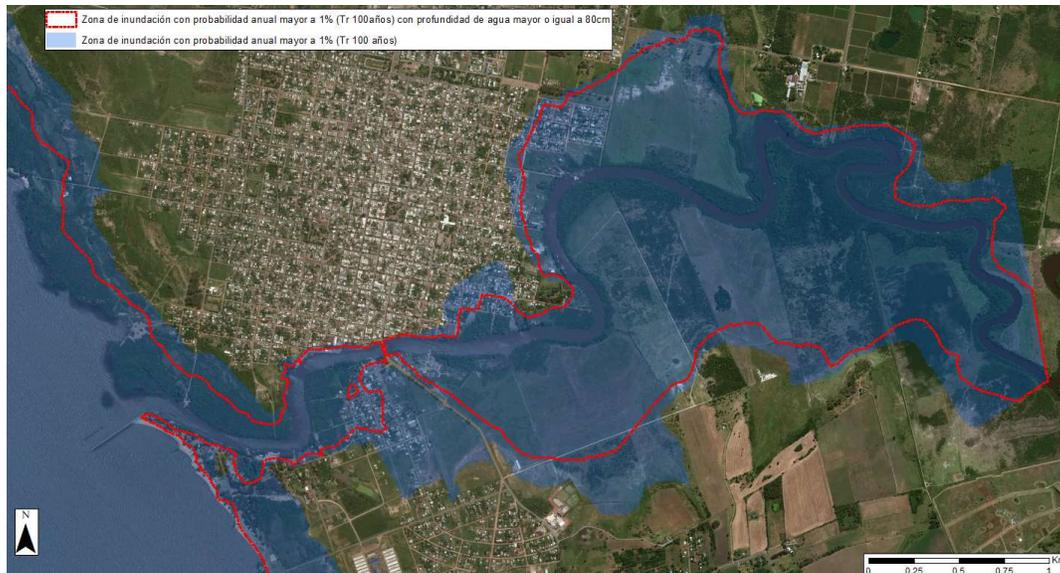


Figura 8-7. Ejemplo de mapa de amenazas considerando la profundidad de agua para Tr 100 años.

La curva en color rojo implica que los hogares que se encuentran incluidos en la zona que ella delimita tienen una probabilidad anual del 1% de que la cota de pelo de agua supere los 80 centímetros.

#### 8.4 SITUACIÓN CON PUENTE NUEVO

Se consideraron los eventos de período de retorno 100 y 1000 años para poder evaluar la incidencia del puente nuevo en la zona de inundación (ver Figura 8-8 y Figura 8-9).

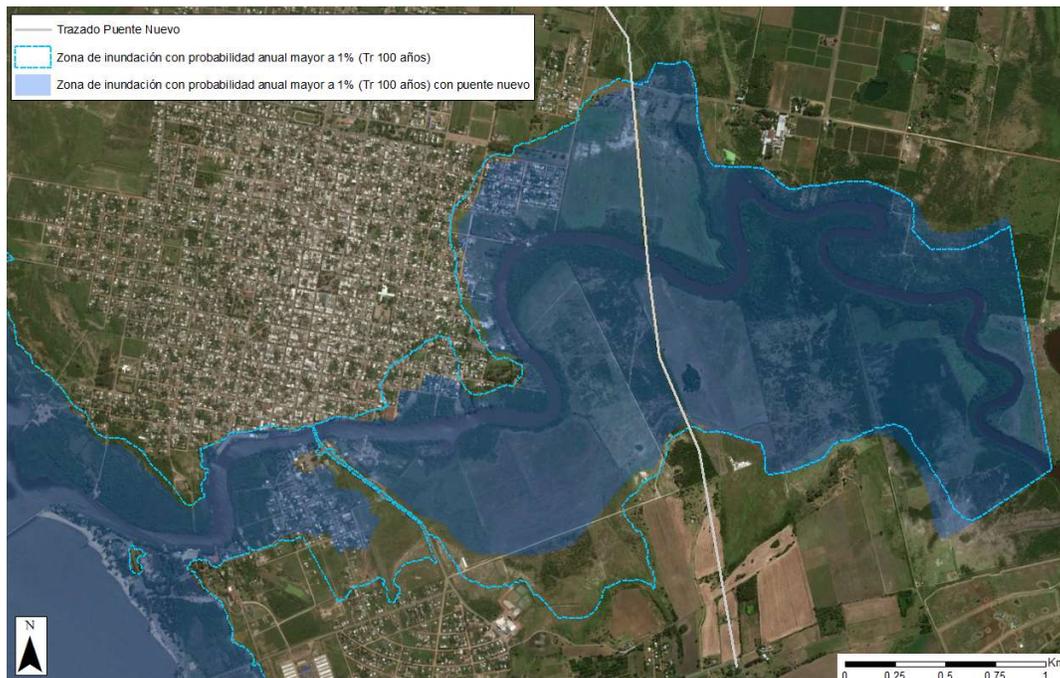


Figura 8-8. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente para eventos de 100 años de período de retorno.

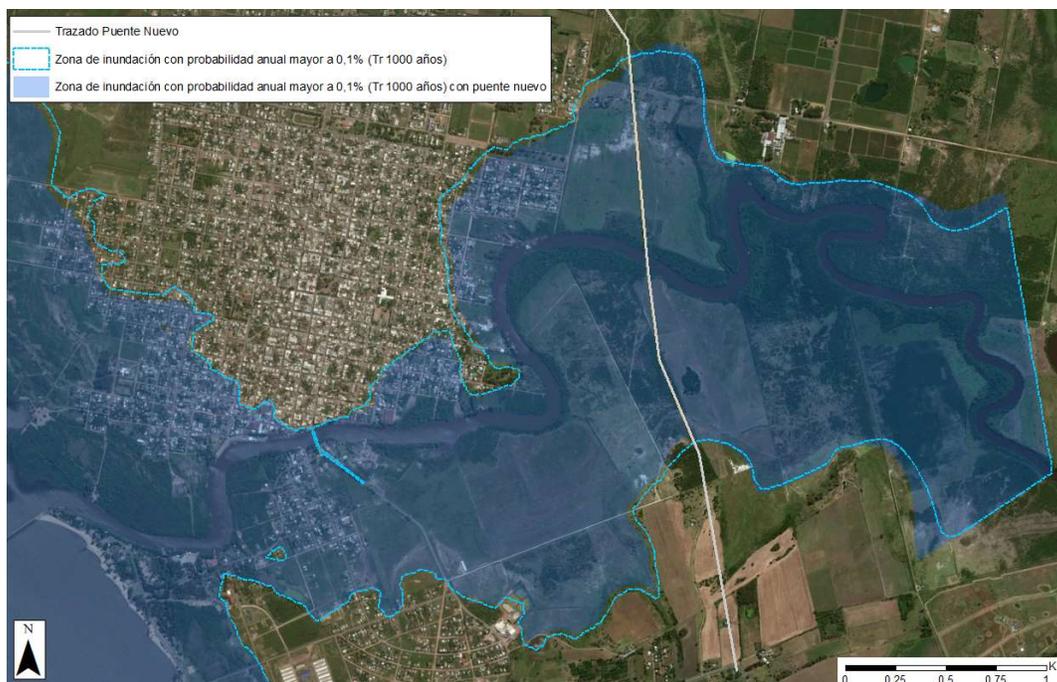


Figura 8-9. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente para eventos de 1000 años de periodo de retorno.

En Tabla 8-3 se presenta la diferencia de nivel impuesta por el puente nuevo en algunas secciones de interés (cabe notar que el dicho puente se encuentra entre la sección 11 y 12).

Tabla 8-3. Diferencia de los niveles en las secciones considerando la situación con y sin puente nuevo, para las evolventes 100 y 1000 años de período de retorno.

Secciones	Envolvente de TR 100 años			Envolvente de TR 1000 años		
	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)
	Con puente nuevo	Sin puente nuevo		Con puente nuevo	Sin puente nuevo	
14	6.47	5.80	0.67	7.04	6.30	0.74
13	5.74	5.40	0.34	6.51	6.00	0.51
12	5.34	5.10	0.24	6.20	5.80	0.40
11	4.45	5.00	-0.55	5.04	5.80	-0.76
10	3.97	4.80	-0.83	4.98	5.60	-0.62
8	3.82	4.60	-0.78	4.96	5.40	-0.44
5	3.72	4.00	-0.28	4.93	5.00	-0.07
4	3.71	4.00	-0.29	4.93	5.00	-0.07
3	3.68	3.90	-0.22	4.93	5.00	-0.07

Tanto de las figuras como de los valores mostrados, se puede concluir que la construcción del puente genera cierta afectación en el funcionamiento hidrológico e hidráulico actual, ya que produce un incremento de nivel hacia aguas arriba y un descenso hacia aguas abajo. Si bien se genera una disminución de niveles en la zona de mayor interés (mayor urbanización), los mismos continúan comprometiendo un gran número de viviendas. Dicha situación se agrava para periodos de retorno

mayores, donde la diferencia en los niveles es menor. Esto demuestra que la construcción del puente nuevo no permite disminuir suficientemente el riesgo de inundación de las viviendas en la ciudad.

Por otro lado, las secciones donde se da la mayor diferencia de cotas de pelo de agua son aquellas que están influenciadas principalmente por las precipitaciones en la cuenca. Esto era algo esperable dado que el puente nuevo actúa como estructura de control y amortigua en cierta medida los picos de caudales dados por las copiosas lluvias dentro de la cuenca.

## 9 MAPA DE VULNERABILIDAD

---

Se entiende por vulnerabilidad a la susceptibilidad de una población de ser afectada por eventos físicos potencialmente dañinos y la dificultad para recuperarse de los mismos. Esto está asociado a los medios de vida de dicha población, a las estructuras de oportunidades, a la infraestructura existente, entre otros.

Un evento físico particular puede convertirse en un factor de riesgo en caso en que existan condiciones que hagan propensa a la población a sufrir daños a causa del evento, es decir, población que tenga cierto grado de vulnerabilidad. En caso de no existir la condición de vulnerabilidad, el evento deja de ser un factor de riesgo (20).

Se hace hincapié en el estudio de variables que se encuentren disponibles a escala de segmento censal o barrio, ya que los parámetros más generales, que contienen información a nivel país, departamento y localidad terminan siendo anecdóticos para el estudio de la vulnerabilidad de la población particular de la zona afectada.

A su vez, el estudio de vulnerabilidad está basado en la metodología utilizada por DINAGUA para la elaboración del Mapa de Riesgo de San José de Mayo (2).

### 9.1 NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS

Se decide estudiar la vulnerabilidad social en base al indicador Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI), el cual es de fácil acceso y comprensión, y se tiene para cada segmento censal, por lo que permite una comparación entre los diferentes barrios de la ciudad. El procesamiento para el análisis de NBI lo realiza el INE.

El método de las NBI se orienta a identificar carencias en cuanto a bienes y servicios que son considerados de gran prioridad para el desarrollo de una vida digna. Las NBI se constituyen de seis dimensiones para las cuales existen indicadores que llevarán a la consideración de si la necesidad básica está satisfecha o no. En el siguiente cuadro se muestra lo comentado, así como los umbrales utilizados para la identificación de una NBI.

Tabla 9-1. Dimensiones, indicadores y umbrales críticos de privación. (21)

DIMENSIÓN	INDICADORES	UMBRALES
VIVIENDA DECOROSA	Materialidad	El hogar habita una vivienda con techos o paredes construidas predominantemente con materiales de desecho, o piso de tierra sin piso ni contrapiso.
	Espacio habitable	Más de dos miembros del hogar por habitación en la vivienda (excluyendo baño y cocina).
	Espacio apropiado para cocinar	El hogar habita una vivienda que no cuenta con un espacio para cocinar con canilla y pileta.
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	Origen y llegada de agua a la vivienda	El agua no llega por cañería dentro de la vivienda que habita el hogar, o su origen no es red general o pozo surgente protegido.
SERVICIO HIGIÉNICO	Acceso y calidad del servicio higiénico	El hogar no accede a baño de uso exclusivo o la evacuación del servicio sanitario no es a través de la red general, fosa séptica o pozo negro.
ENERGÍA ELÉCTRICA	Acceso a energía eléctrica	El hogar no cuenta con energía eléctrica en la vivienda que habita.
ARTEFACTOS BASICOS DE CONFORT	Calefacción	El hogar no cuenta con ningún medio para calefaccionar la vivienda que habita.
	Conservación de alimentos	El hogar no cuenta con heladera o freezer.
	Calentador de agua para el baño	El hogar no posee calefón, termofón, caldereta o calentador instantáneo.
EDUCACIÓN	Asistencia a enseñanza formal de niños y adolescentes	Al menos un integrante del hogar con edad comprendida entre los 4 y los 17 años no se encuentra asistiendo a un centro educativo formal, no habiendo finalizado enseñanza secundaria.

Se mapea, por un lado, el porcentaje de hogares con 3 o más NBI, y por otro lado, el porcentaje de hogares sin NBI, para cada segmento censal en la ciudad de Carmelo (ver Figura 9-1 y Figura 9-2). Es importante tener presente la densidad poblacional de esos segmentos para lograr que los datos sean más representativos de la situación de la ciudad, por lo tanto, también se hace un mapa en el cual se diferencian los segmentos censales según franjas de densidad de población (ver Figura 9-3).

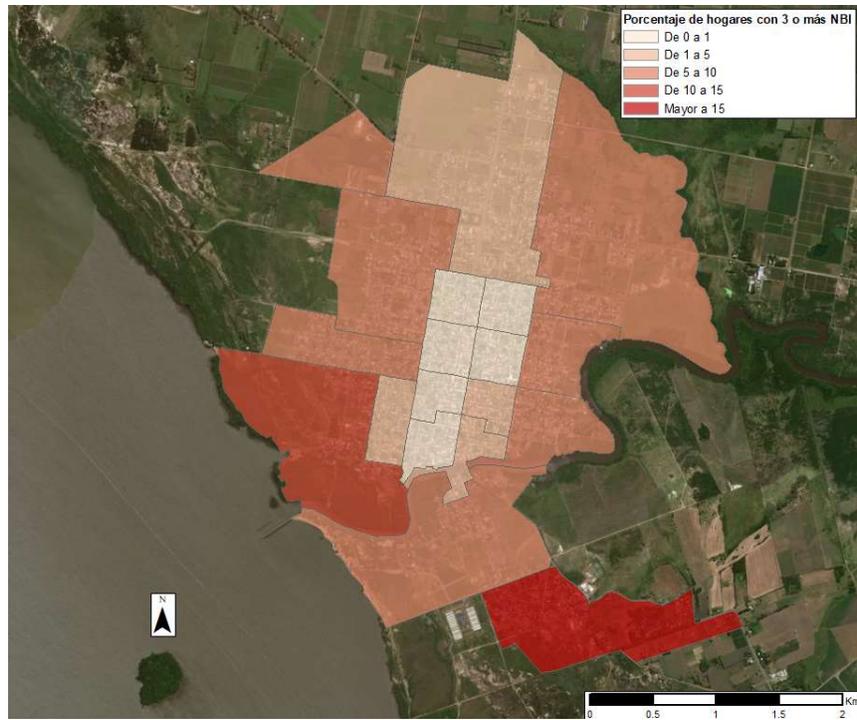


Figura 9-1. Porcentaje de hogares con 3 o más NBI en Carmelo. Mapa elaborado a partir de Microdatos censales INE 2011.



Figura 9-2. Porcentaje de hogares sin NBI en Carmelo. Mapa elaborado a partir de Microdatos censales INE 2011.

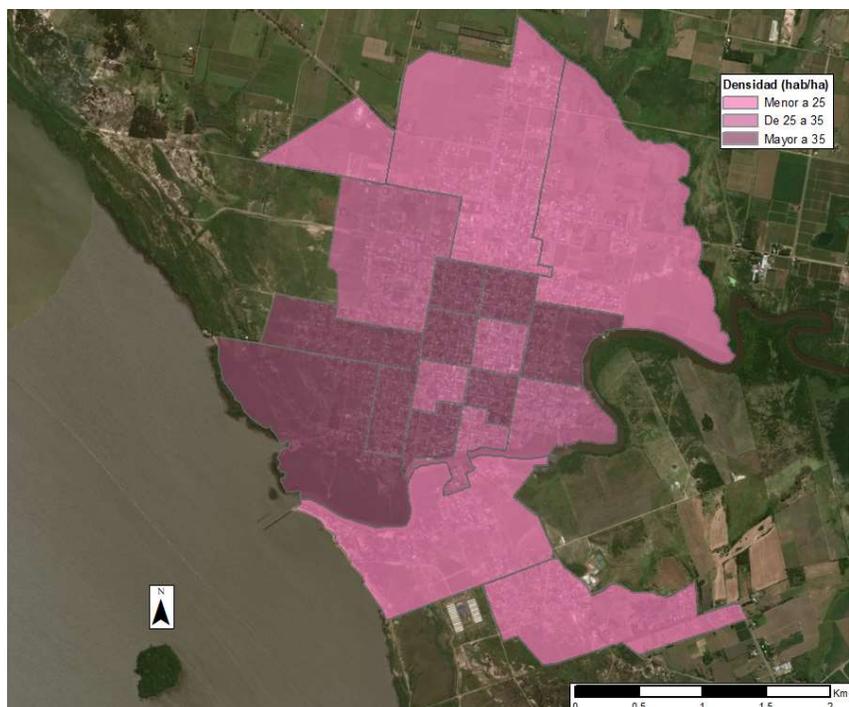


Figura 9-3. Densidad de población en Carmelo. Mapa elaborado a partir de Microdatos censales INE 2011.

Se cree conveniente ponderar las zonas diferenciadas a partir del indicador de NBI por la densidad población de cada sector, con el objetivo de considerar más vulnerable a aquel segmento que además de presentar mayor porcentaje de NBI tenga mayor densidad poblacional; de alguna forma es darle magnitud al indicador.

Se hicieron dos mapas de vulnerabilidad, el primero considera la cantidad de personas por hectárea con 3 o más NBI, el cual se presenta en el Plano N°6 bajo el nombre de "Mapa de vulnerabilidad (A)" (ver Figura 9-4), y el otro la cantidad de personas por hectárea con al menos una NBI (ver Figura 9-5). En ambos casos se definieron rangos de vulnerabilidad baja, media y alta, a partir de los cuartiles de dichos indicadores. Aquellos segmentos censales que cuentan con el indicador mencionado menor al segundo cuartil serán de vulnerabilidad baja, los que se encuentren entre el segundo y el tercer cuartil serán de vulnerabilidad media y los mayores al tercer cuartil corresponderán a vulnerabilidad alta.

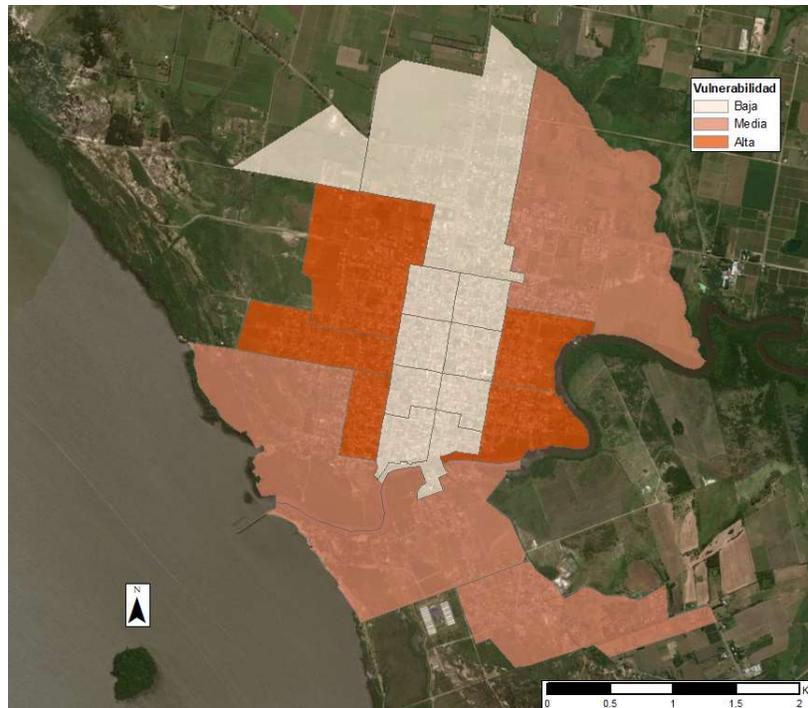


Figura 9-4 Clasificación de vulnerabilidad según cantidad personas por hectárea con 3 o más NBI.

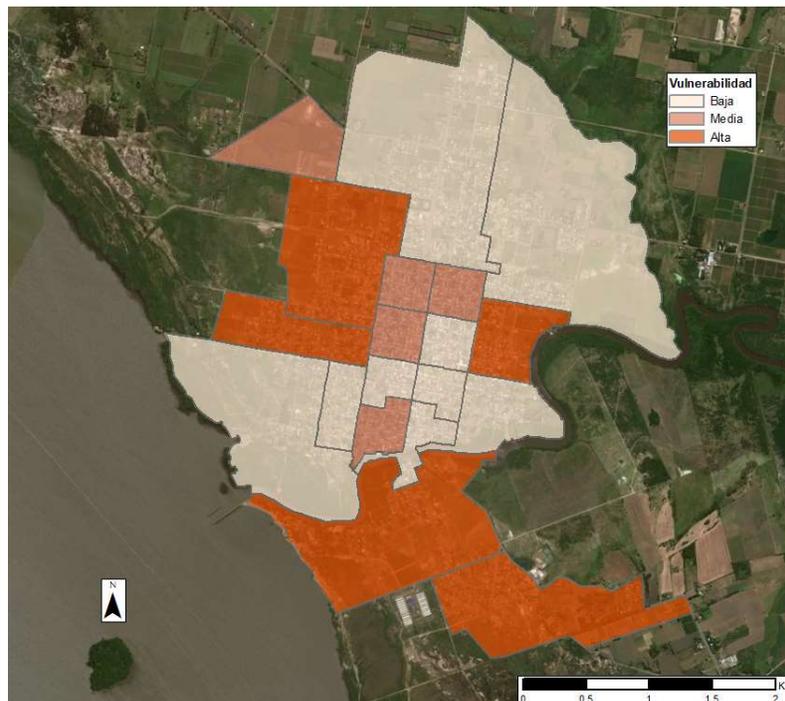


Figura 9-5. Clasificación de vulnerabilidad según cantidad de personas por hectárea sin NBI.

A su vez, se realiza un mapa sin considerar rangos, asignándole a cada segmento la cantidad de personas con 3 o más NBI, lo cual se presenta en el Plano N°7, bajo el nombre de "Mapa de Vulnerabilidad (B)" y será utilizado para realizar el mapa de riesgo (ver sección 0).

## **9.2 INSTITUCIONES, INDUSTRIAS Y ZONAS CLANDESTINAS DE ACUMULACIÓN DE RESIDUOS**

Al momento de generar los mapas de riesgo se tuvieron en cuenta la ubicación de diferentes institucionalidades, industrias y zonas clandestinas de acumulación de residuos. Una de las fuentes utilizadas en este análisis es el plano síntesis elaborado por DINAGUA, el cual surge de los talleres de percepción con población en la ciudad de Carmelo (ver sección 17.3). El mismo contiene una amplia gama de información sobre la ciudad.

Las instituciones consideradas son las siguientes:

- Servicios públicos: Prefectura, Planta Potabilizadora de agua de OSE, Jefaturas Policiales, Estaciones de UTE y Cuartel de Bomberos.
- Centros educativos: Jardines, Escuelas, Liceos y UTU.
- Centros de salud: Hospitales y Policlínicas.

La posible afectación por inundaciones de cualquiera de estas entidades es de suma importancia y puede repercutir severamente en la poblacional local, dado que impediría que las mismas puedan llevar a cabo sus servicios con normalidad en momentos críticos, siendo estos los momentos en que la población más los necesite. Es por esto que se considera imprescindible la inclusión de las distintas instituciones al momento de generar mapas de riesgo y analizar posibles medidas a aplicar para la disminución del mismo.

Por otro lado, también se consideran dos puntos de acumulación clandestina de residuos ubicados sobre la costa del Río de la Plata. Si bien dichos puntos no condicionan el accionar de las autoridades ante situaciones de emergencia, pueden ocasionar un severo impacto ambiental en caso de que los eventos de inundación los afecten.

Una situación similar ocurre con las industrias consideradas que son: CALCAR y Bodega de Vinos Irurtia. En este caso, el mayor impacto que podría generar la afectación de ellas sería social y económico. Esto se debe a que aproximadamente 200 personas trabajan en ambas industrias, las cuales, en caso de verse seriamente afectadas podrían terminar en una situación financiera muy difícil de superar incidiendo en el empleo de un elevado grupo de personas.

En la Figura 9-6 se puede apreciar la distribución espacial de las instituciones, así como también los dos puntos de acumulación de residuos.

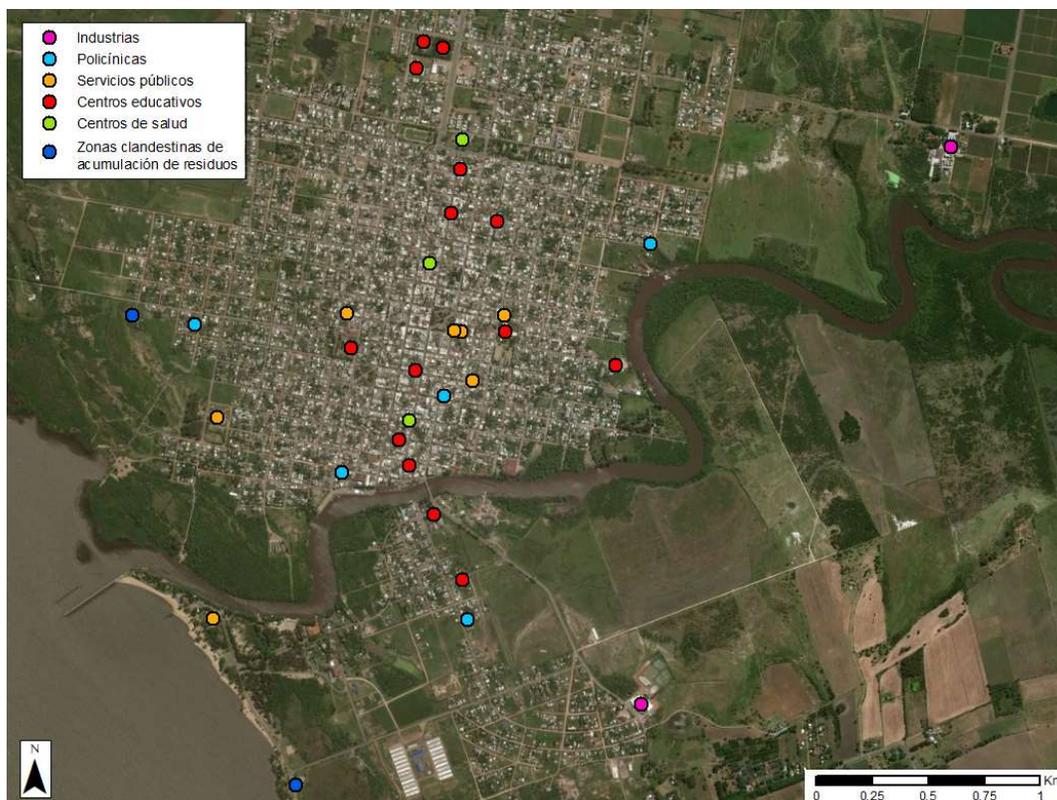


Figura 9-6. Distribución espacial de las Instituciones en Carmelo.

Cabe añadir que, de acuerdo a la admisibilidad de los daños y pérdidas asimilados, las distintas instituciones o sitios de interés de la población, se pueden clasificar según sean compatibles o no con las inundaciones.

Un sitio es compatible con una inundación cuando la afectación generada por un evento (daños y pérdidas) se considera admisible; como, por ejemplo: espacios públicos, campos deportivos, pistas de carreras y otros equipamientos que no cuenten con elementos de difícil reposición. Se clasifican como poco compatible aquellas infraestructuras que, mediante modificaciones o adaptaciones para reducir los impactos, pueden quedar en coexistencia con eventos de inundación, considerando los daños y pérdidas como admisibles; tal es el caso de los centros barriales, servicios de proximidad a la población, etc. Por último, son incompatibles cuando la comunidad no está dispuesta a asumir los daños y pérdidas generados por un evento de inundación, o se trate de un servicio crítico. Esta categoría abarca los centros educativos, asilos de la tercera edad y de salud, entre otros. (22)

### 9.3 VULNERABILIDAD AMBIENTAL

Otro de los aspectos que evidencia las carencias y vulnerabilidad de la población es la forma en que se realiza la evacuación del servicio sanitario. Se obtuvo el plano de cobertura de saneamiento dinámico de la ciudad de Carmelo, del cual se observa que la zona de alta amenaza no tiene conexión a red. En la Figura 9-7 se puede apreciar dicha situación donde en violeta se indica la zona que cuenta con cobertura de saneamiento por red.

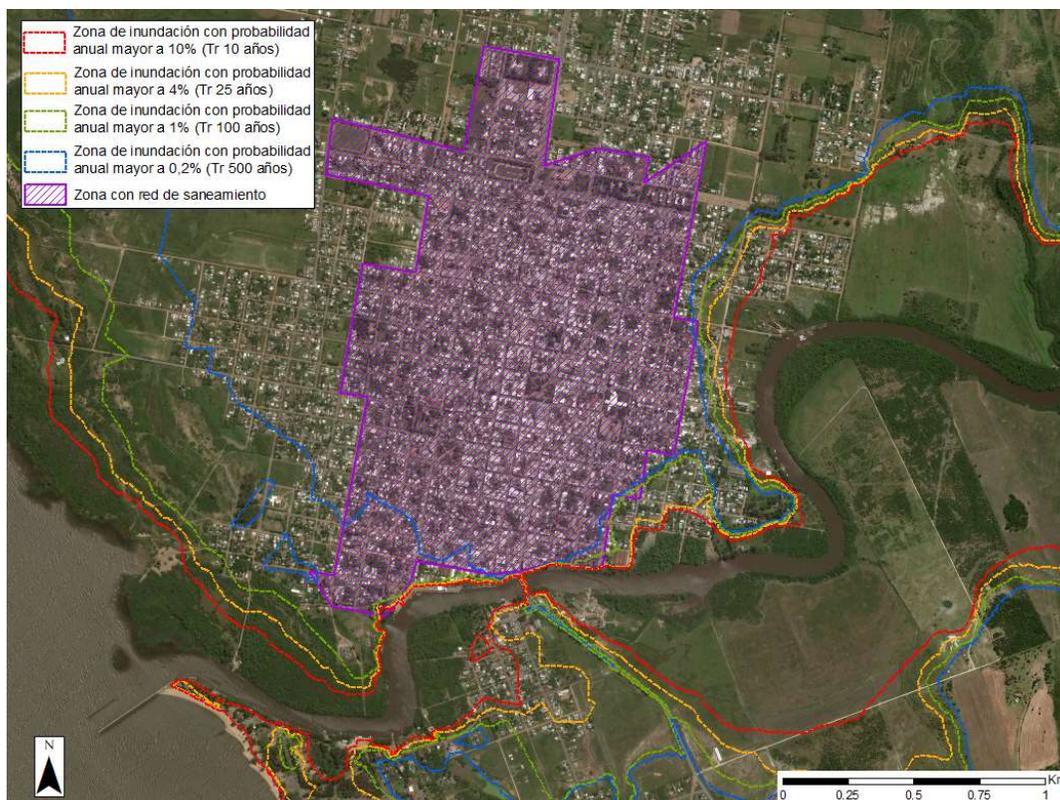


Figura 9-7. Zonas con Saneamiento Dinámico en la ciudad de Carmelo.

El sistema de saneamiento que probablemente esté siendo utilizado en el resto de la ciudad es el de pozos filtrantes, conocidos comúnmente como "pozos negros". Dicha apreciación se basa en que Uruguay es un país en el cual, en los lugares donde no existe saneamiento por red, se instalan pozos que dicen ser impermeables pero que debido a los diversos problemas en la gestión y operación culminan siendo "pinchados" (transformándose en depósitos filtrantes) o tienen conectados "robadores" que descargan al cordón cuneta. El posible desborde de los pozos ante eventos de inundación puede generar grandes impactos desde el punto de vista ambiental y sanitario de la población.

#### 9.4 EXPANSIÓN DE LA POBLACIÓN

Por otra parte, es de interés conocer cuál ha sido la variación espacial de la población en Carmelo, procurando identificar zonas de crecimiento y expansión. El siguiente mapa permite visualizar las zonas censales que han perdido población y aquellas donde el número de habitantes ha aumentado entre el período 1996- 2004.

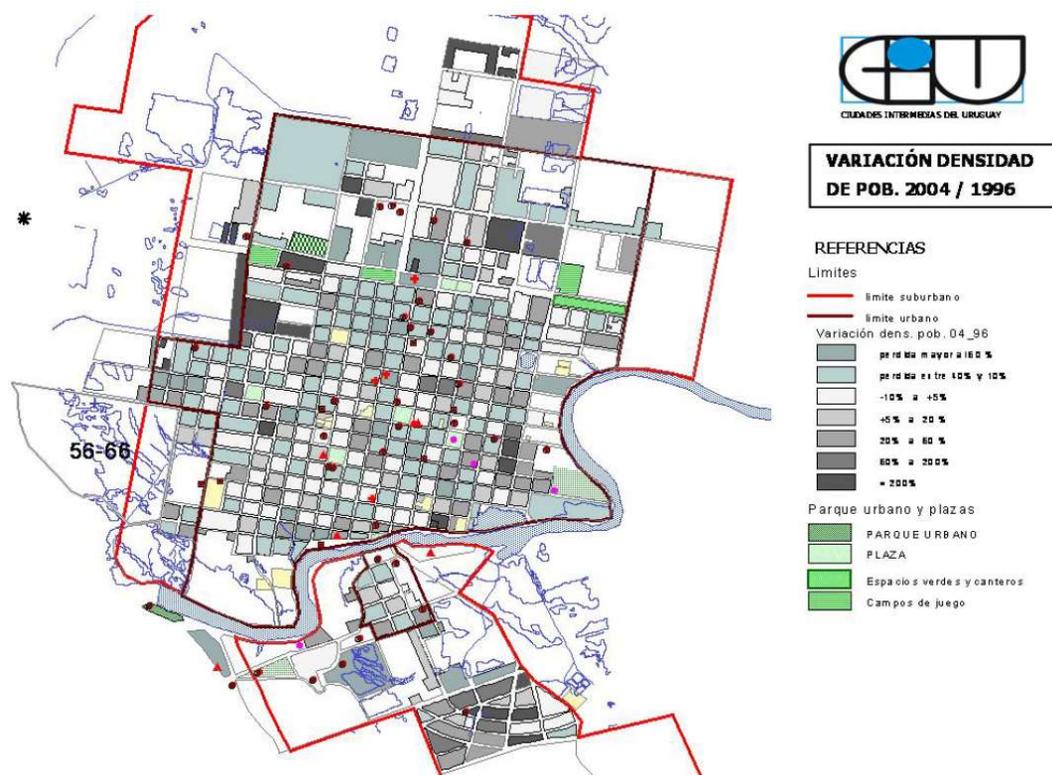


Figura 9-8. Variación de densidad poblacional 1996-2004. (23)

Este mapa con la variación de densidad de población evidencia la expansión y/o densificación de bordes sub-urbanos del norte y del este, así como al sur del arroyo de las vacas, que se dieron en el periodo entre 1996 y 2004. En tonos fríos se reportan los sitios con caída del número de pobladores y con matices de gris las manzanas que en 8 años incrementaron sus residentes. (23)

Por otro lado, se realizó una comparación, en base las imágenes satelitales que proporciona la herramienta Google Earth, entre la ocupación de la ciudad entre 2010 y 2018, con el objetivo de complementar lo expuesto anteriormente con datos más recientes.

En la siguiente imagen (ver Figura 9-9) se indican las distintas zonas donde estudió el crecimiento población en el último periodo. Se diferencian en colores para luego poder hacer zoom en cada una (ver Figura 9-10, Figura 9-11, Figura 9-12, Figura 9-13 y Figura 9-14), y contrastar las situaciones de 2010 y 2018, señalando los sectores en donde se visualiza la aparición de nuevas viviendas.

Se hizo foco en aquellas zonas/barríos de la ciudad que han sido afectadas por inundaciones pasadas y que son propensas de ser impactadas por futuros eventos. En las imágenes que se muestran a continuación se evidencia que las zonas que presentan mayor amenaza han incrementado su densidad de vivienda, y consecuentemente de población.



Figura 9-9. Esquema de la ciudad en que se muestran las zonas en donde ha habido expansión en los últimos años.



Figura 9-10. Zona violeta (ver Figura 9-9). Se señalan con rectángulos en color rojo los lugares donde es clara la aparición de nuevos hogares.



Figura 9-11 Zona naranja (ver Figura 9-9). Se señalan con rectángulos en color rojo los lugares donde es clara la aparición de nuevos hogares.



Figura 9-12. Zona celeste (ver Figura 9-9). Se señalan con rectángulos en color rojo los lugares donde es clara la aparición de nuevos hogares.



Figura 9-13 Zona amarilla (ver Figura 9-9). Se señalan con rectángulos en color rojo los lugares donde es clara la aparición de nuevos hogares.



Figura 9-14 Zona verde (ver Figura 9-9). Se señalan con rectángulos en color rojo los lugares donde es clara la aparición de nuevos hogares.

## 10 MAPA DE EXPOSICIÓN

La exposición refleja la ubicación geográfica de las personas o de las infraestructuras en relación a la amenaza. En este caso, se decide realizar el análisis considerando la envolvente de 100 años de período de retorno debido a lo establecido por las Directrices Nacionales de Ordenamiento Territorial (ver sección 1).

Para realizar este mapa se utilizan los datos del Censo del INE del 2011 discretizados por manzanas y el mapa de amenazas para el período de retorno considerado. La metodología escogida para realizarlo consiste en cruzar dicha información, obteniendo así un mapa de exposición.

Se consideran únicamente aquellas manzanas que se encuentran dentro de la mancha de inundación y que tienen al menos una persona viviendo en ella. Para los casos en que la envolvente alcanza una parte de la manzana, en el mapa se la considera como una manzana expuesta, y tanto el valor de exposición como el número de personas expuestas se calcula considerando el porcentaje del área de manzana que es afectada. En los casos en que hay casas aisladas por debajo de dicha envolvente lo que se hizo fue marcar únicamente la casa y asignarle que el número de personas afectadas es 3, puesto que es la tasa promedio de habitantes por vivienda en Carmelo.

De esta forma el mapa de exposición que se obtiene se presenta en la Figura 10-1 y en el Plano N° 9.

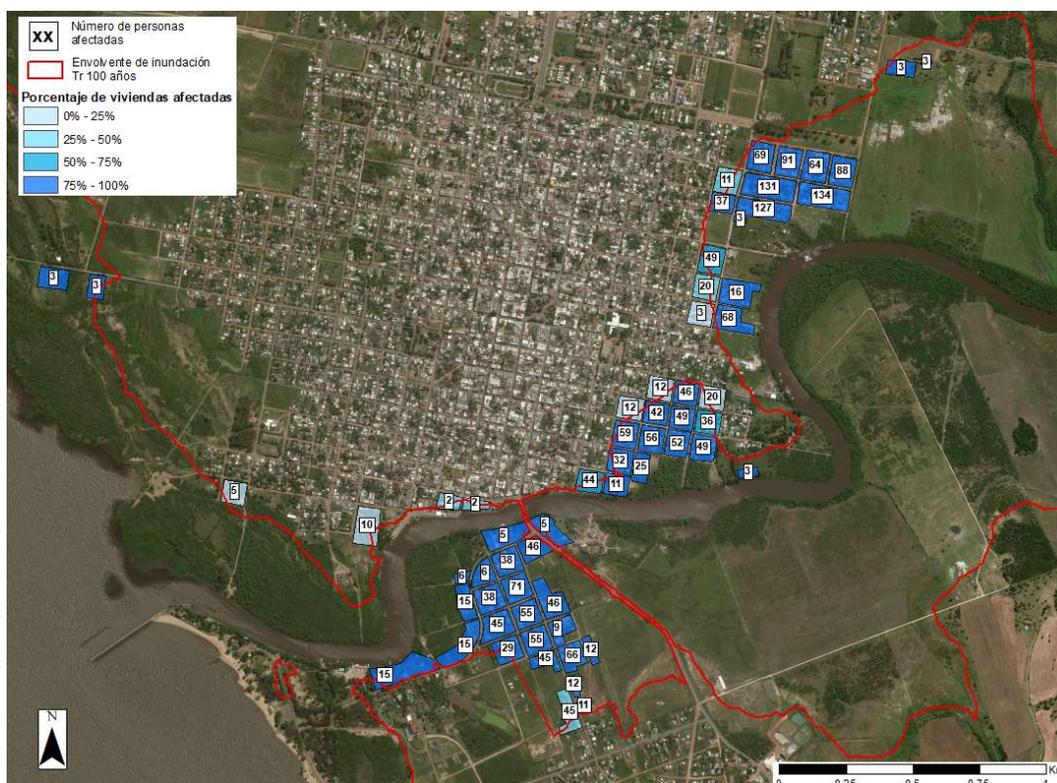


Figura 10-1. Mapa de exposición.

Los números dentro de cada manzana representan la cantidad de personas expuestas mientras que la gama de colores celeste indica el porcentaje de viviendas afectadas dentro de la manzana.

A partir del mapa anterior, se elabora la Tabla 10-1. En la misma se indica la cantidad de personas, hombres, mujeres, hogares y viviendas que se encuentran expuestos ante un evento de 100 años de período de retorno. Además, se calcula el porcentaje que representa cada una de estas sobre los totales de Carmelo.

*Tabla 10-1. Números estimados bajo la envolvente de Tr 100 años y porcentajes sobre los totales.*

	Cantidad estimada	Porcentaje
Personas	3008	16.7 %
Hombres	1489	17.4 %
Mujeres	1519	16.0 %
Hogares	886	13.9 %
Viviendas	1030	14.1 %

De la tabla anterior se desprende que aproximadamente una sexta parte de la población de Carmelo está expuesta a sufrir las consecuencias generadas por eventos de inundación con una probabilidad anual del 1 %, afectando de igual forma a hombres y mujeres.

## 11 CÁLCULO DE RIESGO Y DAÑOS ESPERADOS

---

### 11.1 GENERACIÓN MAPAS DE RIESGO

Se define al riesgo como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento y sus consecuencias negativas, poniendo énfasis en el probable impacto que un evento pueda tener y no sólo en la ocurrencia del evento. El nivel de riesgo está entonces condicionado por la magnitud del evento físico, el grado de exposición y el nivel de vulnerabilidad (12).

En el documento "Inundaciones Urbanas: Instrumentos para la gestión de riesgo" (1) se establece que "se delimitarán 5 zonas de riesgo para las ciudades existentes:

- Zonas de riesgo alto: aquellas en las que se prioriza la sustitución de los usos actuales por usos compatibles con el río. En general, zonas de alta vulnerabilidad y alta amenaza que requieren de estudios específicos por barrio. Generalmente, esta sustitución está fundada, además, en el desarrollo de proyectos urbanos estratégicos para la ciudad, en el marco del Plan Local.
- Zonas de riesgo medio alto: aquellas que tienen fraccionamientos con parcelas profundas, con un sector que permite la ocupación con habitación y otro sector con períodos de retorno menores, y que por ende no pueden ser construidos.
- Zonas de riesgo medio: aquellas ocupadas actualmente entre la curva de Tr100 y Tr25 años, con baja vulnerabilidad en general y buenas infraestructuras; se promueve su consolidación con medidas especiales de edificación y medidas para los preparativos en caso de inundación.
- Zonas de riesgo bajo: zonas entre las curvas Tr100 y Tr500 años se prohíbe la ubicación de equipamientos vulnerables.
- Zona no urbanizable: zonas inundables con parcelas grandes que pasarán a conformar suelo rural, con medidas especiales para la vivienda del productor."

A partir de estos lineamientos generales dados por DINAGUA se diseñaron dos criterios propios que resultan en la elaboración de dos mapas de riesgo. Ambos surgen de combinar los resultados de vulnerabilidad, que vinculan el porcentaje de población con 3 o más NBI por segmento censal con la densidad población en dicho segmento, con los distintos mapas de amenaza. A su vez, en ambos mapas de riesgo se indicaron aquellas instituciones y basurales que se encuentran dentro de la curva envolvente de 500 años de período de retorno.

En el primer caso se intersecaron el "Mapa de Vulnerabilidad (A)" presentado en la Figura 9-4, en el que se definieron tres niveles de vulnerabilidad (baja, media y alta), con los mapas de amenaza, en los cuales se distinguen las zonas con Tr menor a 10 años, Tr entre 10 y 25 años, Tr entre 25 y 100 años y Tr entre 100 y 500 años. En base a las distintas configuraciones de intersección se establecieron cuatro niveles: zona de riesgo muy bajo, bajo, medio y alto (ver Tabla 11-1). Se definieron los riesgos por manzana, asignándole a cada manzana el valor de riesgo máximo que se haya dado en la misma. En algunos casos se señalaron pequeñas parcelas y no toda la

manzana, porque se creyó que no valía la pena marcar toda la manzana con un riesgo, dado que había sólo alguna casa en todo ese predio, y marcando toda el área no se estaría ilustrando el riesgo existente, sino un riesgo potencial.

El mapa de riesgo correspondiente a este criterio se encuentra en el plano N°8, bajo el nombre de "Mapa de Riesgo (A)" y en la Figura 11-1.

Tabla 11-1. Criterio de definición de riesgo.

Zona de Mapa de Amenaza	Vulnerabilidad	Riesgo
Menor a Tr 10 años	Baja	Medio
	Media	Alto
	Alta	Alto
Entre Tr 10 años y Tr 25 años	Baja	Medio
	Media	Medio
	Alta	Alto
Entre Tr 25 años y Tr 100 años	Baja	Bajo
	Media	Bajo
	Alta	Medio
Entre Tr 100 años y Tr 500 años	Baja	Muy bajo
	Media	Muy Bajo
	Alta	Muy bajo

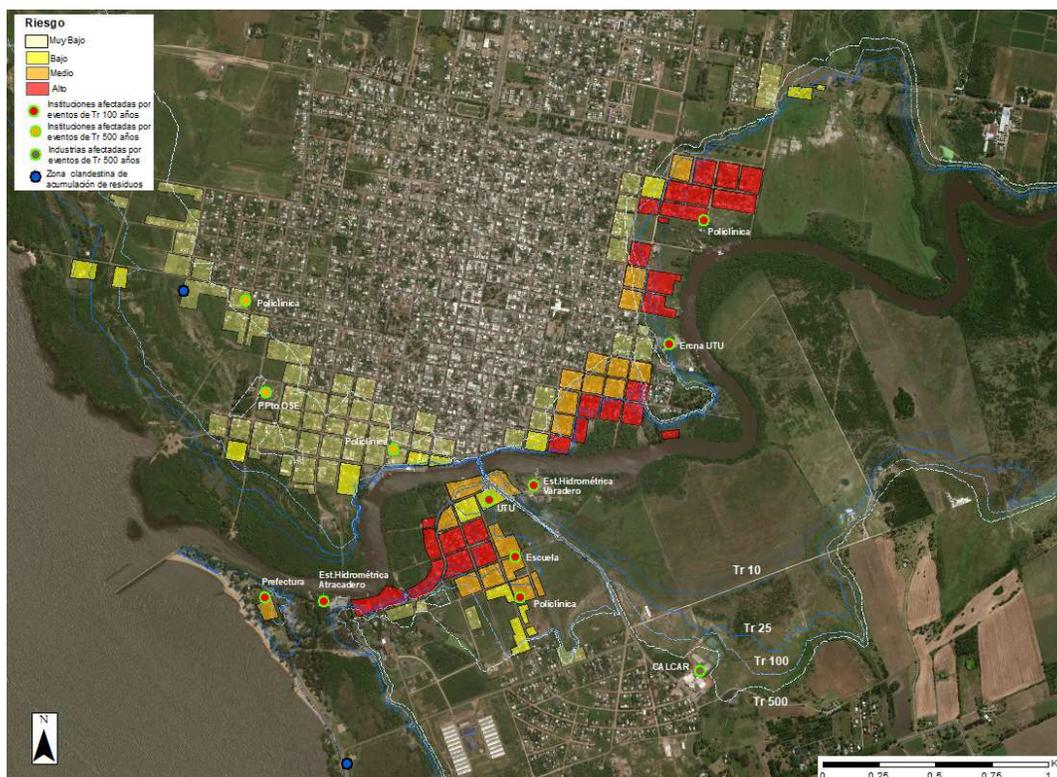


Figura 11-1. Mapa de Riesgo (A).

De este mapa de riesgo se extraen la cantidad de manzanas, viviendas y personas afectadas por cada nivel de riesgo:

Tabla 11-2. Resumen de manzanas, viviendas y población afectadas según riesgo establecido.

Nivel de Riesgo	Manzanas afectadas <sup>2</sup>	Viviendas afectadas	Personas afectadas
Muy bajo	49	915	2257
Bajo	11	153	394
Medio	18	272	758
Alto	24	480	1380

Por último, es importante mencionar que existen algunas manzanas en las cuales, a partir de la imagen satelital, se aprecian construcciones que podrían implicar personas viviendo en ellas. Sin embargo, al momento de utilizar la información del número de habitantes por manzana del Censo del 2011 se pudo constatar que no había personas habitando las mismas, lo cual fue ratificado consultándole a vecinos de la zona que acotaron que dichas construcciones eran depósitos o galpones. Dicha apreciación fue confirmada utilizando el StreetView de Google. Es por eso que dichas manzanas no fueron consideradas en el estudio como zonas de riesgo.

Por otro lado, como en realidad no hay una metodología específica para la elaboración de los mapas de riesgos, se tomó otro criterio que difiere un poco más con los criterios de DINAGUA. Se realizó un mapa de riesgo considerando en cuanto a las zonas de amenaza: la planicie de inundación de Tr menor a 10 años, la de Tr entre 10 y 100 años, y la de Tr entre 100 y 1000 años. Se multiplicó la probabilidad anual de inundación de estas zonas con cantidad de personas por hectárea con 3 o más NBI de cada segmento censal, que está presentado en el plano N°7. En este caso no se tomaron las manzanas como unidades mínimas de asignación de riesgo, sino que las zonas de riesgo quedaron determinadas por la intersección de los segmentos censales (y su respectivo parámetro de vulnerabilidad) y las zonas de amenaza mencionadas. El mapa resultante se muestra en la Figura 11-2 y en el plano N°9, bajo el nombre de "Mapa de Riesgo (B)".

Este último mapa de riesgo quedó fuertemente marcado por las curvas de amenaza consideradas, encontrando ciertos matices según la vulnerabilidad del segmento.

---

<sup>2</sup> Se consideran las manzanas indicadas en el Censo del INE del 2011

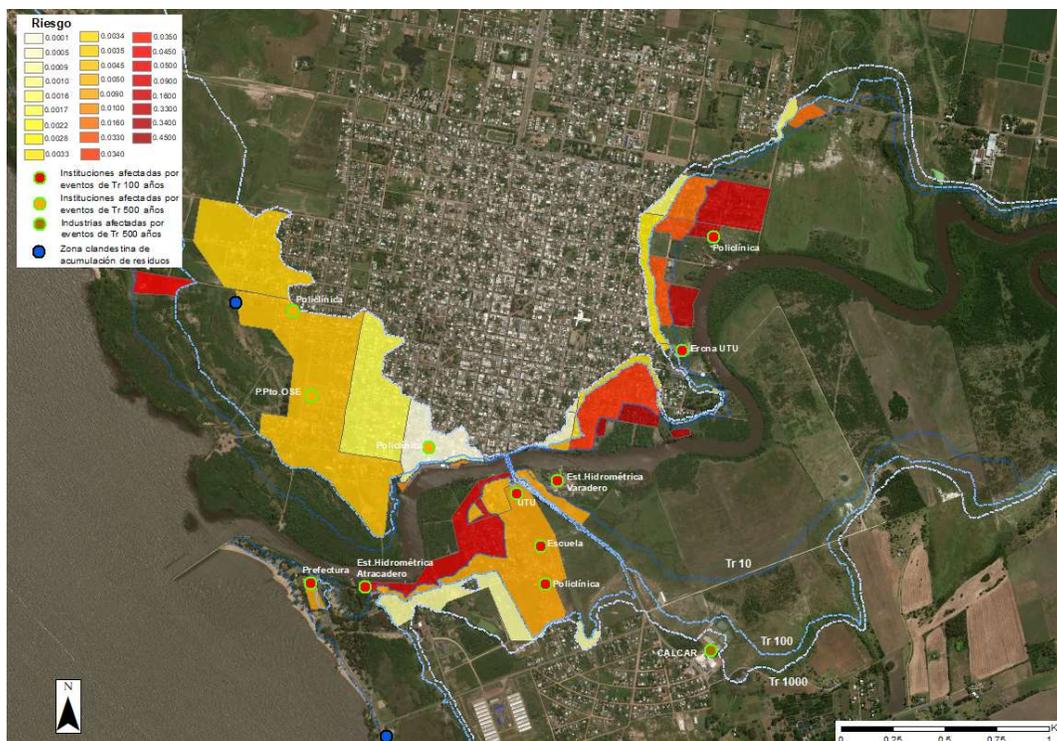


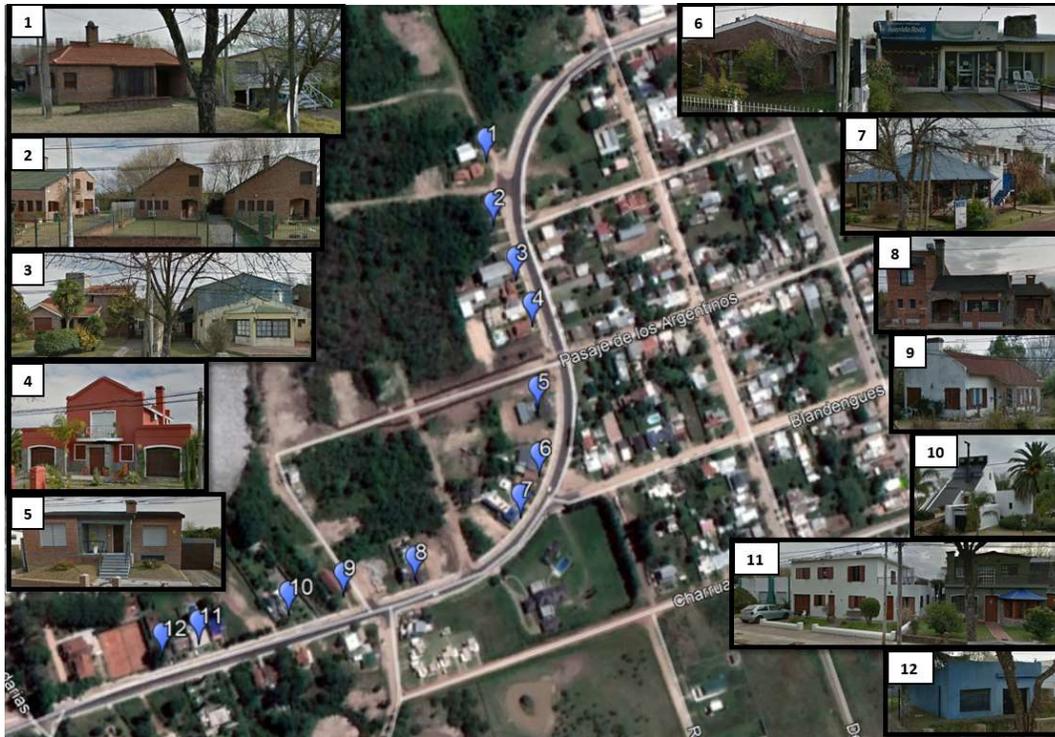
Figura 11-2. Mapa de Riesgo (B).

## 11.2 CORRECCIÓN DE VULNERABILIDAD

Como se explicó en la sección 9.1, el indicador utilizado para definir la vulnerabilidad de la población (NBI), si bien está dado por vivienda, lo único que se sabe de la misma es la ubicación en cuanto a segmento censal. Esto hace que la resolución de los datos no sea lo suficientemente buena, ya que, dentro de los segmentos censales, en muchos casos, se tienen grandes disparidades en cuanto a calidad de la vivienda.

Por este motivo, es que se decidió recorrer las zonas de riesgo alto del Mapa de Riesgo (A) con la herramienta Street View de Google Earth. El hecho de haber restringido la revisión a las zonas de riesgo alto es porque éstas son las de mayor interés a la hora de pensar en alternativas de atenuación de los impactos de las inundaciones.

Un claro ejemplo de la repercusión de la falta de localización de los datos, se encontró en el barrio Centenario, donde toda la zona que bordea al arroyo estaba pintada con rojo (riesgo alto) dado que se encuentran bajo la curva de amenaza de 10 años de periodo de retorno y la vulnerabilidad del segmento es media, lo que no se corresponde con la realidad. En la siguiente imagen se visualizan las viviendas suntuosas presentes allí, que corresponden a vulnerabilidad baja, y por lo tanto, dichas zonas pasan a ser de riesgo medio.



*Figura 11-3. Viviendas suntuosas en barrio Centenario, no se corresponden con la definición de vulnerabilidad media del segmento censal al cual pertenecen.*

En la misma línea, se recorrieron el resto de las manzanas con riesgo alto con el objetivo de distinguir si la clasificación era adecuada o no. Se eligió conservar la clasificación de las manzanas en las cuales al menos una vivienda se consideraba "precaria". Para aterrizar dicha categorización, en la siguiente imagen se muestran fotos de viviendas "precarias", una por cada manzana en la cual el riesgo alto se mantuvo.

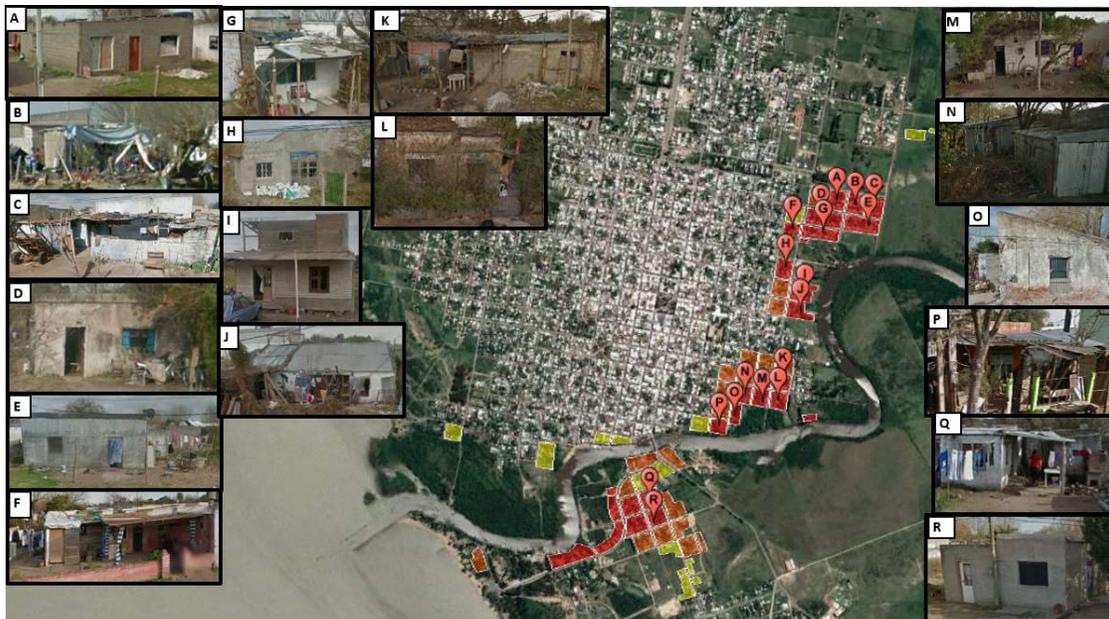


Figura 11-4. Viviendas precarias ubicadas en manzanas de riesgo alto que mantienen su clasificación.

De lo anterior resulta un nuevo mapa de riesgo (A) corregido, el cual se presenta en la Figura 11-5.

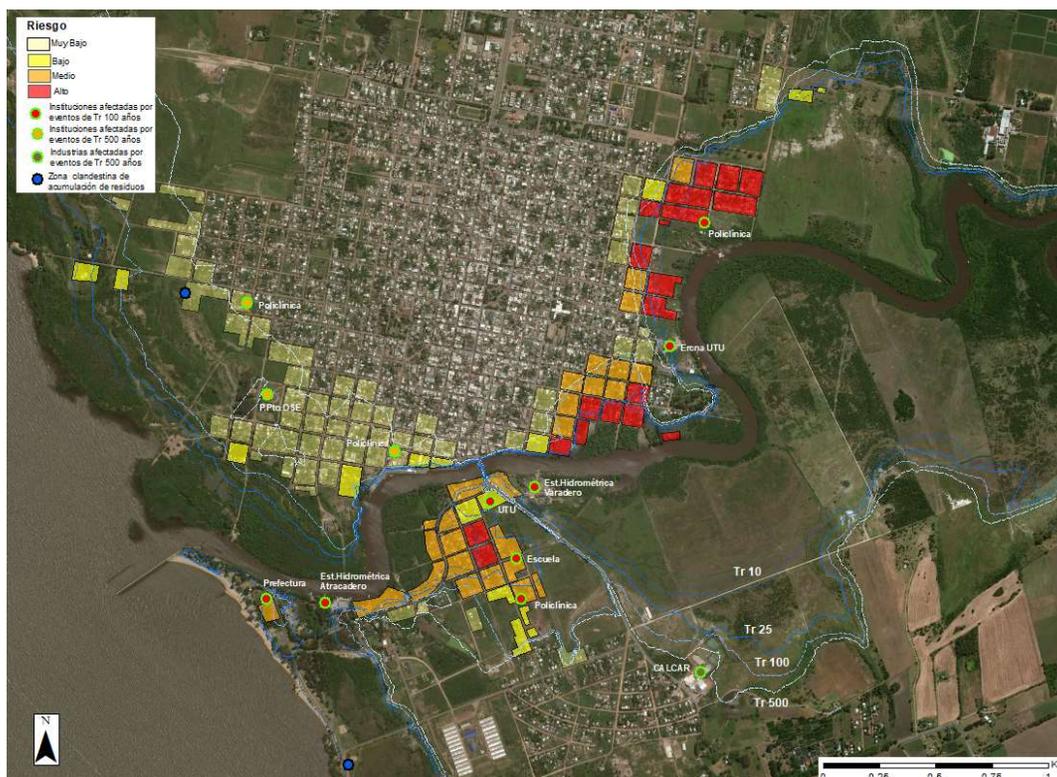


Figura 11-5. Mapa de riesgo A corregido considerando la modificación de la vulnerabilidad.

*Tabla 11-3. Resumen de manzanas, viviendas y población afectadas según riesgo modificado por el cambio de vulnerabilidad.*

Nivel de Riesgo	Manzanas afectadas <sup>3</sup>	Viviendas afectadas	Personas afectadas
Muy bajo	49	915	2257
Bajo	11	153	394
Medio	24	356	932
Alto	18	396	1206

A partir de esta última tabla se pueden establecer dos grandes conclusiones que permiten mostrar el gran impacto que generan los eventos de inundación en la ciudad de Carmelo:

- El 25% de la población (4789 personas) presentan algún tipo de riesgo.
- El 8% de la población se encuentra viviendo en zonas de riesgo elevado.

Por otro lado, es importante mencionar, que 396 viviendas se localizan en una zona categorizada como de riesgo alto lo que podría traducirse en un considerable costo que enfrenta el estado ante los fenómenos de inundación. Esto será profundizado en la sección 11.3.

Cabe aclarar que el mapa de riesgo (B) fue realizado de una forma exclusivamente cuantitativa, y queda planteado de esa forma, ya que de contar con la información de NBI por zona censal (manzana) podría mejorar notoriamente su calidad sin perder su carácter cuantitativo y práctico.

### **11.3 DAÑOS**

La Ley de Creación del Sistema Nacional de Emergencias (N°18621/09) en su artículo 4° incorpora un glosario básico que incluye la definición de daño, como: "Efecto adverso o grado de destrucción causado por un fenómeno sobre las personas, los bienes, los sistemas de protección de servicios, los sistemas naturales y sociales."

Se presenta en esta sección la metodología que se utilizó para calcular los costos asociados a los eventos de inundación para distintos períodos de retorno. De esta forma se pudo calcular el daño económico que generan cada uno de estos eventos.

#### **11.3.1 Criterios utilizados**

Fue necesario separar los costos en dos grupos:

- I. Costos edilicios: se caracterizan por depender directamente de la altura del agua dentro de la vivienda. Suelen ser enfrentados directamente por las propias personas afectadas, generando un problema social y económico importante (22).
- II. Costos no edilicios: dentro de estos se tienen costos directos e indirectos. Los costos directos incluyen: evacuación y retorno de las personas a las viviendas, alojamiento durante la inundación, alimentación y la reconstrucción y reparación de calles. Por su parte, los costos indirectos incluyen

---

<sup>3</sup> Se consideran las manzanas indicadas en el Censo del INE del 2011

principalmente las exoneraciones de pago de servicios como son UTE, ANTEL, OSE e impuestos de las Intendencias Municipales.

Los valores a aplicar para los costos edilicios se extrajeron de los cálculos realizados por el Economista Pedro Barrenechea para los eventos de 2007 en la ciudad de Mercedes (Soriano).

En la Tabla 11-4 se indican los costos edilicios por vivienda en función de la cota de pelo de agua dentro de las viviendas, para el año 2007 y actualizados al día de hoy. Para realizar dicha actualización se tiene en cuenta la evolución del Índice de Costo de la Construcción (ICC<sup>4</sup>) del INE y el tipo de cambio. Es importante mencionar que dichos costos también incluyen los costos de equipamientos, accesorios e instalaciones dentro de las viviendas.

Tabla 11-4. Costos edilicios en dólares.

Altura del agua en la vivienda (cm)	Buena		Regular		Mala	
	Valores 2007 en US\$	Valores 2018 en US\$	Valores 2007 en US\$	Valores 2018 en US\$	Valores 2007 en US\$	Valores 2018 en US\$
Mayor a 200	4989	11537	2914	3196	2515	5816
100 a 200	2750	6360	2212	2426	1563	3615
50 a 100	2474	5721	2135	2342	885	2047
20 a 50	2063	4771	1664	1825	820	1896
0 a 20	1006	2326	887	973	284	657

La definición de los rangos de altura presentados en la tabla anterior se basa principalmente en cuales serían los elementos o partes de las viviendas que se verían afectadas. Dichos rangos pueden apreciarse en la Figura 11-6.



Figura 11-6. Altura del agua dentro de una vivienda.

Por otra parte, para los costos no edilicios, es necesario considerar la evolución del Índice de Precios al Consumo (IPC<sup>5</sup>) y el tipo de cambio, con la excepción del rubro Reparación y construcción de calles para el cual se utiliza el ICC. En la Tabla 11-5 se indican los costos no edilicios para los años 2007 y 2018.

<sup>4</sup> ICC 2007=202.7 // ICC 2018=666.2 (29)

<sup>5</sup> IPC 2007=81.0 // IPC 2018=186.2 (30)

Tabla 11-5. Costos no edificios.

		Costo		
		Valores 2007 en US\$	Valores 2018 en US\$	
Costo directo	Evacuación y retorno (US\$/vivienda)	60.0	97.1	
	Alojamiento (US\$/persona/día)	2.5	4.0	
	Alimentos	Comedor (US\$/persona/día)	3.03	4.9
		Canasta (US\$/persona/día)	19.0	30.7
	Reparación y construcción de calles (US\$/km)	2780	6429	
Costo indirecto	Exoneraciones OSE (US\$/vivienda/mes)	10.0	16.2	
	Exoneraciones UTE (US\$/vivienda/mes)	10.0	16.2	
	Exoneraciones ANTEL (US\$/vivienda/mes)	40.0	64.7	
	Exoneraciones IM (US\$/vivienda)	15.0	24.3	

### 11.3.2 Cálculo

Lo primero que fue necesario determinar es la cota de pelo de agua en cada casa. Sin embargo, debido a que no se cuenta con información de base fidedigna que indique la ubicación de cada vivienda en cada manzana se decide utilizar el punto central de estas para representar la magnitud de interés. Es decir, se consideró que el centro de la manzana es un buen estimador de la profundidad de agua en cada casa perteneciente a la misma. Por otro lado, al no tener clasificadas cada una de las viviendas según el tipo (buena, regular o mala) se decidió tomar a todas las viviendas afectadas dentro de la categoría regular.

Para considerar los costos no edificios fue necesario realizar ciertas suposiciones las cuales se indican a continuación:

- Tiempo en que las personas permanecen fuera de sus hogares: 5 días. Dicha cantidad de días se estableció considerando que la inundación dura aproximadamente 2 días, pero para permitir el retorno de las personas es necesario realizar la limpieza y desinfección del inmueble.
- Las exoneraciones de los servicios públicos serán las correspondientes a un mes.
- No existen personas autoevacuados. De esta forma se incluyen todos los costos no edificios a todas las personas afectadas.
- Para determinar el número de personas y viviendas afectadas se considera el total de cada una de estas variables por manzana.

Los eventos a considerar para calcular los daños son de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años de período de retorno.

### 11.3.3 Resultados

Los resultados obtenidos de costos edificios y no edificios para los distintos Tr mencionados se presentan en la Tabla 11-6, y en la Figura 11-7 se muestran los costos totales.

Tabla 11-6. Costo de los daños en dólares para eventos de Tr de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años.

	Tr 2 años	Tr 5 años	Tr 10 años	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 500 años	Tr 1000 años
Costos edificios	338338	664566	1389727	2631249	3799582	4785182	8986434	10758818
Costos no edificios	86116	133813	320584	494538	706012	889245	1586345	1769280
Costo total	424450	798379	1710311	3125787	4505593	5674427	10572779	12528098

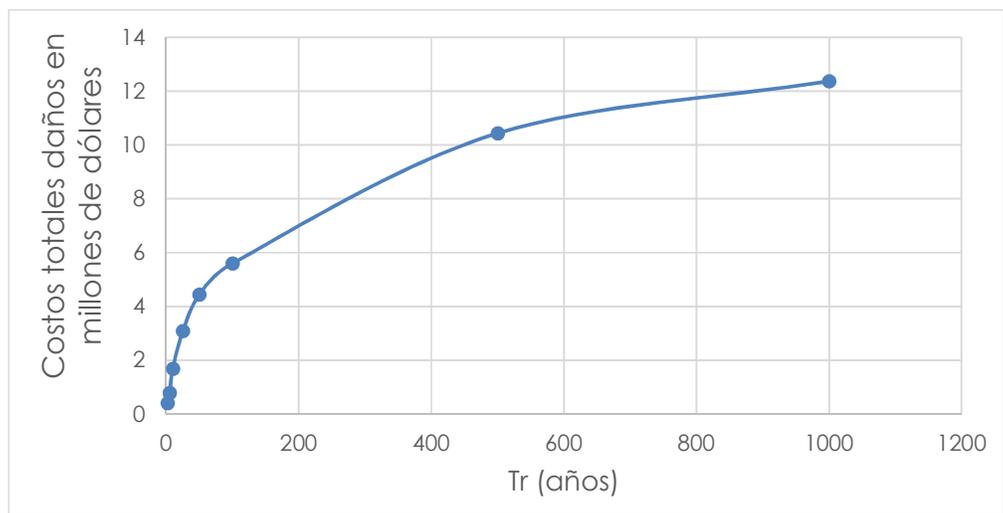


Figura 11-7. Costos totales de los daños en millones de dólares para eventos de Tr de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años.

Del análisis se desprende que el mayor costo se debe a los costos edificios, aproximadamente un 85% del costo total. Si se toma en cuenta que dichos costos serán absorbidos por la población se puede decir que el impacto económico generado por los eventos de inundación sobre la población local es muy grande.

El gran objetivo de esta sección es poder determinar cuál es el riesgo económico asociado a un determinado período de retorno. Para poder calcularlo es necesario conocer la probabilidad de que dicho evento ocurra. Esto puede apreciarse en la Figura 11-8.

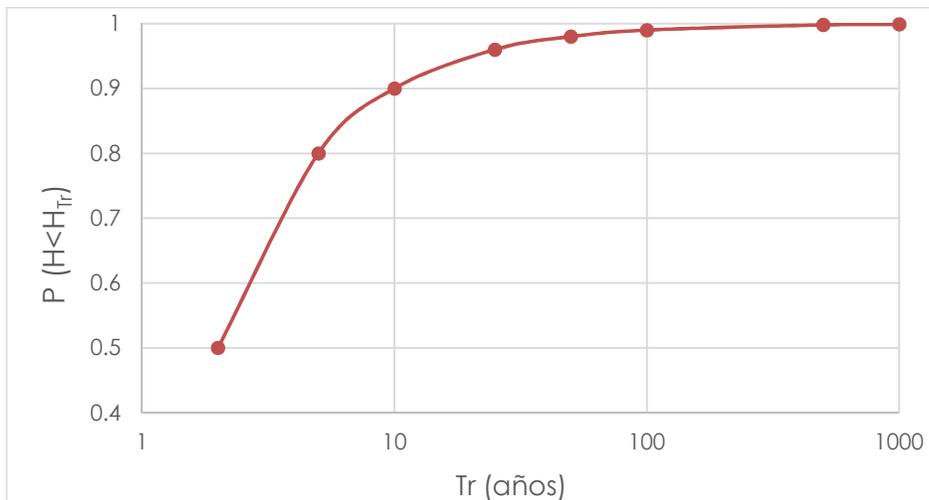


Figura 11-8. Curva de frecuencia acumulada.

Por lo expuesto anteriormente, el riesgo económico asociado a un determinado período de retorno se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$$E(c) = (P(H < H_{Tr2}) - P(H < H_{Tr1})) \cdot \frac{Costo_{Tr2} + Costo_{Tr1}}{2}$$

Siendo Tr1 y Tr2 los períodos de retorno entre los cuales se da el evento analizado.

Aplicando dicha ecuación para los Tr considerados se obtienen los resultados indicados en la siguiente tabla.

Tabla 11-7. Valor del daño esperado en miles de dólares por año.

TR	Valor esperado del costo en miles de dólares por año
2	105
5	181
10	124
25	143
50	75
100	50
500	64
1000	11
Total	754

Por lo tanto, se espera que el impacto económico generado por eventos de inundación en la ciudad de Carmelo anualmente sea de 754000 dólares. Se grafican los valores presentados en la Tabla 11-7 y se obtiene el gráfico presentado en la Figura 11-9.

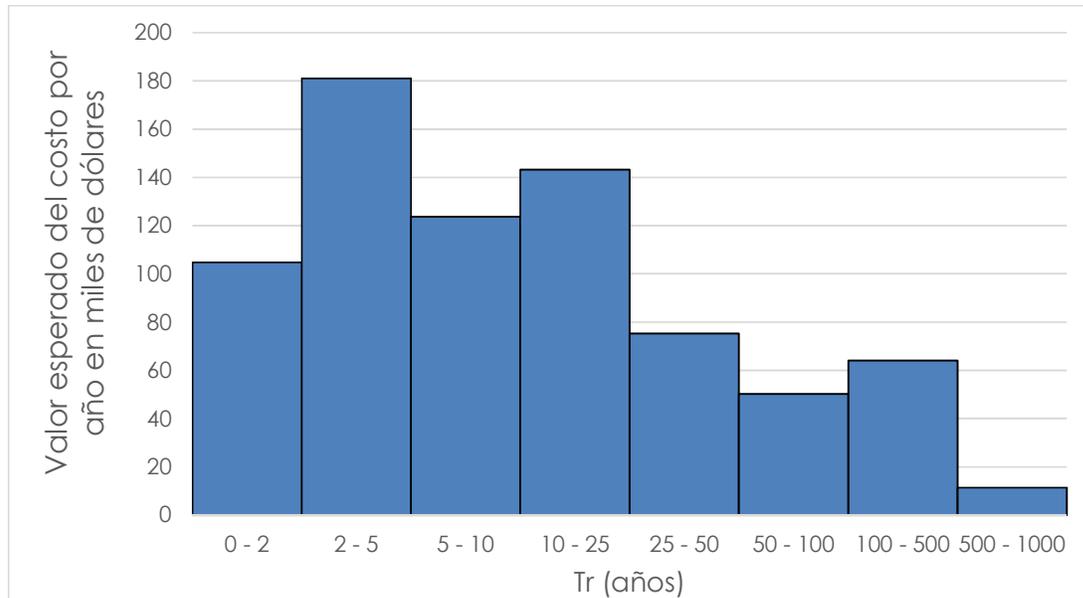


Figura 11-9. Valor esperado de costo por daños por año en miles de dolares.

Los picos en la gráfica presentada se asocian principalmente a la diferencia en la cantidad de centros de manzanas afectados para cada uno de los períodos de retorno considerados.

## **12 POSIBLES MEDIDAS ESTRUCTURALES PARA MITIGACIÓN DEL RIESGO POR INUNDACIÓN**

---

En la siguiente sección se analizan las posibles medidas estructurales a realizar con el objetivo de reducir el riesgo en las zonas afectadas por las inundaciones; entre ellas:

- Modificar la sección de pasaje del puente nuevo para que el mismo incremente su función de control de inundaciones cuando la forzante del evento son las precipitaciones (ver sección 12.1).
- Modificar el puente nuevo de forma que actúe como una presa, con el mismo objetivo que la alternativa anterior (ver sección 12.2).
- Colocar diques que bordeen la ciudad en las zonas que son afectadas por las inundaciones de forma que el agua no pueda fluir por dichas zonas, mitigando la amenaza de las inundaciones forzadas tanto por aumento de nivel del Río de la Plata como por intensas precipitaciones (ver sección 12.3).

### **12.1 PUENTE NUEVO CON SECCIÓN REDUCIDA**

Se decidió analizar el efecto que generaría disminuir la sección de pasaje del agua y de esta forma se pueda aprovechar la infraestructura para control de inundaciones. Se realizó un análisis de la sensibilidad del modelo, buscando encontrar cuál sería la sección óptima que permitiría controlar las inundaciones donde la forzante sea la precipitación.

En las siguientes imágenes se muestra cómo quedaría la planicie de inundación para 100 y 1000 años de período de retorno, en caso de que la sección fuera de 15m de largo, en vez de 70 m de largo como se define en el proyecto original. La limitante para definir de forma simplificada la sección elegida fue evitar el sobrepasamiento de la ruta. Cabe hacer hincapié en que el dimensionado de la posible sección es tan sólo para evaluar la someramente incidencia de la sección como parámetro de juego.

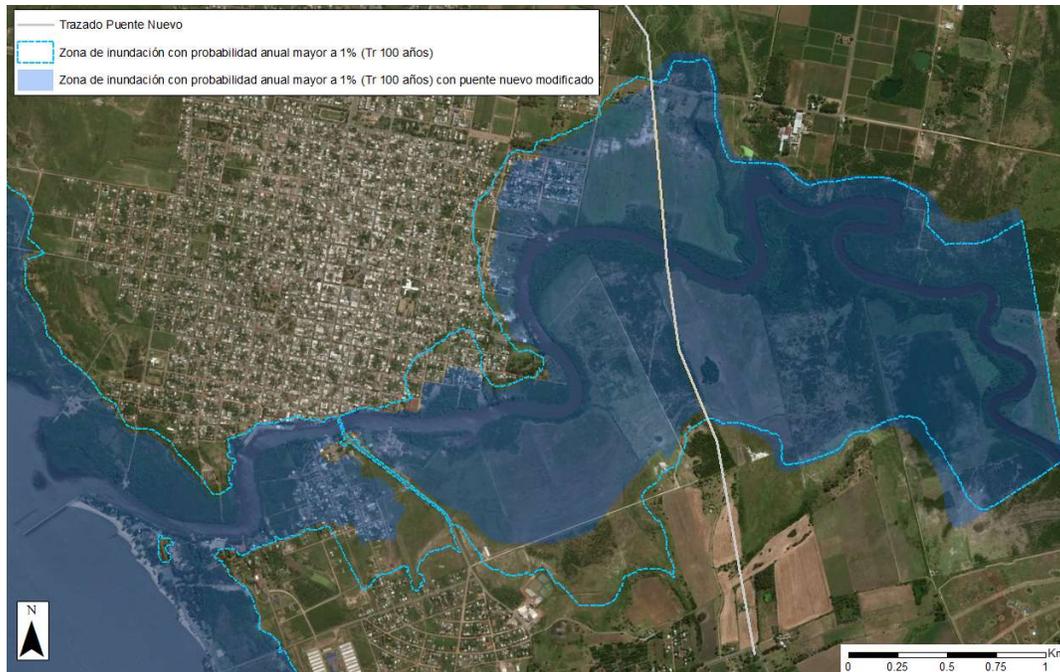


Figura 12-1. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente modificado para eventos de 100 años de periodo de retorno.

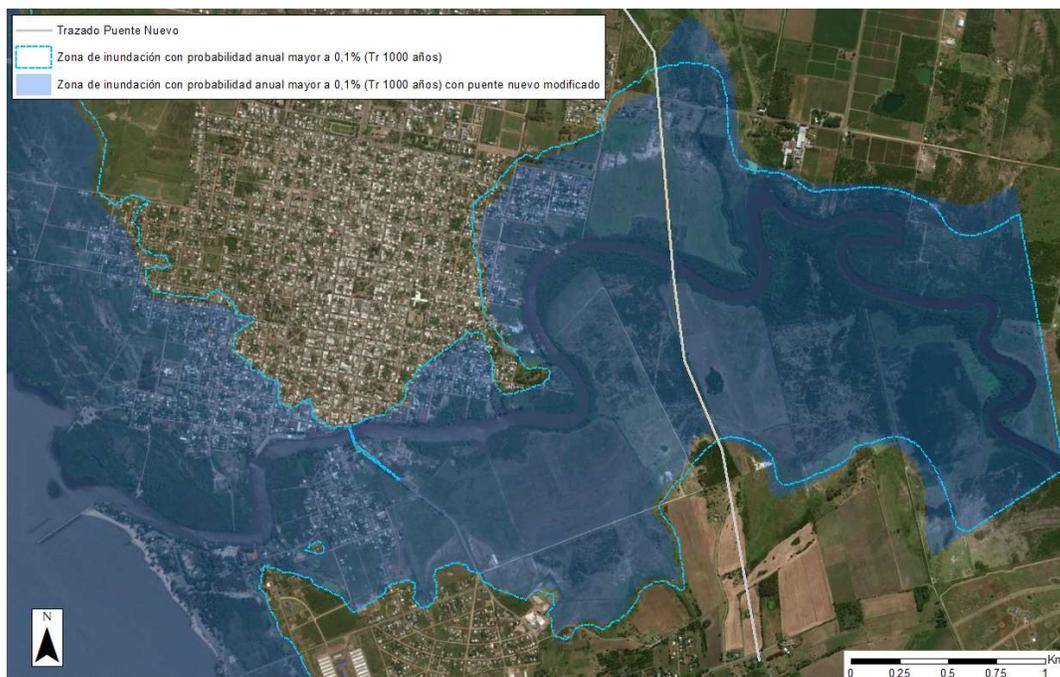


Figura 12-2. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente modificado para eventos de 1000 años de periodo de retorno.

En la siguiente tabla se observa en detalle las diferencias de niveles varias secciones que existen entre los diferentes escenarios planteados.

Tabla 12-1. Diferencia de los niveles en las secciones considerando la situación con y sin puente nuevo modificando la sección, para la envolvente de Tr 100 años y Tr 1000 años.

Secciones	Envolvente Tr 100 años			Envolvente Tr 1000 años		
	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)
	Con puente nuevo modificado	Sin puente nuevo		Con puente nuevo modificado	Sin puente nuevo	
14	6.47	5.80	0.67	7.12	6.30	0.82
13	5.94	5.40	0.54	6.88	6.00	0.88
12	5.73	5.10	0.63	6.75	5.80	0.95
11	4.19	5.00	-0.81	5.00	5.80	-0.80
10	3.85	4.80	-0.95	4.96	5.60	-0.64
8	3.81	4.60	-0.79	4.95	5.40	-0.45
5	3.75	4.00	-0.25	4.93	5.00	-0.07
4	3.74	4.00	-0.26	4.93	5.00	-0.07
3	3.73	3.90	-0.17	4.93	5.00	-0.07

Se puede observar que la alternativa de modificar la sección del puente angostando la sección resulta en la disminución de la cota de pelo de agua en la zona de interés, pero no tiene mayor incidencia en cuanto a las manchas de inundación.

Al igual que en el caso de que se analizó la implantación del puente nuevo original, las secciones que presentan mayor influencia del puente son aquellas cuya cota de pelo de agua está gobernada por las precipitaciones en la cuenca. Dichas secciones son las que se encuentran a mayor distancia de la desembocadura. Esto reafirma la idea de que los eventos que estarían siendo parcialmente mitigados son aquellos en los que la forzante principal es la precipitación en la cuenca.

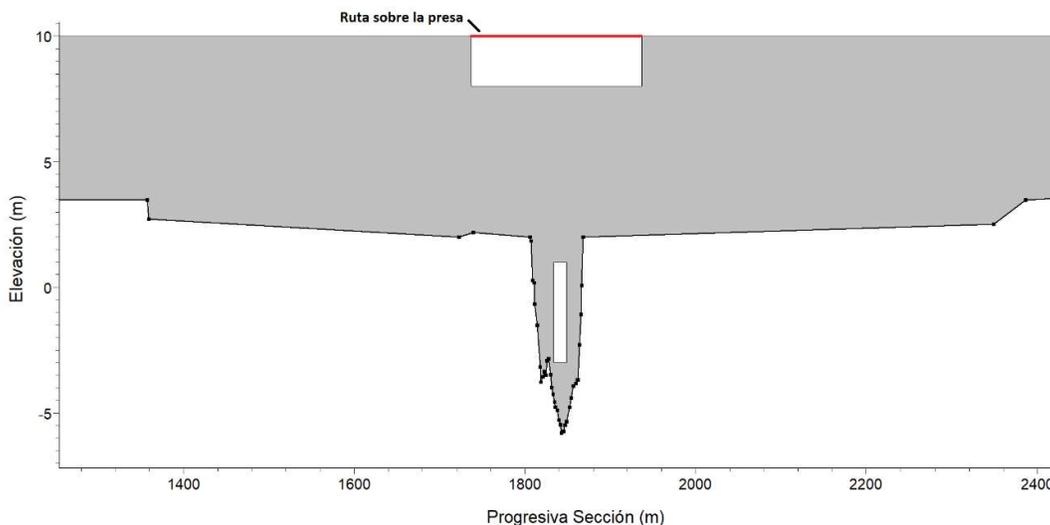
Por otro lado, hay que tener en cuenta que, al disminuir la sección, los pilares del puente podrían verse seriamente afectados por fenómenos de socavación y erosión, pudiendo comprometer la estabilidad de la estructura. Para evitarlo sería necesario utilizar procedimientos constructivos más exhaustivos que en caso de mantener el proyecto original, lo que aumentaría los costos de la obra.

## 12.2 PUENTE NUEVO TIPO PRESA

Se estudió en forma simplificada la implicancia que tendría transformar el puente nuevo en una presa, que sirva de control parcial de las inundaciones, ya que se estaría afrontando sólo una de las dos forzantes el problema: las precipitaciones.

Para la definición de esta presa, se colocó una alcantarilla (de 15m de ancho y 4 metro de altura) que permitiera el paso de un caudal base, generando que sólo se embalse el agua cuando el caudal de ingreso es muy importante. Para estos casos extremos es que tendrá uso el vertedero (de 200 m de largo) situado a una cota aproximada de 8 m. La elección de dicha cota radica en que se consideró que el vertedero debería de utilizarse para eventos de período de retorno mayor a 1000 años, por lo tanto, la altura del mismo se fija en función de la cota de pelo de agua

que se obtiene con el modelo hidrodinámico para este período de retorno en la sección de interés. La ruta, en este esquema debería sobreelevarse hasta una cota de 10 m en toda su extensión. En la Figura 12-3 se ilustra el esquema mencionado ingresado en el modelo.



*Figura 12-3. Modelo del puente tipo presa.*

Es extremadamente importante que quede claro que lo que se hizo está lejos de ser un pre diseño de la estructura, simplemente fue hecho a modo de esquema. Incluso la ubicación del vertedero no es la adecuada, pero a efectos del análisis que se pretendió hacer no tiene mayor incidencia.

En las Figura 12-4 y Figura 12-5 se muestra lo que sucede para los eventos cuya combinación de probabilidad de ocurrencia dé como resultado eventos de 100 y 1000 años de periodo de retorno.

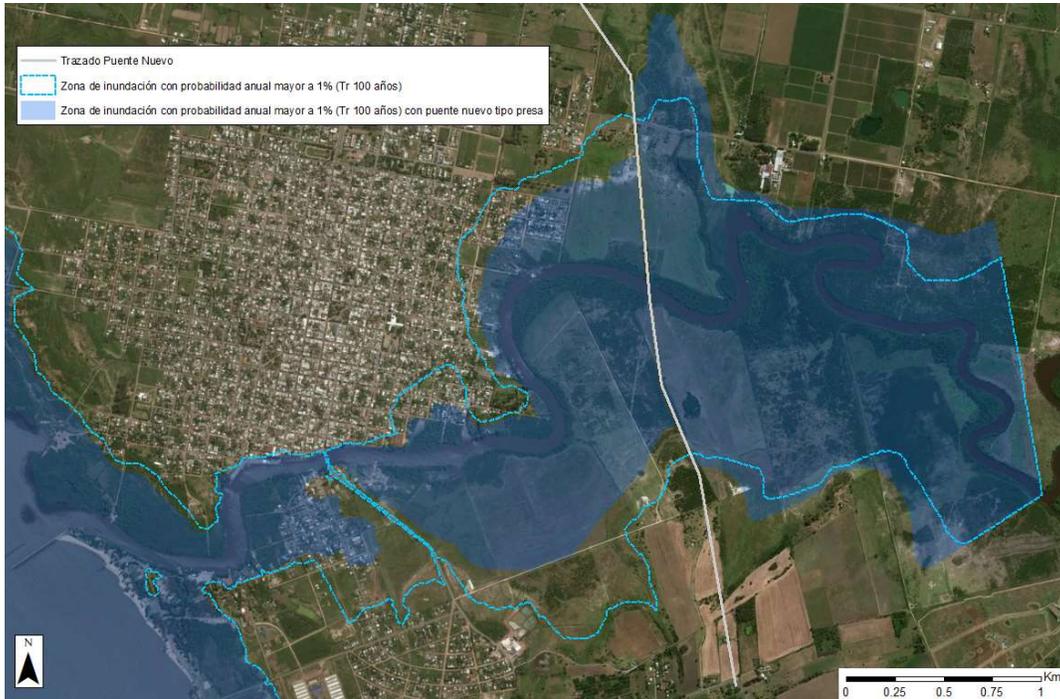


Figura 12-4. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente tipo presa para la envolvente de Tr 100 años.



Figura 12-5. Comparación de las planicies de inundación con y sin puente tipo presa para la envolvente de Tr 1000 años.

En la Tabla 12-2 se muestra las cotas de pelo de agua para diferentes secciones de interés en los casos de interés mencionados.

*Tabla 12-2. Diferencia de cotas generada por eventos de distintos periodos de retorno con y sin la implementación del puente nuevo tipo presa*

Secciones	Envolvente Tr 100 años			Envolvente Tr 1000 años		
	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)	Cota pelo de agua (m)		Diferencia (m)
	Con presa	Sin presa		Con presa	Sin presa	
14	6.76	5.80	0.96	7.79	6.30	1.49
13	6.71	5.40	1.31	7.77	6.00	1.77
12	6.69	5.10	1.59	7.76	5.80	1.96
11	3.73	5.00	-1.27	5.00	5.80	-0.80
10	3.69	4.80	-1.11	4.96	5.60	-0.64
8	3.66	4.60	-0.94	4.95	5.40	-0.45
5	3.63	4.00	-0.37	4.93	5.00	-0.07
4	3.62	4.00	-0.38	4.93	5.00	-0.07
3	3.62	3.90	-0.28	4.93	5.00	-0.07

Se puede apreciar que la implantación del puente tipo presa logra disminuir de forma significativa la cota de pelo de agua en las zonas urbanas para los eventos de Tr 100 años. Para los eventos de Tr 1000 años esta diferencia no es tan importante lo cual estaría directamente relacionado a que la incidencia del Río de la Plata en los niveles de las secciones es mayor a medida que aumenta el período de retorno.

Por último, pero no menos importante, es imprescindible tener en cuenta que la forma en que se decide construir la sección del puente presa (interrumpiendo el flujo natural del arroyo) podría generar graves impactos ambientales en el ecosistema fluvial del arroyo, afectando directamente a la biota.

### **12.3 DIQUES BORDEANDO ZONAS AFECTADAS**

Se evaluó también la implementación de diques bordeando la ciudad, lo que serviría como amparo frente a eventos gobernados por cualquiera de las dos forzantes involucradas en el fenómeno de las inundaciones.

En la Figura 12-6 se muestra un dibujo esquemático de los lugares podrían colocar dichos diques, lo que a priori implicaría cerca de 9.2 km lineales de dichas estructuras. Incluso para garantizar que el barrio Centenario vea reducido el riesgo sería necesario elevar nuevamente la cota de la Ruta 21 o construir un dique aguas arriba de esta, de forma tal que se evite el sobrepasamiento (por el punto más bajo de la misma) ante eventos de grandes precipitaciones como fue el ocurrido en abril de 2016.



*Figura 12-6. Diques bordeando posibles zonas afectadas.*

Hay que tener en cuenta que Carmelo se caracteriza por ser una ciudad turística, en particular en las zonas costeras, lo que desalentaría la colocación de los diques en la zona noroeste y suroeste.

Además, en la zona noroeste sobre la margen del Río de la Plata, se proyecta construir un paseo costero para impulsar aún más el turismo, por lo que puede que la construcción de diques en esta zona sea bastante contraproducente. En este sentido, es menester que en el diseño de dicho paseo costero sea considerado el riesgo de inundación presente en esa zona.

A su vez, el enfoque para definir las zonas a proteger por los diques es atender las zonas de riesgo alto, por lo que, observando el Mapa de Exposición y el Mapa de Riesgo (A), se puede ver que donde existe mayor cantidad de personas vulnerables afectadas es al noreste de la ciudad (barrio San José). Sumado a esto, este barrio no es utilizado para turismo, por lo que a priori no perdería valor en cuanto a eso. Incluso, en la zona este de la ciudad parecería viable la construcción de los diques, dada la distancia desde las márgenes del arroyo a las edificaciones. La ubicación de dichos diques se presenta en la Figura 12-7. Sobre esta alternativa se profundizará en la sección 13.

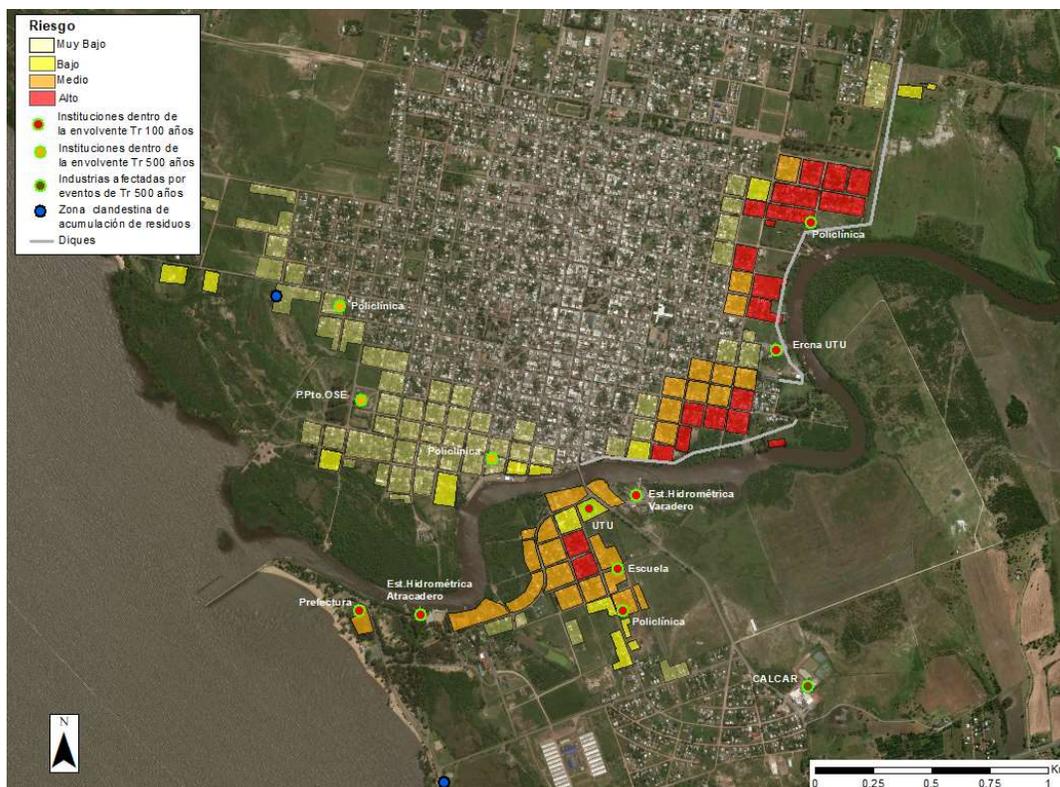


Figura 12-7. Diques a implementar en zonas de mayor riesgo.

## 12.4 DISCUSIÓN DE ALTERNATIVAS

En la búsqueda de posibles alternativas surgió naturalmente el aprovechamiento del proyecto del puente nuevo. Sin embargo, se estaría controlando una de las forzantes, que es la crecida del arroyo de las Vacas por incremento del caudal debido a copiosas lluvias en la cuenca. Es decir, como se vio en la sección 8, los eventos causados por incremento de nivel en el Río de la Plata generan curvas de inundación que afectan las zonas urbanas, y que no se estarían mitigando con la implementación del puente nuevo y las posibles modificaciones del mismo.

Por esto es que se analizó la construcción de diques que bordeen la ciudad en las zonas que son afectadas por eventos de crecida importantes considerando las dos forzantes involucradas. Se resolvió que esta alternativa debía ser estudiada con mayor detalle, ya que tiene varias puntas a analizar cuidadosamente, entre ellas: magnitud de la obra, infraestructura complementaria (drenaje de pluviales), repercusión social y urbanística, impactos ambientales, costos, riesgo asociado, etc. (Ver sección 13).

Por otra parte, también es necesario evaluar la aplicación de "soluciones blandas", que son las más alentadas por las instituciones competentes en el tema, como puede ser realojos y cuestiones que tengan que ver con ordenamiento territorial.

Hay zonas que implican un riesgo existente (donde está urbanizado) y otros un riesgo potencial (donde aún no hay edificaciones), y es en función de eso, y de los usos de suelo, que se evaluarán las posibles medidas. En la sección 0 se amplía al respecto.

Las alternativas planteadas serán comparadas con el cálculo estimativo del daño causado por las inundaciones visto en la sección 11.3.

Finalmente, debe hacerse hincapié en que lo presentado son medidas de mitigación, dirigidas a reducir o disminuir el riesgo. La mitigación es el resultado de la aceptación de que no es posible controlar el riesgo totalmente; es decir, que en muchos casos no es posible impedir o evitar totalmente los daños y consecuencias y sólo es posible atenuarlas. (1)

## 13 ESTUDIO DE IMPLANTACIÓN DE DIQUES DE PROTECCIÓN Y GESTIÓN DE DRENAJE PLUVIAL

### 13.1 UBICACIÓN EN PLANTA

Para la localización en planta de los diques se consideró la topografía de terreno, buscando que queden suficientemente separados de la orilla del arroyo siempre y cuando las construcciones presentes lo permitan. Esto se hace por los motivos que se indican a continuación:

- Evitar que el dique esté sometido a solicitaciones inmediatamente después de que el arroyo se desborda.
- Alejarse de zonas de flujo preferencial donde existen elevadas velocidades que producirían problemas de erosión.
- Ganar área de inundación (entre el dique y el arroyo) tratando de disminuir el tirante máximo alcanzado por los eventos.
- Alejarse de terrenos pocos resistentes como son las banquetas de los arroyos.
- Proteger la biodiversidad costera.

En la Figura 13-1 se puede apreciar el trazado de los diques considerando las curvas de nivel.

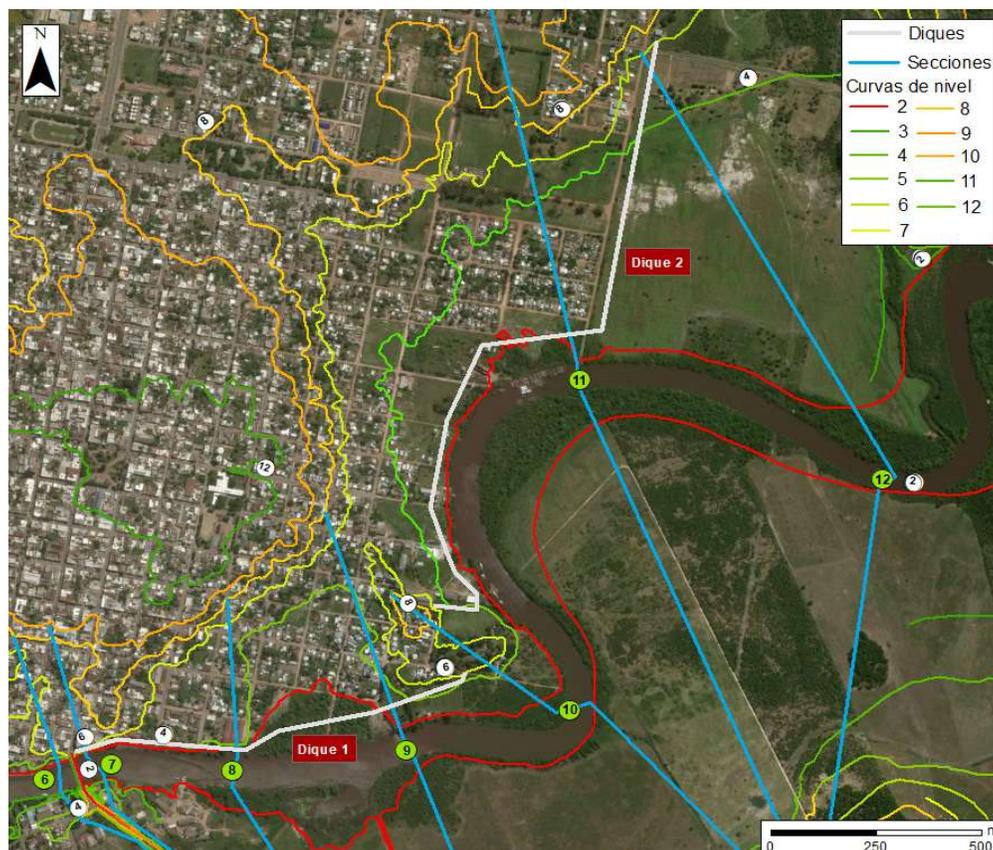


Figura 13-1. Trazado de los diques considerando curvas de nivel y zonas a proteger.

## 13.2 DISEÑO

El diseño de diques previsto en este informe se realiza considerando que dará servicio por al menos 25 años, pensando en esa instancia se deberá evaluar la situación y el funcionamiento de la estructura para discutir posibles modificaciones o adaptaciones a las futuras condicionantes. Esto incluye apreciación sobre la incidencia de la marea astronómica vista en la 6.8, así como lo comentado en la sección 6.6.4, acerca de la incidencia del cambio climático en los niveles del Río de la Plata.

Para definir la cota de coronamiento de los diques se utilizó el enfoque de FEMA (Federal Emergency Management Agency), que recomienda que la mínima altura de coronamiento del dique sea la suma del nivel del agua para 200 años de periodo de retorno y el mayor entre: 3 pies y la altura por viento y run up de las olas. (24) Se utilizó la primera opción debido a que es la más restrictiva en este caso.

Se definió la altura de cada dique considerando el nivel de agua obtenido en el modelo para la sección que se encuentra aguas arriba de cada uno.

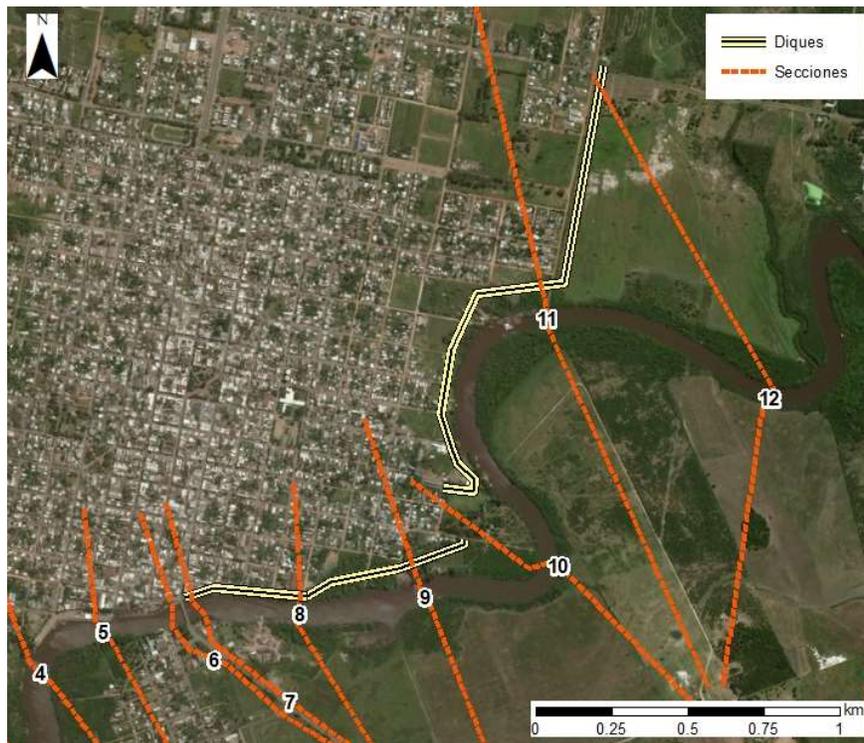


Figura 13-2. Diques y secciones del modelo hidrodinámico.

La altura de los diques es variable, dependiendo de la cota de terreno, siendo la altura mayor de 4.2 metros en ambos diques. En el plano N° 10 se observa un perfil altimétrico con dicha información.

En la Figura 13-3 se puede apreciar la envolvente generada para 200 años de período de retorno considerando en la modelación la presencia de ambos diques.



Figura 13-3. Envoltente de inundación para Tr 200 años considerando la presencia de los dos diques de protección.

En la siguiente tabla se indica la cota de pelo de agua para diferentes periodos de retorno en las secciones de interés. Se observa, que, para ambos diques, la cota de coronamiento elegida excede la cota para 1000 años de periodo de retorno.

Tabla 13-1. Cota de pelo de agua para las secciones en las que se colocan los diques, para diferentes periodos de retorno comparado con la cota definida para el dique.

Secciones	Cota de pelo de agua (m)				Cota dique (m)
	Tr 100	Tr 200	Tr 500	Tr 1000	
12	5.1	5.3	5.6	5.8	6.2
11	5.0	5.2	5.6	5.8	
10	4.8	5.1	5.4	5.6	
9	4.7	5.0	5.3	5.5	6.0
8	4.6	4.9	5.2	5.4	
7	4.3	4.6	4.9	5.2	

Los diques serán de materiales sueltos, a excepción de una parte del dique 1 en la que no es posible la implantación de semejante estructura, por lo que se colocará un muro de hormigón. El mismo presentará una longitud total de 407m y puede apreciarse en la Figura 13-4.



Figura 13-4. Parte del dique 1 que será conformada por un muro de hormigón.

### 13.2.1 Diseño muro de hormigón

Para calcular la geometría (sección) que debería de tener el muro se consideraron los esfuerzos que deberá de resistir durante los eventos de inundación. Se consideró el tramo más restrictivo, es decir, el de mayor altura. El mismo se encuentra ubicado en la zona de transición del dique de tierra y el muro analizado.

Para el resto de los tramos se mantiene invariada la geometría, a excepción de la altura la cuál disminuye a medida que la cota de terreno aumenta. Hay que tener en cuenta que la estabilidad de la estructura seguirá siendo verificada por más que se reduzca la altura puesto que esto lleva a que también disminuya el empuje hidrostático y las supresiones debajo del muro.

Las situaciones analizadas son la estabilidad al deslizamiento y la estabilidad al vuelco desde el punto más restrictivo (extremo inferior del extradós del muro). Para esto, se consideró un factor de seguridad de 1.5 para ambas situaciones (25).

Para conocer las características del suelo se utilizó el informe diagnóstico de Tahal (6) el cual indica que el suelo en la zona estudiada está compuesto principalmente por arcillas limosas.

Además, debido a la proximidad al curso de agua y que en la situación de carga analizada el intradós está con agua, para el análisis de estabilidad se consideró que el suelo se encuentra saturado.

El tipo de muro que se desea diseñar es un muro de contención cuya forma es de "T" invertida. Para cumplir con los coeficientes de seguridad indicados anteriormente se obtuvo que la geometría del muro es la indicada en la Figura 13-5.

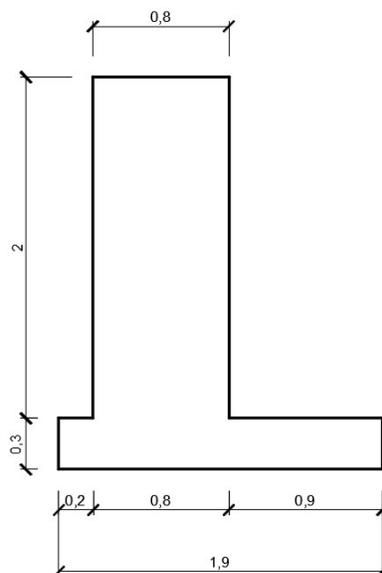


Figura 13-5. Geometría del muro de contención.

Para dichas geometrías se obtuvieron los siguientes factores de seguridad.

$$FS_{Destizamiento} = 1.66 > 1.5$$

$$FS_{Vuelco} = 1.55 > 1.5$$

La profundidad de fundación del muro es de 0.3m. Dicha medida lleva a que la cota de terreno coincida con la cota superior del tramo horizontal del muro de contención. Esta elección se hizo con el objetivo de que este tramo del muro pueda ser utilizado como parte de la vereda en los tramos en que el mismo se asienta.

Es necesario mencionar que el análisis de estabilidad se realizó considerando que la cota de pelo de agua coincide con la cota de coronamiento del muro por ser ésta la condición máxima de esfuerzos.

Cabe notar que el ancho del núcleo del muro podría ser utilizado en ciertos tramos como una zona de descanso donde las personas puedan sentarse y disfrutar del arroyo, lo podría llegar a disminuir el impacto negativo que genera la construcción del mismo.

Para estimar el costo del muro de hormigón se consideró un valor de 1300 USD por metro cúbico de hormigón construido.

### 13.2.2 Diseño dique de tierra

Según recomendaciones de la USACE, la sección mínima del dique debe tener un ancho de corona de al menos 3.05m (10 pies) y una pendiente lateral más plana o igual a 1V:2H, independientemente de la altura del dique. Las dimensiones requeridas de la sección mínima del dique tienen la función de proporcionar una vía de acceso para afrontar las inundaciones, el mantenimiento, la inspección y las condiciones generales de seguridad. (26)

En base recomendaciones descritas anteriormente, las pendientes de los taludes se definirán de 1V:3H, y el ancho de coronamiento será de 4m. Si bien los criterios de

diseño mencionados tienen gran aceptación a nivel internacional, será necesario una vez que se defina el material de préstamo y de cimentación, realizar un estudio de estabilidad.

La idea es que el dique se implemente de forma amigable con su entorno de forma que no elimine la relación que los pobladores locales tienen con el arroyo. Es por esto que se plantea realizar, en la zona superior del dique, un paseo costero el cual podría constituirse de ciclovías (ver Figura 13-6). Por esto, el ancho de coronamiento elegido es de 4m. En la misma línea, en ciertas zonas donde el vínculo con el arroyo es muy importante, se podrían prever lugares de pasaje o atravesamiento del dique, los cuales podrían ser llevados a cabo mediante compuertas stop logs.



Figura 13-6. Ilustración de la idea de implementación del dique de forma amigable con el entorno.

Los diques de tierra tendrán sección homogénea, y en lo posible se deberá utilizar material con gran contenido de arcilla. Se deberá hacer un reconocimiento geológico de la zona para localizar los bancos de materiales y la calidad de los mismos.

De todas formas, para estimar un costo de forma simplificada, se supone que en la zona el material disponible no es adecuado y será necesario transportarlo desde algún otro sitio, por lo que se tomó que el metro cúbico de dique tendrá un valor de 10 USD.

### 13.2.3 Resumen

En la siguiente tabla se muestran datos generales de los diques así como también un cálculo de costo estimado a partir de la discretización de los diques en tramos cada 25m.

Tabla 13-2. Datos de los diques.

	Dique 1	Dique 2
Largo	564m de tierra 407m de hormigón	1815m
Cota de coronamiento	6.0 m	6.2 m
Altura máxima	4.2 m	4.2 m
Costo de movimiento de tierra (miles de USD)	260	800
Costo tramo de hormigón (miles de USD)	825	-

Si bien estos costos no parecen tan importantes hay que agregarle el de resolver la descarga de los pluviales de la ciudad mediante bombeo, lo que implica por lo menos obras de pozos de bombeo y canalizaciones que aumentan tanto los costos de construcción como los de operación de la alternativa (ver sección 13.4). A su vez, se podrían agregar costos por expropiación de los predios cercanos o situados en donde se construiría el dique.

### 13.3 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La obra de movimiento de suelos a ejecutar debe realizar en primer lugar la regularización del suelo, lo que implica limpieza, arranque y desmonte.

La limpieza se efectúa de forma que se elimine todo material no apto para la cimentación del dique, como por ejemplo: árboles, madera caída, arbustos, vegetación, piedras sueltas, estructuras abandonadas, cercas y escombros. (26)

El arranque consiste en la extracción, dentro del área de la base del dique, de todos los tocones, raíces, troncos enterrados, pavimentos viejos, desagües y otras materias del estilo. Las raíces u otras intrusiones de más de 3,8 cm de diámetro dentro del área de cimentación del dique deben eliminarse a una profundidad de 90 cm por debajo de la superficie natural del suelo. Todos los orificios y depresiones causados por las operaciones de arranque deben aplanarse antes de rellenar. El relleno, consistente o similar al de los suelos adyacentes, debe colocarse en capas hasta el grado de cimentación final y compactarse a una densidad igual a la del material adyacente no perturbado. Esto evitará "puntos blandos" debajo del dique y mantendrá la continuidad del suelo natural. (26)

Después de que se completen las operaciones de limpieza y arranque de la cimentación, se inicia el desmonte. El propósito de la extracción es eliminar la vegetación de bajo crecimiento y la capa orgánica del suelo. Todo el material decapado adecuado para su uso como suelo vegetal debe almacenarse para su uso posterior en las pendientes del terraplén. (26)

Se debe excavar una zanja de exploración (a menudo denominada "zanja de inspección") para exponer o interceptar cualquier característica subterránea no deseable, como baldosas de desagüe viejas, líneas de agua o alcantarillado, madrigueras de animales, troncos enterrados, bolsas de material inadecuado u otros escombros. Las zanjas deben tener una profundidad mínima de 1,8 m. (26)

Una vez deforestadas y limpiadas las áreas de préstamo, se procede a la excavación del material. En este caso, gran parte del material a utilizar en la construcción de los diques provendrá de las zonas destinadas a la amortiguación de los desagües pluviales. El resto del material requerido será extraído de la zona de préstamo más conveniente.

En cuanto al material de préstamo, antes de transportarlo a la zona de interés, este debe ser humedecido o secado dependiendo de su humedad natural, de forma que cuando llegue al dique tenga una humedad aproximadamente igual a la óptima, correspondiente a la densidad máxima del ensayo Proctor. Cuando el material tiene una humedad natural inferior a la óptima se procede al regado del mismo después de ser excavado y mezclado para así lograr una buena distribución de la humedad. Si el material tiene una humedad natural superior a la óptima debe ser secado, lo cual se hace normalmente escarificándolo y dejándolo expuesto al sol y al aire el tiempo necesario. (27)

Una vez preparado el material en el préstamo en la forma indicada, es cargado y transportado a la zona donde se construirá el dique. La excavación y carga del material se puede realizar mediante retroexcavadora y el transporte mediante camiones de volteo.

Los materiales transportados son descargados y extendidos en su posición final en el terraplén. Una vez descargado el material se procede a su conformación. Esta consiste en extenderlo de manera uniforme, en forma de capas que tienen generalmente un espesor comprendido entre 20 y 30 cm en el caso de suelos arcillosos. La conformación en capas de espesores constantes tiene por objeto uniformizar el material para la compactación. El tendido del material se puede realizar por medio de una maquina bulldozer.

La compactación se efectúa por medios mecánicos y consiste en lograr una mayor proximidad e imbricación de las partículas sólidas. Se puede utilizar un rodillo compactador (pata de cabra).

Con la compactación se logra:

- mejorar las propiedades mecánicas del terraplén, aumentando la densidad  $\gamma_d$ , el ángulo de fricción  $\Phi$  y la cohesión  $C$ .
- homogeneizar el material, evitando zonas débiles y cavidades que pueden propiciar la erosión interna o tubificación.
- disminuir la permeabilidad del terraplén, al pasar de una densidad seca del 95% al 98% de la máxima Proctor, se logra disminuir en 100 veces la permeabilidad de algunos materiales. (27)

El terraplén del dique se construye mediante la colocación y compactación de capas sucesivas de material.



*Figura 13-7. Imagen ejemplo de procedimiento de construcción de un dique. (28)*

### **13.4 SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL**

Es necesaria la evaluación del sistema de drenaje pluvial existente debido a que con la implementación del dique se están cambiando las condiciones de borde, y por lo tanto es importante resolver los inconvenientes que pueda generar.

Cuando se produce una crecida del arroyo y a su vez una lluvia en la zona, el agua quedaría acumulada dentro de la ciudad de colocar sólo un sistema de válvulas anti-retorno, y para su evacuación es necesario que la cota del arroyo baje, por lo que es un proceso mucho más lento que el que se da en condiciones normales de escorrentía. Por lo tanto, es necesario que el vaciado de las aguas se realice en esos casos a través de sistemas de bombeo.

Se estudiaron las cuencas de drenaje urbano que escurren hacia la zona ocupada por los diques (ver Figura 13-8). En la Tabla 13-3 se encuentran las características principales de las subcuencas.

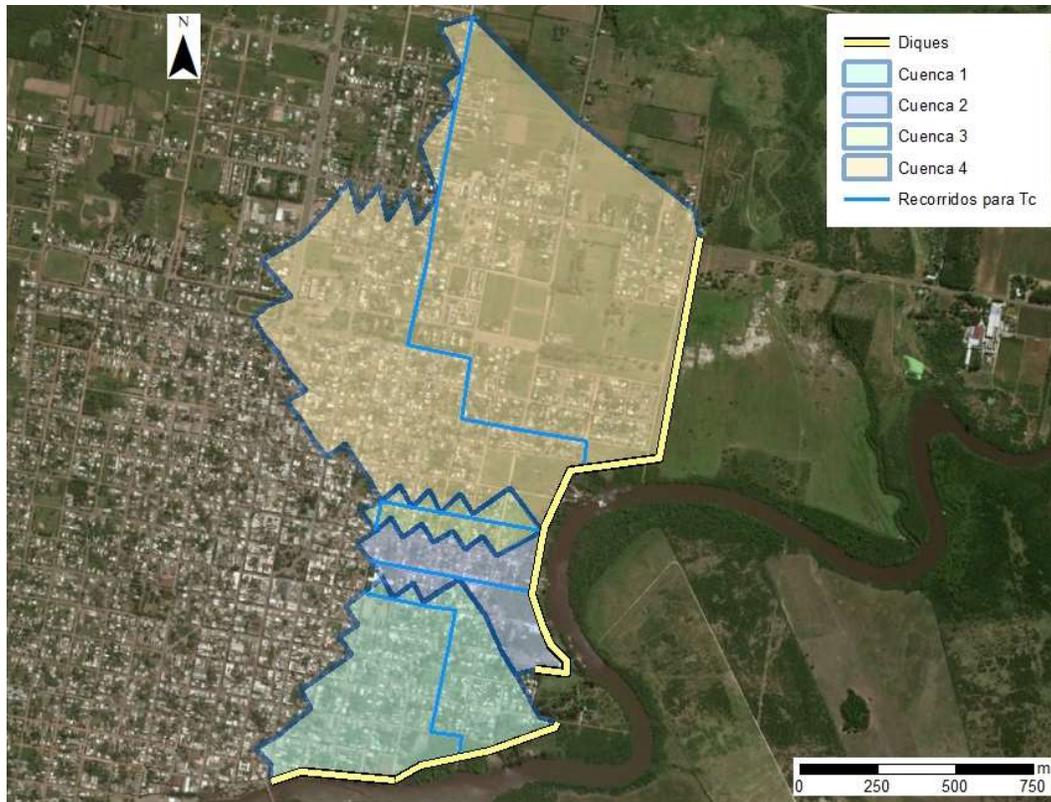
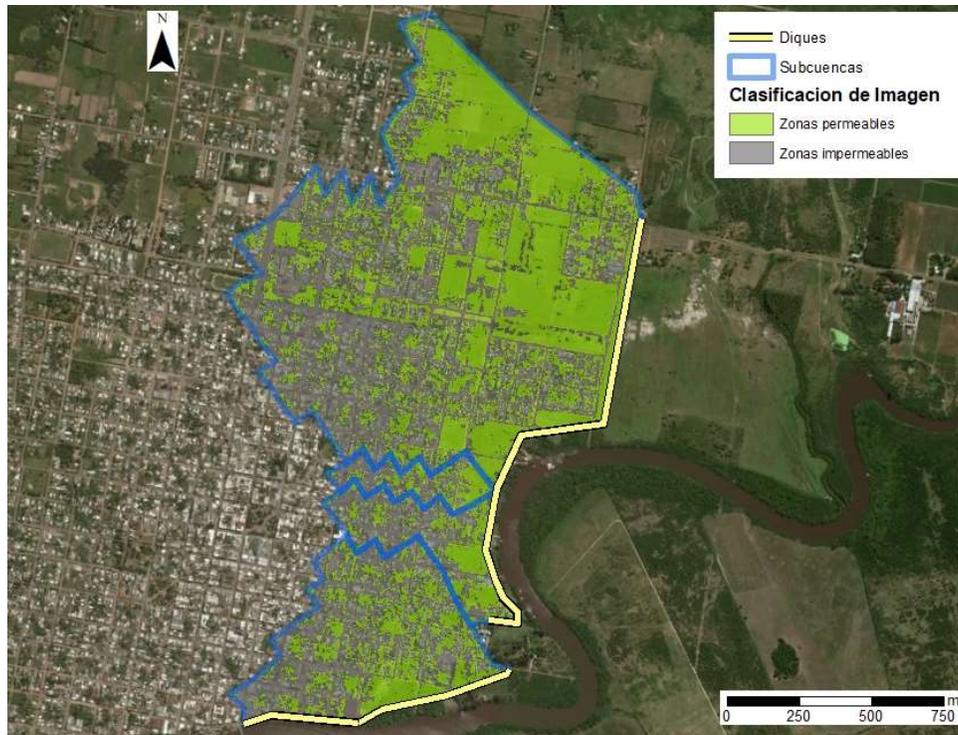


Figura 13-8. Subcuencas de drenaje pluvial urbano con recorridos hidráulicamente más largos.

Tabla 13-3. Datos generales cuenca: área (A), pendiente media (S), grado de impermeabilización (I).

Cuenca	A (ha)	S (%)	I (%)
1	35.3	3.4	0.62
2	16.1	2.0	0.59
3	6.5	1.9	0.59
4	136.4	1.4	0.49

El parámetro de impermeabilización en cada cuenca se obtuvo con la herramienta *Image Classification* de ArcGis que permite diferenciar áreas verdes de áreas urbanizadas e impermeables, considerando el color correspondiente a cada una (ver Figura 13-9).



*Figura 13-9. Clasificación de imagen para obtención de grado de impermeabilización de las cuencas.*

Para poder calcular el caudal de aporte de las subcuencas, lo primero que se hizo fue definir el recorrido hidráulicamente más largo en cada caso para poder hallar el tiempo de concentración. Se asumió que el drenaje pluvial en la mayor parte de los recorridos se da por cunetas revestidas de pasto (ver Figura 13-10), y considerando un tirante de 50cm y una geometría de cuneta típica de la zona (ver Figura 13-11).

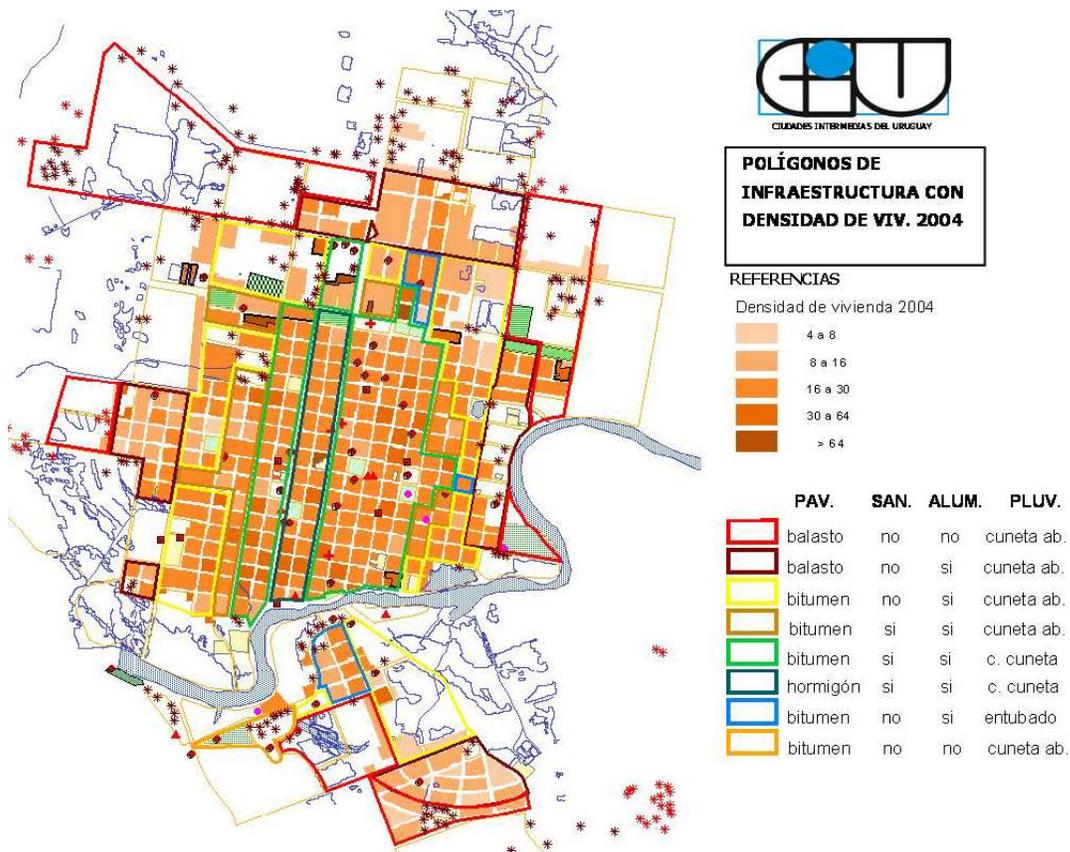


Figura 13-10. Sistema de drenaje de la ciudad. (23)



Figura 13-11. Cunetas típicas de la zona de estudio (Imágenes extraídas de Google Earth).

A partir de la fórmula de Manning se calculó la velocidad del flujo en las cunetas consideradas, y con el largo de los tramos, se halló el tiempo de concentración en cada subcuena, sumándole un tiempo de entrada de 5 minutos en cada caso. Cabe aclarar que, en los casos donde la pendiente media por extremos no era representativa de todo el recorrido, los tramos fueron subdivididos. En las siguientes tablas se presentan los parámetros utilizados y los resultados obtenidos en cada caso.

Tabla 13-4. Dimensiones de cuneta tipo utilizada en los cálculos.

b (m)	m (1V:mH)	n Manning	y (m)
0.6	1.5	0.03	0.50

Tabla 13-5. Cálculo de tiempo de concentración en cada cuenca.

Cuenca	Tramo	So (%)	L (m)	v Manning (m/s)	Tc (h)	Tc (min)	Tc (min)
1	1	0.6%	131.5	1.1	0.03	2.0	18.3
	2	2.3%	346.6	2.2	0.04	2.7	
	3	0.5%	524.5	1.0	0.14	8.6	
2	1	0.4%	151.8	0.9	0.05	2.9	13.5
	2	3.4%	174.8	2.6	0.02	1.1	
	3	0.9%	368.6	1.4	0.07	4.5	
3	1	0.3%	162.9	0.8	0.06	3.5	12.2
	2	2.1%	462.5	2.1	0.06	3.8	
4	1	0.5%	2233.6	1.0	0.70	37.0	42.0

Para microdrenaje en general se aplica el método racional, que es una metodología simplificada y con limitaciones, y aplicable a cuencas de hasta 150 a 200 hectáreas, en función de la configuración de la red, salvo que por alguna razón como pendientes bajas, necesidad de retención, infiltración, etc. se requiera usar una metodología en la que influyan las variaciones de volumen y el tiempo. (29) De todas formas, en el caso de la subcuenca N°4 que tiene un tiempo de concentración mayor a 20 minutos, se calculó también el volumen de escorrentía considerando método NRCS, llegando a resultados menores a los obtenidos mediante método racional.

Para aplicar el método racional es necesario definir el coeficiente de escorrentía de cada zona, a partir del grado de impermeabilización, y el periodo de retorno. El coeficiente de escorrentía utilizado en los cálculos fue, en la zona impermeable, el correspondiente a la categoría "techo/concreto", y en la zona permeable, se asignó un coeficiente de escorrentía característico de "zonas verdes con cobertura de pasto condición promedio" considerando la pendiente media de la subcuenca correspondiente (13).

Tabla 13-6. Coeficientes de escorrentía utilizados.

Cuenca	C			
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100
1	0.59	0.63	0.66	0.79
2	0.58	0.62	0.64	0.77
3	0.54	0.59	0.61	0.74
4	0.50	0.54	0.56	0.68

En este punto es que surgió la necesidad de establecer cuál es el periodo de retorno para el cual evaluar la solución del drenaje pluvial. Sin embargo, lo que se hizo fue evaluar los caudales para distintos periodos de retorno a fin de entender la sensibilidad del sistema a esta variable, y que pueda servir de ayuda para contemplar alguna solución integral del problema.

El producto de los caudales y el tiempo de concentración en cada tormenta considerada resultan en el volumen total de escorrentía generado en cada subcuenca. Este parámetro es de interés al momento de evaluar la implantación de

una zona de amortiguación o retención del volumen generado en los puntos bajos de cada dique.

En la siguiente tabla se muestran los volúmenes de agua generados para cada punto de acumulación para periodos de retorno de 2, 5, 10 y 100 años. Esto permite una discusión acerca de qué condicionantes considerar en el diseño de los canales de recolección y la zona de amortiguación.

Tabla 13-7. Caudales y volúmenes obtenidos para cada subcuenca aplicando método racional.

Cuenca	Q Método Racional (m <sup>3</sup> /s)				Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )			
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100
1	3.7	5.2	6.3	10.9	4011	5709	6918	11907
2	1.9	2.7	3.3	5.7	1554	2213	2682	4628
3	0.8	1.1	1.3	2.3	566	810	984	1713
4	7.7	11.0	13.4	23.1	19309	27705	33737	58266

Tabla 13-8. Volúmenes obtenidos para cada zona de diques asociados a los periodos de retorno.

	Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )			
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100
Zona Dique 1	4011	5709	6918	11907
Zona Dique 2	21429	30728	37404	64607

### 13.4.1 Canales de recolección

El criterio establecido para el diseño de los canales de recolección y las zonas de retención fue considerar que para eventos de 100 años de periodo de retorno no haya población afectada.

Para el diseño de los canales de recolección de las cuencas Sur y Norte del dique 2 (ver Figura 13-12), se evaluó el caudal a llevar para cada periodo de retorno considerado (ver Tabla 13-9). Para el cálculo de caudal se consideraron subcuencas de aporte tomando como punto de cierre el punto aguas debajo de cada tramo.



Figura 13-12. Tramos de canales de recolección considerados.

Tabla 13-9. Cálculo de caudales para cada tramo de canal

Cuenca	Canal	Q Método Racional (m <sup>3</sup> /s)			
		Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100
2	1	0.7	1.0	1.2	2.1
	2	1.9	2.7	3.3	5.7
4	1	1.7	2.5	3.1	5.4
	2	4.0	5.8	7.1	12.4

Se llegó a que el canal de recolección de la zona sur, para que pueda conducir un caudal de periodo de retorno 100 años, debe tener una sección de 1 m de ancho con taludes de pendiente de 1V:2H, con una profundidad de al menos 80 cm. Por su parte, el canal de recolección de la zona norte deberá tener un ancho de 2 m y taludes de pendiente 1V:2H, siendo necesario para los primeros 370 metros una profundidad de 1m y para los siguientes 320 metros una profundidad de 1.5m. En ambos casos se consideró una pendiente longitudinal de 0.3 ‰ y la rugosidad de Manning asociada a revestimiento de vegetación de  $n=0.03$ . En la siguiente tabla se muestra el tirante asociado a cada periodo de retorno en cada canal.

Tabla 13-10. Tirante en los canales para cada periodo de retorno.

Cuenca	Canal	Largo (m)	Tirante (m)			
			Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 100
2	1	168.7	0.5	0.5	0.6	0.8
	2	214.80	0.7	0.9	1.0	1.2
4	1	377.8	0.6	0.7	0.8	1.0
	2	307.9	0.9	1.0	1.1	1.5

Vale la pena mencionar que una forma muy utilizada para poder realizar el desagüe de pluviales sin la exclusiva necesidad de un sistema de bombeo consiste en la implementación de compuertas anti-retorno (de tipo "pico de pato" o clapetas) que atraviesen los diques. En este sentido sería conveniente profundizar en el estudio del drenaje urbano, para así poder abordar el diseño de los canales de recolección de forma compatible.

#### 13.4.2 Zonas de amortiguación de desagües pluviales

En el caso de las zonas de amortiguación también se dimensionó para retener una caudal de 100 años de periodo de retorno. No se tuvo en cuenta un caudal de bombeo para el dimensionado de las zonas de amortiguación ya que es muy probable que, al momento de necesitar encender las bombas, la ciudad se encuentre con corte de luz, por la misma tormenta. Si bien se puede prever la colocación de grupos electrógenos, la realidad puede ser que aun así podría ocurrir que en el momento de interés el sistema se encuentre sin combustible, lo que podría llevar más de una hora reponer, por lo que se estaría en tiempos mayores a los tiempos de concentración calculados.

Se determinó la cota en la cual comenzarían a haber personas afectadas, con el objetivo de luego poder definir zonas de retención tales que para esas cotas límites retengan todo el volumen. En las Figura 13-13 y Figura 13-14 se muestra el modelo digital de terreno en las zonas protegidas por los diques.

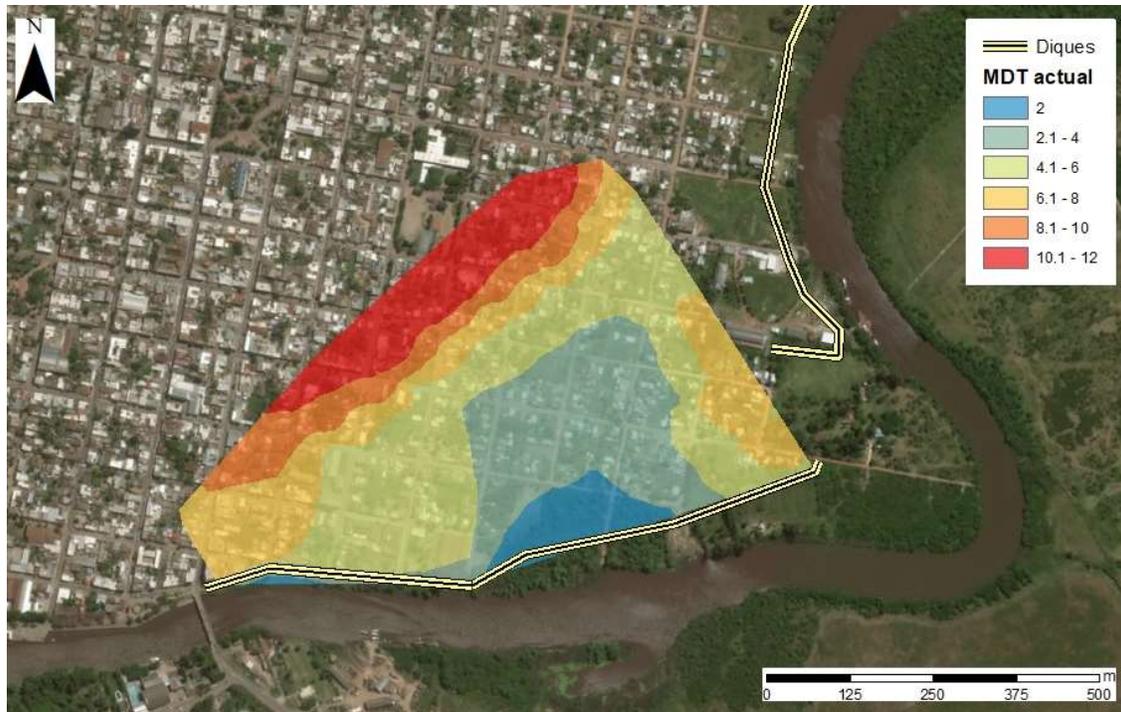


Figura 13-13. Evaluación de cota de inundación con modelo del terreno actual (Zona dique 1).

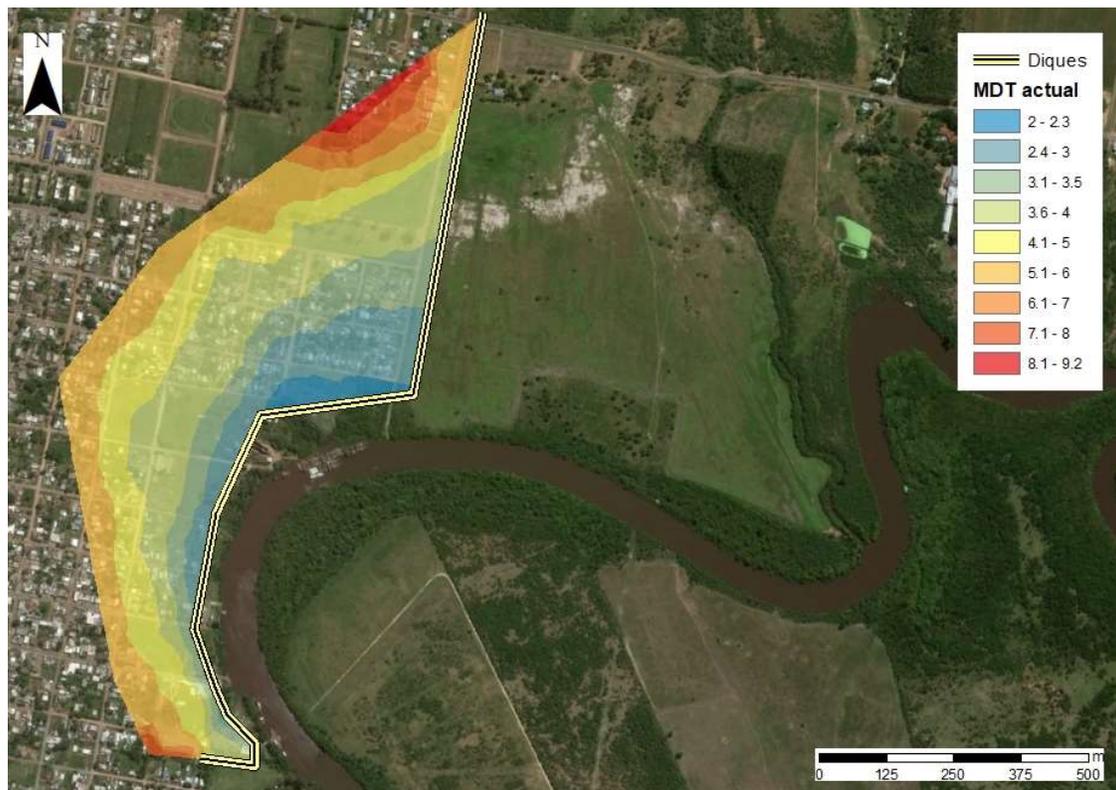


Figura 13-14. Evaluación de cota de inundación con modelo del terreno actual (Zona dique 2).

En el caso de la zona correspondiente al dique 1 la cota límite se consideró de 1.9m, mientras que en la zona de dique 2 esta cota es 2.3m. Lo que se hizo fue modificar

las condiciones del terreno, de forma que todo el volumen correspondiente a un evento de 100 años de periodo de retorno quepa en las zonas destinadas a amortiguación. El resto se observa en las siguientes imágenes.

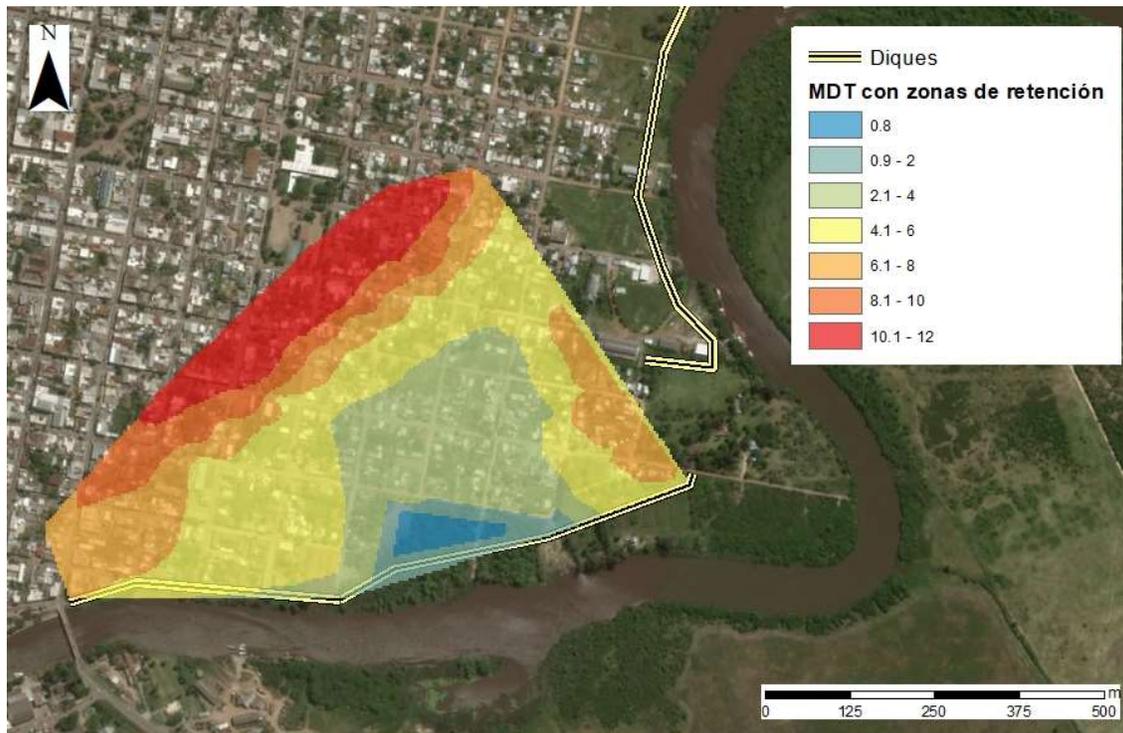


Figura 13-15. Modelo de terreno luego de implantada la zona de acumulación de aguas pluviales. Zona dique 1.



Figura 13-16. Zona de amortiguación sobre dique 1.

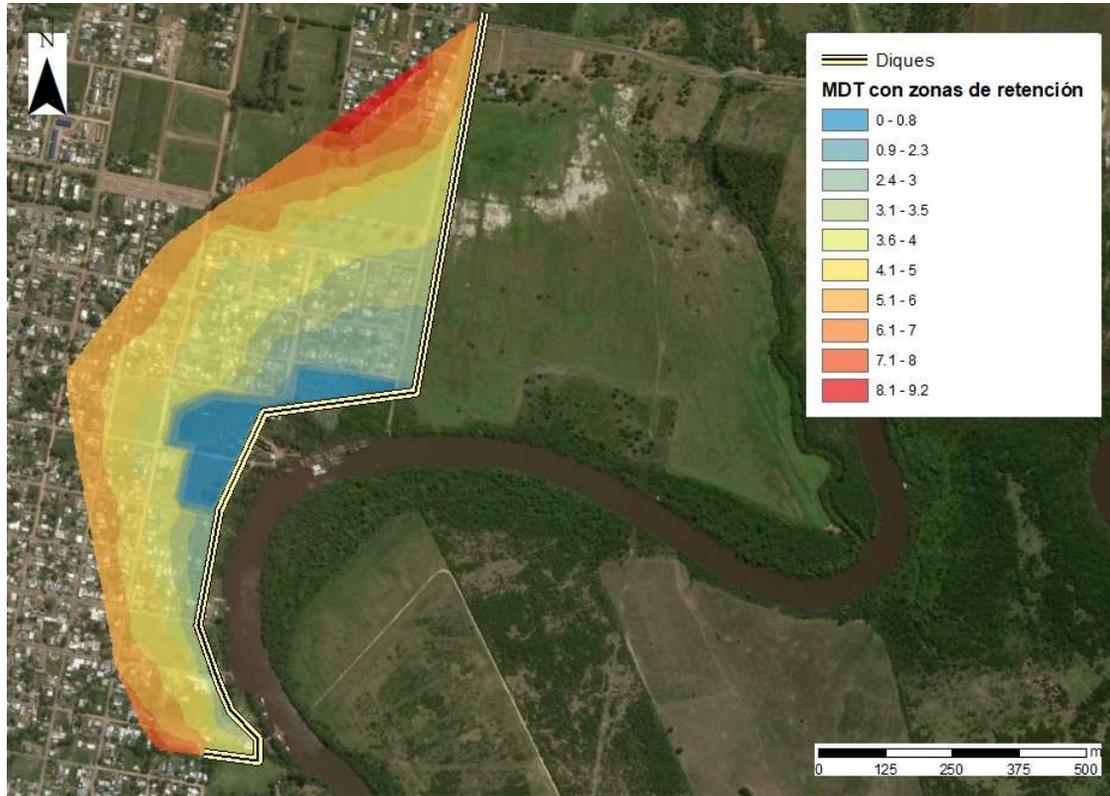


Figura 13-17. Modelo de terreno luego de implantada la zona de acumulación de aguas pluviales. Zona dique 2.



Figura 13-18. Zona de amortiguación sobre dique 1.

La forma de implantación de estas zonas de amortiguación es la creación de parques o plazas inundables, con motivo de conformar un espacio amigable con el entorno, que incluso tenga impactos positivos y realce las características del barrio. En el Plano N°12 se muestra una idea de implantación del parque inundable en la zona del dique 2, y la adecuación de este último en el entorno.

La correcta implementación de los parques inundables, así como la estimación de costos de los mismos, debe ser estudiada con mayor detenimiento debido a la incipiente afectación de las condiciones existentes respecto a la infiltración desde el arroyo.

### 13.4.3 Pozo de bombeo

El agua que se acumula en los parques inundables deberá de ser bombeado a través de un sistema de bombeo. Los objetivos de esto son dos, estando ligando uno de ellos a aspectos sociales y el otro con el funcionamiento del sistema implementado. Desde el punto de vista social, se buscará que, en tiempo seco, la población de Carmelo pueda utilizar dicho espacio para recreación y descanso. En cuanto al funcionamiento, es imprescindible que el parque se encuentre vacío cuando comienza a llover en la ciudad de forma tal que el volumen diseñado sea suficiente como para retener la escorrentía.

Para esto, se diseñaron dos pozos de bombeo, uno para cada parque. Su ubicación puede apreciarse en la Figura 13-19.



Figura 13-19. Ubicación pozos de bombeo.

Al momento de la construcción de los parques es imprescindible dotarlos de una pequeña pendiente de fondo (rumbo a los pozos de bombeo) para facilitar el drenaje y la succión de la bomba. Se consideró una pendiente mínima constructiva

de 0.3% de forma tal de que las aguas pluviales tengan como punto más bajo la zona de los pozos de bombeo.

Para el caso del pozo de bombeo N°2 se tomó en cuenta la construcción de un pequeño canal paralelo al dique con el objetivo de facilitar el escurrimiento desde el tramo de parque ubicado al norte.

Lo primero que se realizó fue escoger el tipo de bomba a utilizar. Se decidió colocar bombas de tipo sumergible, siendo estas las mismas que se utilizan en saneamiento. Luego se debe de determinar cuál es el volumen a partir del cual las bombas se prenden. Para esto se eligió el ancho máximo admisible para el encendido del equipo mecánico. La idea de esto radica en que, si la cota de pelo de agua no ha llegado hasta el valor mencionado, el vaciado de este pequeño volumen está supeditado a la evaporación. En función de ese ancho y de la pendiente del parque se determina el nivel de arranque. Para el nivel de parada se consideró que por seguridad el motor de la bomba también estará sumergido, garantizando así mantener el cebado y la refrigeración del equipo mecánico.

A partir del nivel de arranque, del nivel de parada y del ancho máximo admisible de arranque se determina el volumen útil de las bombas.

Adicionalmente, se coloca un nivel de alarma inferior (10 cm por debajo del nivel de parada). El mismo se encargará de cortar la energía eléctrica del sistema en caso de que la bomba no se apague cuando el nivel en el pozo alcance el nivel de parada.

Debido a que el caudal de ingreso al parque es mucho mayor al caudal de bombeo se decide colocar un nivel de alarma superior (2m por encima del nivel de arranque) cuyo único objetivo es encender una alarma que indique que será necesario verificar si las bombas se han podido encender correctamente.

A partir del volumen se define un caudal de bombeo tal que el tiempo de vaciado no sea muy corto (para evitar quemar la bomba, en arranques y paradas sucesivas). Además, se consideró que, en caso de ocurrir un evento de 100 años de período de retorno, las bombas deberían de estar encendidas un tiempo razonable para evitar molestias en la población.

Teniendo definido el caudal de bombeo y el volumen útil se determinó el trazado de la línea de impulsión. La misma irá por encima de los diques para facilitar la reparación y mantenimiento en caso de ser necesario. Dada la cercanía del pozo de bombeo a los diques, se decide construir la línea de impulsión dentro de un emparrillado metálico hasta superar el dique pasando a estar bajo la tierra. Este último trazado se realiza enterrado para garantizar que la descarga en el arroyo sea ahogada. En la Figura 13-20 se puede apreciar un esquema de dicho trazado.

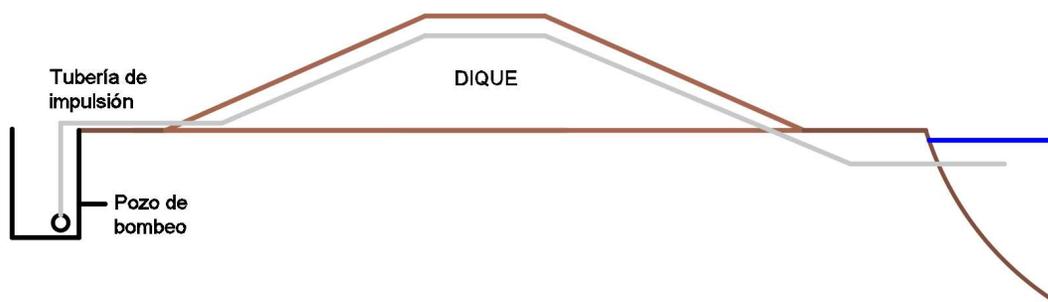


Figura 13-20. Trazado tubería de impulsión.

Debido a que la tubería de impulsión estará a la intemperie el material que se utiliza para la misma es acero. Esta deberá de protegerse con pintura anticorrosión.

A partir del trazado se determinan las pérdidas de carga localizadas y distribuidas. Para esto se escoge un diámetro de tubería tal que la velocidad dentro de la misma no sea muy elevada (menor a 3 m/s). De esta forma se evita generar grandes esfuerzos sobre el interior de la tubería y que en el punto de descarga existan grandes velocidades que puedan generar importantes erosiones.

Para definir la carga geométrica de diseño a vencer por parte de la bomba se escogió el escenario en que el nivel en el arroyo corresponde a un evento de Tr 5 años y el nivel dentro del pozo de bombeo está inmediatamente por encima del nivel de parada. Es importante mencionar que la situación más restrictiva (la de mayor carga) será cuando el nivel en el arroyo esté próximo a superar el dique y el nivel dentro del pozo de bombeo sea el mencionado anteriormente. Sin embargo, la probabilidad de ocurrencia de esta situación es muy baja, lo que llevaría a sobredimensionar el equipo de bombeo e inclusive a que este trabaje con una eficiencia muy mala durante el mayor período de tiempo. Al utilizar una carga geométrica menor a la de la situación más restrictiva lo que ocurre es que en caso de que la misma se dé, la bomba estará más exigida desde el punto de vista de la carga lo que lleva a que el caudal de bombeo sea menor haciendo que el tiempo de vaciado del parque también sea menor. Hay que tener en cuenta que esta situación (en caso de que el nivel no siga aumentando) se dará únicamente por unas horas debido a que el arroyo irá volviendo a su cauce natural.

Lo que ocurrirá en casos en que la carga geométrica sea menor a la considerada en el diseño es que el sistema de bombeo será capaz de bombear un mayor caudal, pero con una eficiencia relativamente baja haciendo que el consumo de potencia sea mayor. Sin embargo, esto no generará grandes costos debido a que el sistema de bombeo funcionará de forma esporádica.

En función de esto se escogieron las bombas a colocar. Las características de las mismas se presentan en la Tabla 13-11.

Tabla 13-11. Características de los pozos de bombeo.

	Estación de bombeo 1	Estación de bombeo 2
Tipo de bomba	Flygt CP 3127 LT 3 442	Flygt CP 3127 LT 3 442
Nivel de arranque	-0.21	0.87
Nivel de parada	-0.35	0.80
Volumen útil (m <sup>3</sup> )	184	70.9
Pérdida de carga distribuida (m)	0.56	1.08
Pérdida de carga localizada (m)	0.38	0.38
Altura geométrica de diseño (m)	4.02	2.5
Carga a vencer (m)	4.97	3.96
Caudal de funcionamiento (m <sup>3</sup> /s)	0.051	0.055
Tiempo vaciado volumen útil (min)	60.1	23.6
NPSH requerido (m)	3.68	4.09
NPSH disponible (m)	10.72	10.72
Diferencia entre la eficiencia máxima y la eficiencia de funcionamiento (%)	0.20%	2.50%

De la tabla anterior se desprende que las características físicas del pozo de bombeo (tipo de bomba, accesorios, diámetros, etc.) serán las mismas. La principal diferencia radica en la altura geométrica y en las pérdidas de carga distribuidas a vencer por cada una de las bombas. En ambos casos debido a que el NPSH requerido es menor al NPSH disponible las bombas no sufrirían fenómenos de cavitación que pudieran dañar los rotores.

En el plano N° 12 se aprecia en detalle uno de los pozos de bombeo.

El sistema de bombeo se realiza considerando dos bombas en paralelo. El objetivo de esto es poder contar con un equipo de respaldo en caso de que uno de ellos presente alguna falla.

Además, será necesario instalar generadores eléctricos en caso de que luego de una tormenta se vea afectado el suministro eléctrico en el pozo de bombeo.

Por otro lado, el sistema de bombeo deberá de contar con:

- Rejas de limpieza manual. Las mismas serán inclinadas con respecto a la horizontal 60° para facilitar su limpieza. La separación entre los barrotes (abertura) será de 4 cm. La elección de esto se debe a que el tamaño máximo de sólidos admitido por la bomba es de 5 cm y que las aguas pluviales arrastran sólidos de gran tamaño
- Flotadores para definir los niveles de funcionamiento (arranque y parada) y los niveles de alarma.
- Escaleras y tapas que permitan el acceso al pozo. La tapa deberá de ser colocada cerca de la barra guía en la cual se coloca la bomba para su acople rápido con el codo base.

- Deflectores en los puntos de ingreso de agua pluvial. Estos son utilizados para evitar que se generen turbulencias y burbujas que puedan generar problemas de cavitación en las bombas.
- Cámara de válvulas. Dicha cámara se ubica a una altura igual al techo del pozo de bombeo, es decir, a una altura tal que no sea alcanzado por un evento de Tr 100 años. La misma cuenta con una altura de 70 cm y con doble tapa rebatible de forma tal que un operario pueda reparar y acceder a cada una de las válvulas adecuadamente.
- Tablero eléctrico y casilla de protección. Serán colocados sobre el dique. La casilla se instala para proteger de la intemperie y del vandalismo el tablero eléctrico del pozo de bombeo. Debido a que la bomba utiliza potencias bajas y que no se espera la instalación de reguladores de frecuencia no será necesario instalar refrigeración dentro de la casilla. Por otro lado, el tamaño de la misma deberá de permitir el ingreso de una persona.

En función del tipo de bomba, de la carga a vencer, del caudal a bombear y del diámetro y material de la tubería de impulsión se determinan los costos asociados a las estaciones de bombeo. Los mismos se presentan Tabla 13-12.

*Tabla 13-12. Costos asociados a las estaciones de bombeo.*

Insumo	Precio unitario en dólares	Precio por estación de bombeo en dólares
Bomba	6907	13814
Codo base	1074	2148
Soporte barra	57	114
Barra guía	114	228
Válvula de retención	1842	1842
Válvula de corte	1281	1281
Tablero eléctrico estándar	2170	4340
Flotadores	118	118
Pozo de hormigón	2170	2170
	Total por estación	26055
	Total sistema de bombeo	52110

Cabe añadir, que se debería estudiar el transitorio hidráulico y establecer posibles medidas de protección anti golpe de ariete.

## **13.5 ANÁLISIS DEL IMPACTO AMBIENTAL**

### **13.5.1 Justificación**

La construcción de los diques laterales generaría distintos impactos tanto ambientales como sociales que deberán de ser mitigados o compensados.

En primer lugar, debe analizarse si la construcción de dicha obra requiere autorización ambiental previa (AAP). Dicha autorización es un elemento que condiciona la ejecución de una determinada obra. Si se realiza alguna acción en el terreno previa a su obtención se corre el riesgo de ser sancionado por la Ley.

Para saber si un proyecto necesita AAP por parte del Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente a través de la DINAMA, es necesario analizar si el mismo se encuentra dentro de la lista no taxativa del artículo número 2 del Decreto 349/005.

Dicha lista incluye 34 literales dentro de los cuales se pudo constatar que la construcción de los diques no se encuentre explícitamente indicado como una obra que requiera AAP. Sin embargo, los literales 33 y 34 establecen que toda obra que se encuentre dentro de un área protegida o en la faja de defensa de costa requerirá AAP.

El artículo 153 del Decreto-Ley N° 14.859 indica que: *"Establécese una faja de defensa en la ribera del Océano Atlántico, el Río de la Plata, río Uruguay y de la Laguna Merín, para evitar modificaciones perjudiciales a su configuración y estructura. El ancho de esta faja será de doscientos cincuenta metros, medidos hacia el interior del territorio a partir del límite superior de la ribera..."*

El punto más cercano de los diques al Río de la Plata se encuentra a 1200 metros de la costa por lo que no se encuentran dentro de la faja de defensa de costa. Adicionalmente, se utilizó el visualizador de DINAMA para analizar la ubicación de las áreas protegidas del Uruguay. Se pudo constatar que las zonas donde se desea implantar los diques no están dentro de esta clasificación.

Esto permite concluir que la obra de los diques laterales no es objeto de autorización ambiental previa, por lo que formalmente no existen requisitos para habilitar la construcción del mismo.

La única autorización que se debe de tener es por parte de la Intendencia Municipal de Colonia, para corroborar que el mismo sea compatible con los instrumentos o planes de ordenamiento territorial de la zona.

Se consultó a referentes de la Intendencia de Colonia en cuanto al plan local y la compatibilidad de la implementación de los diques en el mismo. La respuesta fue muy alentadora en cuanto a que el Plan prevé que el uso de suelo de ciertas zonas esté supeditado a planes especiales que aún no están totalmente definidos. En la Figura 13-21 se muestra la sección del plano síntesis sobre las zonas especiales respecto al régimen de suelo que corresponde a la zona de implantación de los diques.



Figura 13-21. Zona Paseo Patrimonio Naviero (área sombreada en rosa) Plan Especial Arroyo de las Vacas (línea punteada roja).

Se puede apreciar que la zona de implementación de los diques se encuentra enmarcada en el plan especial del arroyo de las Vacas, y que a su vez está comprendida en la zona de paseo patrimonio naviero, la cual fue establecida con el objetivo de revalorizar el espacio allí presente (ver Figura 13-22).



Figura 13-22. Zona de patrimonio naviero de Carmelo.

Por lo tanto, la incorporación de los diques tal como fue planteada, de forma amigable con el entorno, contribuye al esfuerzo de aumentar el valor patrimonial de dicha zona.

### 13.5.2 Análisis ambiental

Por más que no se necesite una AAP será necesario plantear algunas pautas de gestión ambiental. Dichas pautas deben de definirse para las distintas etapas del proyecto tales como la construcción, operación y abandono. El análisis realizado hace foco en las dos primeras fases. La metodología empleada para la evaluación consiste en identificar actividades o acciones que generen impactos ambientales y determinar cuáles son los aspectos ambientales que dichas acciones afectan.

En la etapa de la construcción las actividades que generarían impactos ambientales son:

- Transporte de materiales hacia el lugar. Esta actividad puede generar impactos sobre el medio antrópico debido a las emisiones sonoras (por el propio tránsito). Por otro lado, se producirán emisiones atmosféricas debido a las emisiones de partículas (polvo, gases de los caños de escape).
- Construcción del dique. Dentro de esta actividad podemos encontrar otras actividades que están directamente relacionadas como son:
  - Terraplenado y compactación de los materiales. Dicha acción generaría impactos muy similares al transporte de materiales. La principal diferencia está en la distribución espacial del efecto. En este caso, el impacto generado se encuentra focalizado en el lugar donde la maquinaria pesada trabaja.
  - Remoción de biomasa vegetal. Dicha acción genera la pérdida de cierta porción de monte nativo. La misma es más notoria en el caso del dique número 1 que en el dique número 2.
  - Contratación de mano de obra de la ciudad.
- Obtención y extracción de los materiales con los que se construirá el dique.
- Expropiaciones de terrenos privados. Esta acción generaría un cambio en los usos de suelo.

Por otro lado, en la etapa de operación las actividades que generarían impactos ambientales son:

- Presencia física del dique. Esto generará impactos sobre el paisaje, la movilidad urbana y el drenaje pluvial. Además, existiría un potencial riesgo de que contra la obra se generen zonas clandestinas de acumulación de residuos
- Funcionamiento de la estación de bombeo de aguas pluviales. El funcionamiento del equipo generará emisiones sonoras. Además, podrá afectar la calidad del cuerpo de agua en la zona cercana a la descarga.

Se puede apreciar como en ambas fases de la obra la mayoría de los impactos recaen sobre el medio antrópico. Es por esto que muchas de las medidas de compensación y mitigación apuntan a disminuir estos impactos.

Una de ellas es la construcción de la ciclovía sobre el dique tratando de disminuir la percepción social negativa de la obra. En la misma línea, se construirá una plaza de deportes o de recreación la cual, a su vez, actuará como estructura de control del drenaje pluvial durante los eventos de precipitaciones.

Tal y como se mencionó en la sección 13.2, se dejarán zonas de pasaje que permitan llegar al arroyo sin mayores dificultades, tratando de mantener la interacción con el mismo.

A su vez, se alentará la contratación de personal de la ciudad dándole prioridad a aquellas que vivan en zonas cercanas al dique.

Se deberá de analizar con detenimiento cuáles son los usos de suelo que se verán afectados con la implantación del dique de forma tal que estos puedan ser resarcidos a la población de forma adecuada.

Para mitigar las emisiones atmosféricas se obligará a los camiones a transitar con lonas de forma tal que se evite la voladura del material particulado que transportan. Además, se establecerán hojas de ruta de forma tal que el tránsito por dentro de la ciudad sea el menor posible. Por otro lado, se realizarán controles en los motores y se exigirá el uso de catalizadores para disminuir las emisiones de gases provenientes de los caños de escape. Estas medidas contribuirán a disminuir las emisiones sonoras generadas.

Se generará un plan de gestión de residuos sólidos tratando de incentivar campañas de recolección en las zonas cercanas al dique para evitar la acumulación clandestina sobre estos. De esta forma, se disminuyen los olores, los riesgos sanitarios y las obstrucciones tanto en el canal de recolección como en el pozo de bombeo. En este último deberá de monitorearse los decibeles durante su funcionamiento. Hay que tener en cuenta que el mismo se encuentra relativamente lejos de las viviendas y que al utilizar bombas sumergibles, es esperable que el impacto sonoro de estas sea bajo.

Se deberán de generar planes de monitoreo de la calidad de agua para corroborar que el vertido no afecte la calidad del agua en la zona de descarga. De esta forma se aseguraría que las descargas de pluviales no estarían afectando los usos del arroyo aguas abajo.

En función de lo anteriormente indicado, se considera que la implantación de los diques sólo presentaría impactos ambientales negativos no significativos. Incluso, para estos, se implementarán las medidas de mitigación y compensación indicadas. De esta forma, se concluye el proyecto puede ser clasificado como categoría A.

### **13.6 CONSIDERACIONES PERTINENTES**

Es importante resaltar que la protección absoluta no es alcanzable y puede generar una falsa sensación de seguridad. El concepto de riesgo residual, incluyendo el potencial fallo de la infraestructura de defensa, debe siempre tenerse cuenta, enfatizando así la mejora de la resiliencia (30). En ese sentido, sería necesario realizar el estudio de la falla de los diques para eventos con periodo de retorno que superen la condición de diseño. Sin embargo, no está al alcance de este proyecto; el mismo requeriría un modelado 2D, y esto se traduce en un nivel de complejidad mayor.

Sin embargo, se puede imaginar lo que podría suceder de ser rebasado el dique. Probablemente ocurra que el agua empieza a fluir lateralmente (perpendicular al eje del cauce) en forma similar a como lo haría en un vertedor de cresta ancha, a muy alta velocidad, con muy alto poder erosivo. Al principio, la inundación a la zona protegida puede ser moderada, pero conforme se va erosionando el talud y se le abren tajos, la inundación a la zona protegida tenderá a ser mucho más violenta que en el caso de haber permitido que el arroyo desbordara hacia su llanura de inundación. Es decir, será más rápido incremento del tirante y habrá mayores velocidades de flujo. (31)

Quizás sería conveniente evaluar la colocación de una zona preferencial para disponer como vertedero, de forma de que haya una primera zona inundable que sirva como sistema de alerta frente a una posible inundación por sobrepasamiento

del talud o falla del mismo. La ubicación del vertedero debe ser un aspecto clave a investigar, siendo deseable que la primera zona inundable permita que la población residente pueda evacuar la zona.

Por otro lado, los diques de materiales sueltos tienden a presentar fuertes problemas de mantenimiento, debido a la tendencia de matorrales a crecer enraizándose en ellos, lo que facilita problemas de debilitamiento del dique y tubificación. (31)

Cabe esperar que la creación de un dique puede incentivar la ocupación de los terrenos más cercanos al mismo, lo que aumentaría la exposición considerando la posible falla de la estructura.

Es de destacar que no existe una normativa en Uruguay sobre seguridad, mantenimiento y operación de diques de defensa frente inundaciones. De hecho, tampoco existe un plan de acción frente a eventuales roturas de este tipo de obras hidráulicas. Esto hace que se dificulte la aplicación de esta alternativa de protección frente a inundaciones, ya que en principio habría que, al menos, definir el organismo u autoridad responsable de lo mencionado.

La seguridad, mantenimiento y operación de diques de defensa frente inundaciones incluye los siguientes aspectos (32):

- Sistemas de monitoreo para verificar periódicamente la normalidad de su comportamiento y detectar tempranamente cualquier señal de anomalía que pueda conducir al colapso (como puede ser la erosión, presencia de agujeros, mala compactación, etc.).
- Protocolos de operación y mantenimiento que deberá realizarse para el funcionamiento normal y durante emergencias.
- Estudio de riesgos y evaluación ambiental que incluye el alcance de la inundación en caso de rotura para distintos períodos de retorno, además de los daños económicos y humanos que esto pueda inducir.
- Evaluar cómo prever los rompimientos del terraplén, indicando qué medidas y aspectos son claves a considerar para su buen mantenimiento.
- Implementación de sistema de alerta ante posible sobrepasamiento de los diques que permitan realizar una gestión satisfactoria de evacuación.

### **13.7 ESTIMACIÓN DE COSTOS DE DAÑO POR RIESGO RESIDUAL**

A partir de la metodología explicada en la sección 11.3 se realizó la estimación de costos de daño esperado asociado al riesgo residual en la situación con diques construidos. Los resultados se presentan en la Tabla 13-13 y en la Figura 13-23.

Tabla 13-13. Costo del daño esperado en miles de dólares por año.

TR	Valor esperado del costo en miles de dólares por año
2	0
5	0
10	21
25	54
50	35
100	25
500	40
1000	8

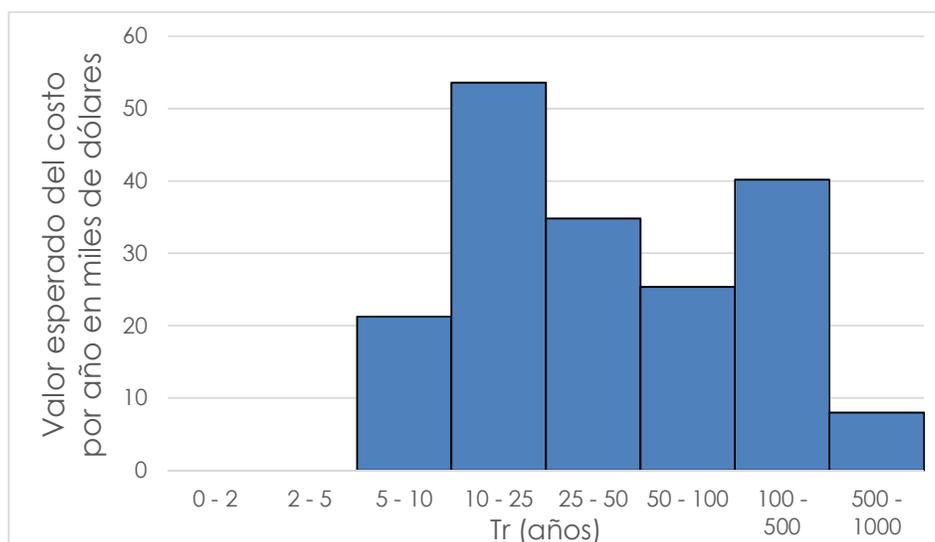


Figura 13-23. Costo esperado de costo por daños por año en miles de dolares.

Por lo tanto, se espera que el impacto económico generado por eventos de inundación en la ciudad de Carmelo anualmente sea de 183000 dólares habiendo implementado la alternativa de los diques bordeando parte de las zonas afectadas.

Por otra parte, con el objetivo de realizar una estimación muy robusta e inicial del costo de los daños asociados a un sobrepasamiento de los diques, utilizando las mismas hipótesis que el cálculo anterior, se consideró que el nivel de agua en las zonas urbanas de Carmelo es aquel que supera la cota de coronamiento del dique 2. El valor de este costo estimado es de aproximadamente 23 millones de dólares.

### 13.8 RESUMEN DE COSTOS

Se resumen los costos planteados a lo largo de toda la sección de análisis de la implementación de los diques (ver Tabla 13-14). Cabe reiterar que estos costo son incluyen lo de implementar los parque inundables y canales de recolección.

*Tabla 13-14. Resumen de costos con la implementación de diques.*

	Costo (miles de USD)
Construcción de diques	1885
Pozos de bombeo	52
Daño de riesgo residual anual	183

## 14 ORDENAMIENTO TERRITORIAL

El material elaborado en este informe puede ser de gran utilidad en la creación del Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad. Sirve de guía para desestimular nuevos fraccionamientos en área inundable, y puede actuar como marco de discusión para avanzar en los acuerdos políticos necesarios para la instrumentación del plan local.

### 14.1 RELOCALIZACIÓN DE HOGARES CON RIESGO ALTO

En esta sección se estimará el costo del realojo de las manzanas con riesgo alto (según Mapa de riesgo (A)). Se obtuvieron costos de realojos brindados por DINAGUA (ver Tabla 14-1), los cuales varían en función del número de dormitorios de la vivienda y de la forma en que se implementa el realojo, o sea, si es realizado por una empresa constructora exclusivamente, o si los vecinos colaboran y en qué medida con la construcción de las nuevas viviendas.

Tabla 14-1. Síntesis de costo de realojo (precios en USD). Fuente: DINAGUA

Nº de Dormitorios		2	3	4
Metraje		50	63	76
Costo Empresa	Construcción	80000	100800	121600
	Terreno (7%)	5600	7056	8512
	Infraestructura (30 viv/ha)	15000	15000	15000
	Total	100600	122856	145112
Costo Empresa + autoconstrucción	Construcción	50000	63000	76000
	Terreno	3500	4410	5320
	Infraestructura (30 viv/ha)	15000	15000	15000
	Total	68.5	82.41	96.32
Costo Autoconstrucción	Construcción	35000	44100	53200
	Terreno	2450	3087	3724
	Infraestructura (30 viv/ha)	15000	15000	15000
	Total	52450	62187	71924

Debido a que la resolución del realojar no será decisión de los propios vecinos, se cree que en principio los mismos no tendrían por qué estar dispuestos a colaborar con la construcción, y por ende se decide utilizar el costo de realojo en el caso de que la empresa constructora se encargue de todo.

Por otro lado, dado que el promedio de densidad de personas por vivienda en Carmelo es de 2.83 (Censo INE 2011 (9)), se resuelve utilizar el valor de 100600 USD por vivienda nueva a construir que corresponde a una vivienda con 2 dormitorios construida exclusivamente por la empresa constructora.

Finalmente, para calcular el costo de realojar todas las manzanas con riesgo alto, lo que se consideró fue el número de hogares en cada manzana de interés (según censo de 2011), ya que el enfoque para realojar distingue entre hogares y viviendas;

o sea, de existir una vivienda en la que conviven dos hogares actualmente, en el realojo se considera construir una vivienda para cada hogar.

De esta forma el costo total de realojo es de 47 millones de dólares. En la Figura 14-1 se puede apreciar un mapa con el costo de realojo de las manzanas de riesgo alto, en millones de dólares.

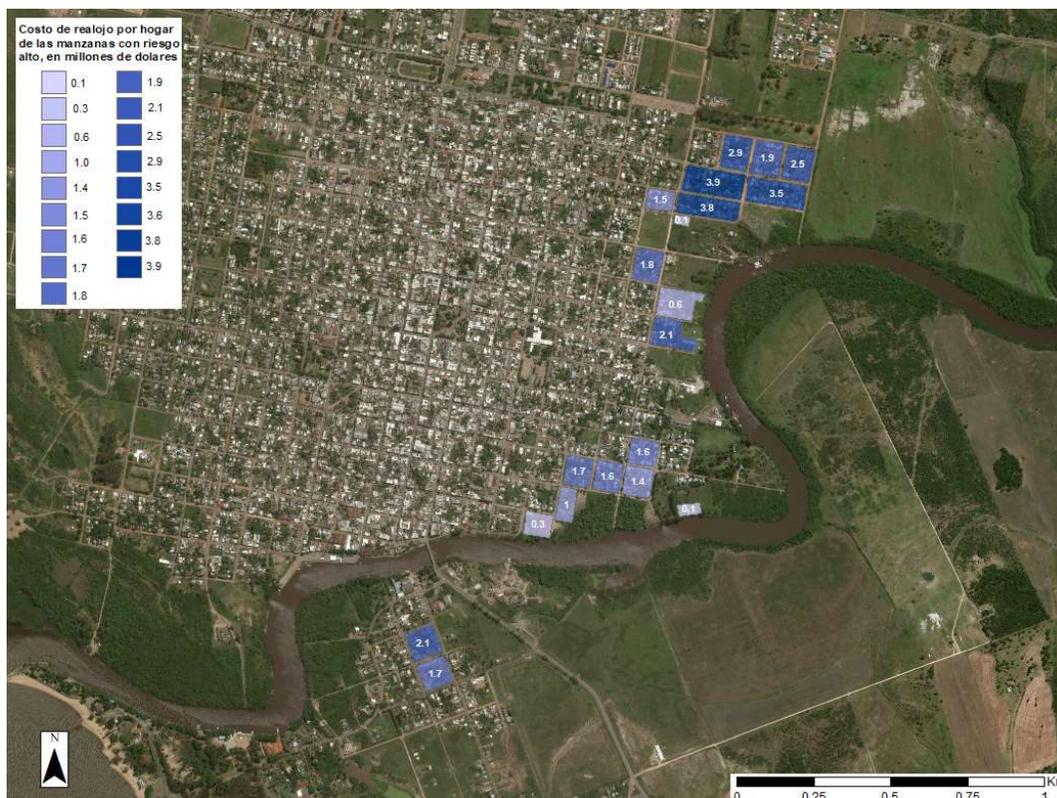


Figura 14-1. Mapa de realojo zonas de riesgo alto.

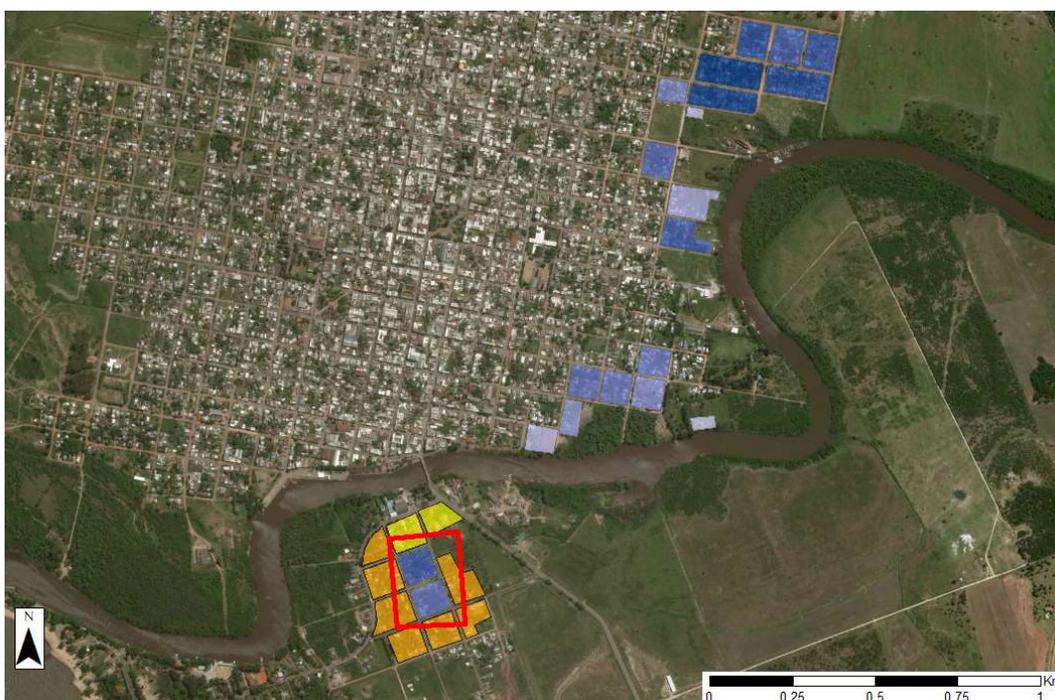
Es importante tener en cuenta que existen dos manzanas, indicadas en la Figura 14-2 que presentan cierta particularidad frente al resto de las manzanas a realojar. Dicha particularidad radica en que ambas manzanas se encuentran totalmente rodeadas por otras con menor riesgo que por ende no serían propicias a sufrir el realojo. Sin embargo, si se mantiene con firmeza el criterio de realojar todas las manzanas con riesgo elevado las dos manzanas en cuestión también deberían de ser realojadas.

En caso de llevar a cabo el realojo, el gobierno departamental debería de contar con alguna herramienta o propuesta de ocupación del suelo realojado para evitar nuevos asentamientos en las manzanas involucradas. La ubicación de dichas manzanas (barrio cercano al centro, con servicios públicos e importante actividad turística) podría ser muy tentadora para la construcción de viviendas irregulares. Esto reafirma la idea de establecer políticas realizables en cuanto al uso de dicho suelo.

Para evitar esta situación se recomienda incentivar la construcción de espacios compatibles con el agua tales como estacionamientos, plazas de deportes, canchas de fútbol, entre otras alternativas.

Por último, es importante tener en cuenta que las zonas a realojar no cuentan con red de saneamiento (ver sección 9.3). El realojo permitiría disminuir los impactos ambientales y sanitarios generados por los desbordes de los “pozos negros” ante eventos de inundación. En caso de llevarlo a cabo sería necesario considerar una determinada metodología para el abandono adecuado de dicho sistema de disposición final de efluentes. El mismo podría consistir en el relleno de los pozos con escombros más el suministro de cal viva para inactivar los microorganismos patógenos y evitar la proliferación de vectores.

Por otro lado, al no contar con red de saneamiento y considerando los objetivos de desarrollo sostenible en cuanto a la universalización del saneamiento, el estado podría llegar a considerar como una alternativa viable y adecuada el realojo debido a que construiría nuevas redes de saneamiento en terrenos no inundables. De esta forma se evita la construcción de algún sistema alternativo de saneamiento, compatible con las características de la zona (inundable), evitando desperdiciar inversiones millonarias que difícilmente sean acordes a la problemática local.



*Figura 14-2. Situación de realojo en barrio Centenario.*

## **14.2 ADAPTACIÓN DE LAS VIVIENDAS AFECTADAS POR EVENTOS DE TR 100**

En las otras zonas de riesgo existente, pero de menor intensidad, se proponen medidas de mitigación, como puede ser adaptar las viviendas de forma que se encuentren preparadas para afrontar eventos de inundación, o implementar sistemas de alerta temprana.

La idea de viviendas adaptadas a la inundación incluye, por ejemplo:

- pisos terminados altos

- niveles inundables con usos secundarios y materiales compatibles con la inundación
- instalaciones eléctricas adaptadas y seguras (ej: altura de tomacorriente)
- azoteas transitables para trasladar equipamiento o permanecer cierto tiempo
- segundas plantas provistas mayoritariamente de instalaciones que posibilitan permanecer en la vivienda (22)

### **14.3 ZONAS DE RIESGO POTENCIAL**

En el caso de las zonas de alta amenaza que aún no están urbanizadas pero, como se vio en la sección 9, son propensas de ser ocupadas debido a que la expansión de la población de Carmelo en los últimos años ha seguido ese camino, también se debe tomar recaudos.

Por lo tanto, deberá volverse un tema central en el plan de ordenamiento territorial de la localidad, que se promuevan usos compatibles con las inundaciones previniendo la ocupación de dichas zonas con viviendas, manteniéndolo en una categoría rural natural (33). En esas zonas se debería admitir construcciones no habitacionales como ser equipamientos recreativos, deportivos y turísticos.

## 15 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

---

En esta sección se discutirán resultados que han sido desarrollados a lo largo del informe, enfatizando en aquellos de mayor relevancia.

A partir de los mapas de amenazas generados, se puede reafirmar que los eventos de inundación en la ciudad de Carmelo son provocados por eventos de crecida asociados tanto al aumento de nivel del Río de la Plata, como a intensas precipitaciones en la cuenca del arroyo que provocan un incremento de nivel en el mismo. Se llegó a que estas forzantes son independientes, por lo cual la probabilidad de un evento de inundación es el producto de las probabilidades de ocurrencia de un evento de precipitación y un evento de nivel.

Se pudo constatar que la precipitación es la forzante con mayor incidencia en la zona urbana para eventos de 100 años de periodo de retorno.

A su vez, los niveles máximos que determinan las curvas envolventes de inundación, en las zonas aguas arriba del puente giratorio, están dados por combinaciones en donde el periodo de retorno asociado a la precipitación es mayor que el asociado al nivel. Sin embargo, aguas abajo del puente no se identifica tendencia alguna.

Por otro lado, la diferencia en la cota de pelo de agua entre eventos de periodo de retorno mayores a 100 años es considerablemente mayor para las secciones aguas abajo del puente respecto a las de aguas arriba del mismo. Esto indicaría que la condición impuesta aguas abajo del modelo (nivel del Río de la Plata) es más sensible al cambio de periodo de retorno que la condición impuesta aguas arriba (hidrograma de caudal obtenido por método NRCS).

Respecto a la evaluación de la construcción del puente nuevo que funcionará como by-pass de la ciudad, resultó que tanto con el proyecto original así como con las modificaciones planteadas (angostamiento de la sección y puente tipo presa) se genera una disminución de niveles en la zona de mayor urbanización, pero los mismos continúan comprometiendo un gran número de viviendas. Dicha situación se agrava para periodos de retorno mayores. Esto demuestra que la construcción del puente nuevo no permite disminuir suficientemente el riesgo de inundación de las viviendas en la ciudad.

Por otra parte, se determinó la exposición de la población para un evento de periodo de retorno de 100 años, resultando que un 17 % de los habitantes de Carmelo se ven afectados ( $\approx 3000$  personas), lo que corresponde al 14 % de los viviendas de la ciudad ( $\approx 1000$  viviendas). Esto significa que una sexta parte de la población está expuesta a sufrir las consecuencias generadas por eventos de inundación con una probabilidad anual del 1 %, afectando de igual forma a hombres y mujeres.

En cuanto a los resultados arrojados por el mapa de riesgo de inundaciones, se constata que:

- El 12% de las viviendas de la ciudad se ven afectadas con riesgo muy bajo lo que corresponde al 13% de la población total (2257 hab).
- El 2% de las viviendas de la ciudad se ven afectadas con riesgo bajo lo que corresponde al 2% de la población total (394 hab).

- El 5% de las viviendas de la ciudad se ven afectadas con riesgo medio lo que corresponde al 5% de la población total (932 hab).
- El 5% de las viviendas de la ciudad se ven afectadas con riesgo alto lo que corresponde al 7% de la población total (1206 hab).

De lo anterior surge que un 25% (4789 personas) de la población de la localidad se encuentra dentro de alguna franja de riesgo, lo que corresponda a un total de 1820 viviendas. A su vez, un total de 396 viviendas está expuesta a riesgo alto de inundaciones.

De la definición de riesgo surge la posibilidad de actuar tanto sobre la amenaza como sobre la vulnerabilidad o exposición de la sociedad. Es así que se abren dos estrategias posibles para disminuir el riesgo, por un lado la construcción de diques laterales de protección y por otro, medidas de ordenamiento territorial.

Sobre la primera alternativa de mitigación se hizo un estudio exhaustivo para la determinación del diseño de los diques propiamente dichos, así como de las infraestructuras complementarias necesarias. Con el diseño definido se protegen las zonas del barrio ubicado al noreste de la ciudad (zonas de mayor riesgo) frente a eventos de inundación donde actúan cualquiera de las dos forzantes.

La cota de coronamiento de los diques fue definida considerando la cota de pelo de agua de 200 años de periodo de retorno sumado a 90 cm de revancha, lo que corresponde a un evento de periodo de retorno mayor a 1000 años. Sin embargo, como el diseño de las estructuras de desagüe pluvial fue realizado para eventos de periodo de retorno de 100 años, es probable que para eventos de periodo de retorno mayores a éste, puedan existir viviendas con afectación de las inundaciones.

Por otro lado, la medida blanda evaluada fue la de relocalizar los hogares de riesgo alto de inundación e implementar medidas de adaptación a dicho fenómeno en el resto de las viviendas potencialmente afectadas. A su vez, este lineamiento propone el tomar precauciones reales en cuanto a la posible expansión de la ciudad hacia zonas en que actualmente se tiene una alta amenaza pero aún no están habitadas.

En este punto, cabe analizar los costos asociados a las alternativas planteadas:

- La implementación de los diques bordeando la zona noreste de la ciudad
- La relocalización de las viviendas de alto riesgo
- La resolución de no tomar ningún medida de actuación

Es importante considerar que este análisis no es horizontal, es decir que, no se están comparando alternativas que afecten en la misma medida a la misma población.

La obra de los diques implicaría en cuanto a costos (sin considerar las zonas de retención y canales de recolección) una inversión inicial de aproximadamente 2 millones de dólares, manteniéndose un costo de riesgo residual correspondiente al daño esperado de las zonas no protegidas de 183 mil dólares anuales.

Por su parte, la relocalización implicaría un costo de 47 millones de dólares si se realojan las zonas de riesgo alto exclusivamente, quedando un costo de riesgo residual correspondiente al daño esperado de las manzanas no relocalizadas de 232 mil dólares anuales.

Por último, de no aplicar medidas de mitigación de las inundaciones se tendría un costo estimado de daño espero de 764 mil dólares anuales.

Finalmente, debe hacerse hincapié en que lo presentado son medidas de mitigación, dirigidas a reducir o disminuir el riesgo. La mitigación es el resultado de la aceptación de que no es posible controlar el riesgo totalmente; es decir, que en muchos casos no es posible impedir o evitar totalmente los daños y consecuencias y sólo es posible atenuarlas. (1)

Respecto a la precisión en los resultados obtenidos, el error y/o la incertidumbre asociada tiene que ver con la cantidad y calidad de los datos de partida, así como de las hipótesis realizadas al implementar los modelos hidrológico e hidrodinámico. En la misma línea, para haber podido realizar una calibración y validación de los parámetros que inciden en el modelo, hubiera sido vital contar con más manchas de inundación de los eventos más importantes ocurridos hasta el momento, además de la correspondiente al evento de 2016.

## 16 CONCLUSIONES

---

Se logró generar insumos desde el punto de vista hidrológico e hidráulico para la planificación territorial de la ciudad de Carmelo. Se elaboró el mapa de riesgo de las inundaciones de la localidad y se calculó el costo estimado anual de los daños provocados por estas. Adicionalmente, se estudiaron alternativas de mitigación de la afectación generada por las inundaciones, realizando el diseño de la alternativa elegida, considerando en el planteo el proyecto del nuevo puente y posibles modificaciones del mismo.

A partir de los mapas de amenazas generados, se puede reafirmar que los eventos de inundación en la ciudad de Carmelo son provocados por eventos de crecida asociados tanto al aumento de nivel del Río de la Plata, como a intensas precipitaciones en la cuenca del arroyo que provocan un incremento de nivel en el mismo.

En cuanto al mapa de riesgo de inundación, el mismo es una expresión gráfica que se debe valorar en su rol de herramienta para ordenamiento territorial de la ciudad, teniendo presente su carácter dinámico. Esto último hace referencia tanto a los cambios que puede haber en la población de la ciudad, como al hecho de que el día de mañana se cuente con datos de mejor calidad que permitan mejorar la precisión de los resultados obtenidos en este proyecto.

A su vez, es importante que esta información pueda ser de fácil acceso para los habitantes de la localidad debido a que contribuiría a desestimular la construcción de viviendas en zonas inundables, además de cumplir con el derecho de todo ciudadano a saber qué tan expuesto está a esta amenaza.

La alternativa de mitigación de inundaciones que fue analizada con mayor detenimiento fue la implantación de diques de protección que bordeen la zona noreste de la ciudad (de mayor riesgo), mitigando eventos de inundación donde actúan cualquiera de las dos forzantes. Sin embargo, la protección absoluta no es alcanzable y puede generar una falsa sensación de seguridad. El concepto de riesgo residual, incluyendo el potencial fallo de la infraestructura de defensa, debe siempre tenerse cuenta. En ese sentido, sería necesario realizar el estudio de la falla de los diques para eventos con periodo de retorno que superen la condición de diseño. A su vez, respecto a la gestión del funcionamiento del dique propiamente dicho, cabe mencionar que no existe una normativa en Uruguay sobre seguridad, mantenimiento y operación de este tipo de infraestructura.

Por otra parte, las medidas no estructurales tienden a ser soluciones potencialmente más eficientes y más sostenibles a largo plazo, por lo que deben potenciarse con el objetivo de reducir la vulnerabilidad de las personas y las propiedades a las inundaciones. (30) Para profundizar en el análisis de vulnerabilidad de la población afectada por eventos de inundación se requiere el trabajo de actores de la comunidad carmelitana, técnicos y profesionales involucrados, que puedan ahondar en el tema.

Por último, es necesario resaltar la importancia de una gestión adecuada y eficiente para que sea sustentable cualquiera de las alternativas planteadas.

## 17 ANEXOS

### 17.1 DISCUSIÓN TR DEL EVENTO DE 2016

En base a los resultados obtenidos, se decidió analizar cuál es el período de retorno asociado al evento de abril de 2016. Para esto se emplearon dos metodologías distintas.

La primera consistió en utilizar las funciones de distribución de precipitación y nivel generadas en la sección 6 (ver Figura 6-21 y Figura 6-61). A partir de los datos de precipitación y nivel asociado al evento es posible obtener de los gráficos anteriormente indicados el período de retorno asociado a cada una de las variables y sus respectivos intervalos de confianzas.

Por lo tanto, si se toma en cuenta que la precipitación en la cuenca del arroyo de las Vacas para este evento fue de 181mm se puede apreciar en la Figura 17-1 que el período de retorno asociado a dicha precipitación es de 90 años con un intervalo de confianza que va desde los 32 a los 300 años.

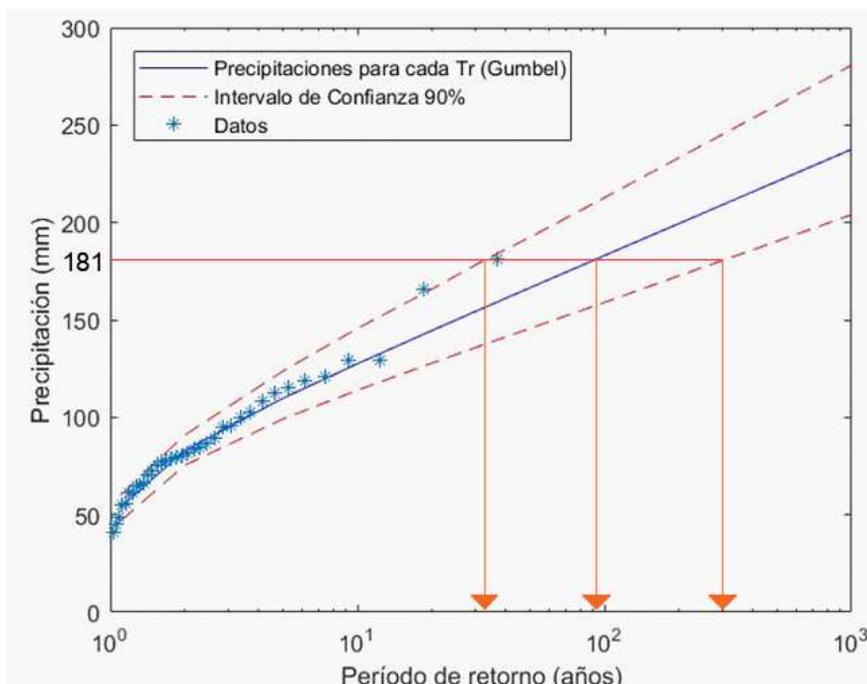


Figura 17-1. Período de retorno asociado a la precipitación del evento de abril de 2016

Por otro lado, el nivel medio registrado en Atracadero fue de 1.87m para el cual la Figura 17-2 indica que el período de retorno de dicho nivel es de 1.3 años con un intervalo de confianza de 1.1 a 1.5 años.

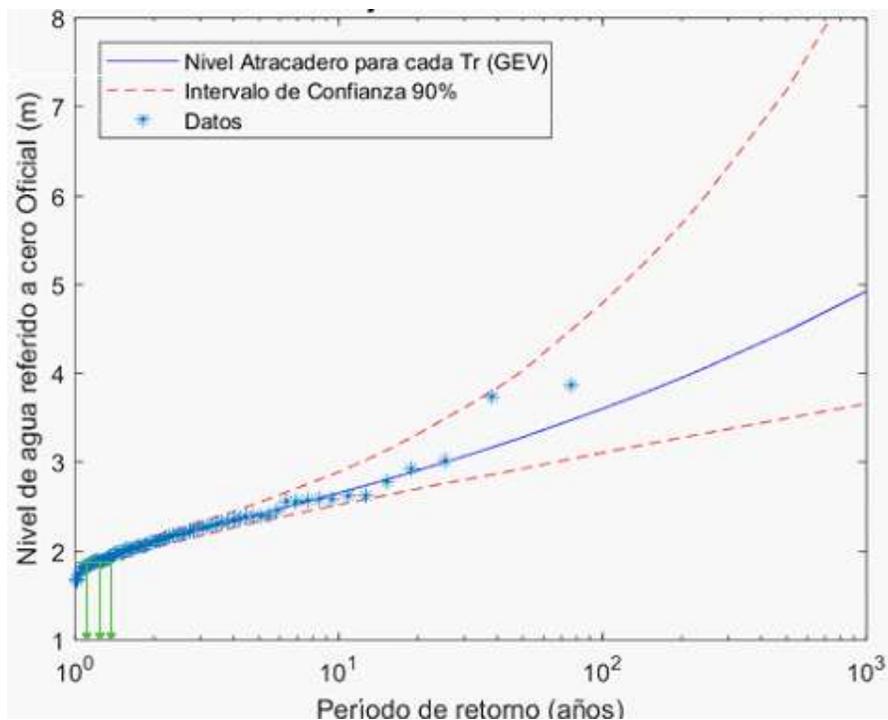


Figura 17-2. Período de retorno asociado a los niveles del evento de abril de 2016

Si se toma en cuenta la independencia de las variables, el período de retorno asociado al evento de 2016 sería de 117 años con un intervalo de confianza que va desde los 35 a los 450 años. Es importante tener en cuenta que el Tr calculado es poco preciso debido a que el intervalo de confianza asociado a este es muy grande, pudiendo variar 415 años desde el valor menor hasta el valor mayor.

Por otro lado, la segunda metodología consiste en utilizar la mancha de inundación relevada por DINAGUA conjuntamente con el Mapa de Amenazas presentado en la Figura 8-6. En la Figura 17-3 se puede apreciar la superposición de la envolvente de Tr 100 años y la mancha relevada.



Figura 17-3. Superposición de envolvente de Tr 100 años y mancha de inundación relevada.

A simple vista la envolvente de Tr 100 años se aproxima en gran medida a la mancha relevada, lo que estaría dando ciertos indicios de cuál es el período de retorno del evento analizado. Sin embargo, hay que tener en cuenta algunas salvedades. La primera se da para la sección 9 en la cual existe una diferencia apreciable entre las dos manchas consideradas. La segunda radica en que, por el comentario de vecinos de Carmelo, en el evento se produjo el corte de la ruta 21, situación que no ocurre para la envolvente analizada.

Estas dos observaciones permitirían inferir que el período de retorno del evento es superior a 100 años. En función de esto, se decidió comparar la situación que se generaba para la envolvente de 200 años de periodo de retorno, por más que esta no se encuentre en el mapa de amenazas. Para dicha envolvente se tiene que las secciones 10 y 11 tienen una mayor extensión, pero se produce el sobrepasamiento de la ruta y se alcanza una mayor cota en la sección 9. Por otro lado, para esta última envolvente, en la zona costera se tiene una zona inundada considerablemente mayor a lo ocurrido. De esta forma, se podría concluir que el período de retorno asociado al evento de abril de 2016 tuvo un período de retorno de aproximadamente 150 años.

## 17.2 SALIDA DE CAMPO

Se realizaron dos salidas de campo los días viernes 20 y martes 24 de abril de 2018 con diferentes propósitos.

El día viernes lo que se hizo fue reunirse con personas idóneas en el tema. La primera reunión se dio en la casa de Gustavo Arizabalo, quien comentó principalmente cuál era su punto de vista relacionado a lo ocurrido en el evento de abril de 2016. Planteó

que la inundación del barrio ubicado al noreste de Carmelo, aguas arriba del puente, se dio por la rectificación de la ruta que actuó como presa. Por otro lado, reafirmó el comentario de otros pobladores de Carmelo de que el barrio Centenario se habría inundado a causa del pasaje de agua a través de la ruta.

La segunda reunión se dio en la Junta Local de Carmelo en donde estuvieron presentes la Alcaldesa de la localidad la Sra. Alicia Espíndola, la Ing. Ana Laura Pereira de la intendencia de Colonia y la Arq. María Teresa Rodríguez vinculada a Carmelo. En dicha reunión se mencionó la importancia del estudio de las inundaciones, el proyecto del puente nuevo y la rambla que se había querido construir en la costa norte del Río de la Plata. Comentando que éste último proyecto no fue llevado a cabo y que además hoy en día no cumple con la Ley de Ordenamiento Territorial en cuanto a la distancia mínima a la ribera. Se plantearon las distintas características que podría tener dicha rambla, así como también su posible trazado, teniendo en cuenta en todo momento que la misma sería construida para atracción turística dándole un mayor valor agregado a la ciudad.

Por otro, se visitó la hemeroteca de la ciudad, obteniendo información utilizada en la sección 6.5.

El siguiente martes se realizó el relevamiento del arroyo de las Vacas. Para esto se utilizó el ADCP (presentado en sección 17.2.1). El relevamiento de las secciones se hizo desde aguas abajo hacia aguas arriba del arroyo. Se relevaron en total 17 secciones de las cuales se utilizaron 12, descartando 4 y una no pudo ser procesada por mal funcionamiento del equipo. Las cuatro secciones que se decidieron descartar no aportaban mayor información de la batimetría del cauce y complejizaban el modelo al momento de definir las planicies de inundación. Además, en dicho día, se trataron de relevar cotas de terreno de distintos puntos de interés en Carmelo (sobre el puente giratorio, puente en la zona del cerro, prefectura) no teniendo buenos resultados dado que el GPS diferencial no funcionaba correctamente.

#### **17.2.1 ADCP**

Se utilizó para la medición de la batimetría de varias secciones del cauce el Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés). El ADCP también provee información de las velocidades del flujo en tres direcciones ortogonales, lo que permite definir el caudal generalmente con un error menor al 5%.



*Figura 17-4. Fotografía del ADCP en funcionamiento tomada el 24/04/2018 día en que se hizo la salida de campo en Carmelo.*

Los ADCPs determinan la velocidad del flujo utilizando el principio Doppler. El instrumento emite una onda acústica a una determinada frecuencia, la cual es luego reflejada por partículas en suspensión en el flujo (sedimentos, plancton, algas, etc.). La onda acústica reflejada es detectada por el instrumento y la misma posee una frecuencia diferente con la que fue emitida debido al movimiento relativo entre las partículas y el instrumento. Para minimizar el nivel de ruido presente en las determinación de velocidad de flujo, la técnica de análisis de señales implementada en los ADCP calcula las velocidades relativas entre el instrumento y el flujo a partir de la diferencia de fase (en lugar de diferencia de frecuencia) entre dos muestras diferentes de un único pulso de retorno en cada celda, (modo incoherente) o a partir de la diferencia de fase entre dos pulsos acústicos sucesivos (modo coherente) (34).



## 18 BIBLIOGRAFÍA

---

1. Ley de Creación del Sistema Nacional de Emergencias (N°18621/09).
2. DINAGUA. *Mapa de Riesgo San José de Mayo (Primer Borrador)*. Montevideo : s.n., 2014.
3. Comisión Administradora del Río de la Plata. [En línea] <https://www.comisionriodelaplata.org>.
4. Ministerio de Vivienda Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA). Geoservicios. [En línea] <https://www.dinama.gub.uy/geoservicios/>.
5. Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). *Dirección General de Recursos Naturales*. [En línea] <https://www.mgap.gub.uy/unidad-organizativa/direccion-general-de-recursos-naturales/tramites-y-servicios/biblioteca-digital/modelo-digital-del-terreno>.
6. *Tahal Consulting Engineers - Seinco. "Estudios de Prefactibilidad para obras de saneamiento de 75 localidades del Uruguay". Obras Sanitaria del Estado (OSE)*. 2005.
7. Instituto Nacional de Estadísticas (INE). *Mapas Vectoriales*. [En línea] <https://www.ine.gub.uy/mapas-vectoriales>.
8. Instituto Nacional de Estadísticas (INE). *Microdatos-Marcos censales*. [En línea] <http://www.ine.gub.uy/web/guest/marcos-censales>.
9. *Microdatos Censales y Marco Estadístico 2011 (INE)*. [En línea] Setiembre de 2018. <http://www5.ine.gub.uy/censos2011/microdatos/micromacro.html>.
10. OSE. Portal GIS OSE. Plano Saneamiento Carmelo. [En línea] <https://gisportal.ose.com.uy/visorose2016?Depto=Colonia&Localidad=Carmelo#>.
11. Ramirez, M. *Hidrologica Aplicada*. Mérida, Venezuela. : Universidad de Los Andes, 2003.
12. Linsley, Kholer y Paulus. *Hidrología para Ingenieros*. Bogotá (Colombia) : McGraw-hill, 1982.
13. Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays. *Hidrología Aplicada*. s.l. : Mc Graw Hill, 1994.
14. Parodi, Gonzalo. *Historia de la ciudad de Carmelo, 300 años de historia*. Carmelo : s.n.
15. *Impacto del cambio climático en las costas del Río de la Plata*. Angel Re, Mariano Menéndez. 1, Buenos Aires : Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 2006, Vol. 7.
16. Barros Vicente, Menéndez Ángel y Nagy Gustavo. *El Cambio Climático en el Río de la Plata*.

17. Santoro, Pablo. *Estudio de la marea meteorológica en el Río de la Plata*. Montevideo : s.n., 2011.
18. UNISDR. *Terminología sobre reducción de riesgo de desastres*. 2009.
19. Ing. Silvana Alcoz, Ing. Gimena Bentos Pereira, Lic. en Soc. Alejandra Cuadrado, Arq. Cecilia Laffitte, Ing. Juan Pablo Martínez, Arq. Adriana Piperno. *Inundaciones urbanas: instrumentos para la gestión de riesgo*. Montevideo : s.n., 2011.
20. Narváez et al. *La gestión del Riesgo de desastres: un enfoque basados en procesos. Proyecto Apoyo a la Prevención de Desastres en la Comunidad Andina*. Perú : PREDECAN, 2009.
21. Juan José Calvo et al. *Atlas Sociodemográfico y de la Desigualdad del Uruguay*. Montevideo : s.n., 2011.
22. ANII - Fundacion Ricaldoni. *Anexo SATI-UY: Sistema de alerta temprana para previsión y gestión de inundaciones*. Montevideo : s.n., 2017.
23. ITU-FARQ 2011. *Resumen Expediente Urbano-Territorial de Nueva Palmira-Carmelo*. 2011.
24. State of California - The Natural Resources Agency - Department of Water Resources. *Urban Levee Design Criteria*. 2012.
25. (FEMA), Federal Emergency Management Agency. *Floodwalls and Levees (Chapter 5F)*. 2013.
26. DEPARTMENT OF THE ARMY - U.S. Army Corps of Engineers. *DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES - EM 1110-2-1913*. 2000.
27. Rica., Escuela Ingeniería en Construcción - Instituto Tecnológico de Costa. *Análisis técnico-económico entre dique construido en material granular compactado y dique en gaviones en el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco*. 2006.
28. CIRIA. *The International levee Handbook*. Londres : s.n., 2013.
29. MVOTMA, DINASA -. *Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas*. Montevideo, Uruguay : s.n., 2009.
30. Perez-Olaya, Natalia Perez. *Estudio hidráulico para la determinación de zonas inundables y análisis valorado de soluciones de protección en el Municipio de Balmaseda, Vizcaya, Comunidad Autónoma del País Vasco*. 2015.
31. CONAGUA. *Manual para el control de inundaciones*. Mexico : s.n., 2011.
32. AD HOC Committee on Small Dams. *Small dams - Design, Surveillance and Rehabilitation* . 2011.
33. Alejandra Cuadrado, Juan Pablo Martínez, Adriana Piperno, OSvaldo Sabaño. *Mapas de Riesgo de Inundación en Uruguay - De la Hidráulica a la Gestión*. Montevideo : s.n., 2015.

34. Oberg, R.N Szupiany y K. *Perfiladores de Corriente Acústicos Doppler (ADCP) - Monografía IAHR: Caracterización experimental de flujos turbulentos en hidráulica.* 2014.
35. Rafael Rosa, Juan Pablo Martínez, Alejandra Cuadrado y Adriana Piperno. *Informe de riesgos de Inundaciones.* Montevideo : s.n., 2014.
36. Ashakar, F. y T.B.M.J Ouarda, R. Roy and B. Bobée. *Robust estimators in hydrologic frequency analysis, in Engineering Hydrology.* . 1993.
37. J.M. Cuadrat, S.M. Vicente y M.A. Saz. *La información climática como herramienta de gestión ambiental,*. 2002.
38. Varas, Eduardo & Bois, Philippe. *Hidrología Probabilística.* 1998.
39. Maza Álvarez, José A. y Franco, Victor. *Obras de Protección para Control de Inundaciones.* 1997.
40. Instituto Nacional de Estadísticas (INE). Indicadores. [En línea] <http://www.ine.gub.uy/indicadores?indicadorCategoryId=16547>.
41. Instituto Nacional de Estadísticas (INE). Indicadores. [En línea] <http://www.ine.gub.uy/indicadores?indicadorCategoryId=11421>.