



ESTUDIO HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL ARROYO PINTADO

**CONVENIO ENTRE LA INTENDENCIA DEPARTAMENTAL DE FLORIDA Y LA
UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA (FACULTAD DE INGENIERÍA)**



**Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA)
Facultad de Ingeniería- Universidad de la República**

Dr. Ing. Christian Chreties

Dr. Ing. Luis Teixeira

Bach. Santiago Narbondo

INFORME FINAL- Febrero de 2017

INDICE

1	INTRODUCCION	3
1.1	METODOLOGÍA.....	3
2	INFORMACION UTILIZADA	5
2.1	INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA.....	5
2.2	INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA	5
2.3	INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA Y BATIMÉTRICA	7
2.4	INFORMACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS EXISTENTES	8
2.5	INFORMACIÓN EDAFOLÓGICA DE LA CUENCA Y SEDIMENTOLÓGICA DEL ARROYO.....	8
3	MODELACION HIDROLOGICA-HIDRODINAMICA.....	10
3.1	CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	10
3.2	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	14
3.3	ZONAS DE INUNDACIÓN.....	20
4	ESTUDIO DE EROSION.....	24
4.1	INTRODUCCIÓN	24
4.2	ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EROSIÓN POR CONTRACCIÓN.....	25
4.3	ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EROSIÓN EN ESTRIBOS.....	25
4.4	ESTIMACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EROSIÓN EN PILAS	25
4.5	ANÁLISIS Y LIMITACIONES DE LOS RESULTADOS.....	26
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	28
6	BIBLIOGRAFIA	29

1 INTRODUCCION

El acceso a la ciudad de Florida por la Avenida Zorrilla de San Martín es inutilizable en reiteradas ocasiones debido a que la cota del puente carretero existente sobre el arroyo Pintado es superada habitualmente por el nivel del arroyo. Por otro lado las características de dicho puente, particularmente el ancho, no permite la circulación de vehículos en ambos sentidos. En consecuencia, la intendencia Departamental de Florida resolvió dar todos los pasos necesarios para la construcción de un nuevo puente sobre el arroyo Pintado, acceso sur de la ciudad de Florida. En ese marco, resulta necesario un estudio hidráulico del tramo final del arroyo para la determinación del largo, cota de tablero del puente y la estimación de la profundidad máxima de erosión local en fundaciones. Para cumplir con dicho objetivo, la Intendencia de Florida y el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, suscriben en el mes de julio de 2016 un Convenio para la realización de dicho estudio hidráulico.

1.1 Metodología

Para el cumplimiento de los objetivos se siguió la metodología detallada a continuación.

1.1.1 Recopilación de información existente

Se recopilaron las series históricas de caudal y nivel de las estaciones hidrométricas del río Santa Lucía Chico: Florida y Paso Severino, de la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA-MVOTMA). Por otro lado se recopiló información topo-batimétrica existente en el río Santa Lucía Chico, específicamente entre la ciudad de Florida y la presa de Paso Severino (secciones transversales al río y batimetría del embalse).

Se recopilaron los registros de precipitación y nivel del arroyo en la sección del puente carretero existente, para los 3 eventos extremos ocurridos en el primer semestre del año 2016. Dicho relevamiento de información estuvo a cargo de la Intendencia de Florida.

Se realizó por parte de la Intendencia de Florida un relevamiento topográfico de secciones transversales al arroyo Pintado, que abarcan los últimos 15 Km, aguas arriba de su desembocadura. Asimismo se relevó la información geométrica de las obras de drenaje existentes en el mismo tramo del arroyo (puentes viales existentes, puente de vía férrea, alcantarillas, etc).

En el mes de junio de 2016, se realizó una visita técnica al sitio de estudio, recorriendo las obras existentes sobre el arroyo Pintado. Se extrajo una muestra de sedimento de las márgenes del arroyo a efectos de su análisis granulométrico, que fue realizado por el laboratorio de suelos de la Intendencia de Florida.

1.1.2 Modelación hidrológica-hidrodinámica

Se realizó una modelación hidrológica de la cuenca del arroyo Pintado en base al método del NRCS (USDA, 2010) y una modelación hidrodinámica detallada del último tramo (15 Km) del arroyo hasta la desembocadura en el río Santa Lucía Chico. La modelación hidrodinámica se realizó en base al software libre HEC-RAS 4.1 del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos.

Considerado que no se dispone de estaciones hidrométricas que registren nivel/caudal en el arroyo Pintado, la calibración y validación de los parámetros del modelo (número de curva, tiempo de concentración de la cuenca y coeficientes de rugosidad de Manning) se realizó a partir de información puntual de crecidas registradas durante 2016 por parte de la Intendencia de Florida.

1.1.3 Estudio de erosión local

Una vez calibrado y validado los parámetros del modelo se incorporó el nuevo puente del arroyo en el modelo y se simuló su funcionamiento para 100 y 200 años de período de retorno. Se obtuvieron todos los parámetros hidráulicos del modelo que junto con la granulometría del sedimento del arroyo permitió calcular la profundidad máxima de erosión por contracción y frente a pilas y estribos del puente, en base a las formulaciones habitualmente utilizadas a nivel internacional: HEC 18, Laursen, Melville, HIRE, Froehlich.

1.1.4 Determinación hidráulica de las dimensiones del puente

Se consideraron las recomendaciones de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV-MTOP) en cuanto a los escenarios límite para el diseño hidráulico. En cuanto a la altura mínima del tablero, la misma se diseñó a partir del nivel máximo de la avenida de $T_r = 100$ años, realizándose la verificación para $T_r = 200$ años. Dichos períodos de retorno fueron propuestos por la Intendencia de Florida. La longitud mínima del puente se determinó considerando las velocidades en la sección del puente y la velocidad crítica de inicio de movimiento del sedimento, para las mismas recurrencias mencionadas antes. La máxima profundidad de erosión frente a las pilas se reporta a efectos de evaluar no considerar dicha profundidad en el cálculo de resistencia por fuste de esta fundación (en caso de fundación profunda).

2 INFORMACION UTILIZADA

2.1 Información pluviométrica

Se cuenta con información pluviométrica de tres eventos extremos de precipitación registrados en el año 2016 en el departamento de Florida (abril y dos en julio 2016). Los pluviómetros disponibles y la información registrada para el evento de abril 2016 (mayor evento registrado) se presentan en la Tabla 2.1. La precipitación media en la cuenca fue calculada por el método de los Polígonos de Thiessen.

Tabla 2.1: Información pluviométrica (mm) registrada para el evento de abril 2016 (máximo evento registrado).

Pluviómetro	Código	10-abr	11-abr	12-abr	13-abr	14-abr	16-abr	17-abr	18-abr
25 DE MAYO	2748A	20	2	0	15	14	140	90	28
25 DE AGOSTO	2669A	7	0	0	13	14	128	28	17
CAPILLA DEL SAUCE	2309	11	7	2	21	5	0	72	101
CARDAL	2710A	10	0	0	15	10	95	100	20
CASUPA	2588	22	1	0	20	14	45	60	85
CHAMIZO	2673A	15	0	0	19	5	140	85	22
FLORIDA	86545	17	1	0	20	2	140	64	58
FRAY MARCOS	2632A	10	4	0	12	15	80	55	55
LA CRUZ	2538A	12	4	0	33	0	60	24	70
MACIEL	2349	12	0	0	25	0	35	65	67
MENDOZA	2670	10	0	0	5	12	95	90	12
POLANCO DEL YI	2304	20	8	5	42	8	35	115	127
REBOLEDO	2543	20	0	0	14	15	43	0	82
SAN GABRIEL	2586	14	2	0	15	10	35	50	95
SDI GRANDE	2395A	10	5	0	30	0	77	43	62

2.2 Información hidrométrica

Se cuenta con la serie de niveles y caudales del Río Santa Lucía Chico registrados en las estaciones 53.0, 53.1 u 53.2 de DINAGUA ubicadas en Piedra Alta, Puente de Ruta 5, usina de bombeo de OSE respectivamente, completando una serie histórica de niveles y caudales diarios para el período 1964-2011. Se recopiló también información de niveles del río Santa Lucía Chico para los eventos de 2016 registrados en el arroyo Pintado, en base a la estación telemétrica recientemente instalada por la DINAGUA en el Puente de Ruta 5.

Además para los eventos extremos de precipitación mencionados anteriormente se cuenta con los niveles registrados en la zona del puente carretero existente sobre el arroyo Pintado. La cantidad de datos registrada, al ser discretos y realizados únicamente en crecidas del arroyo, son diferentes para cada evento y no tienen el mismo intervalo de muestreo como

puede observarse en las tablas de *Niveles registrados en puente acceso sur*, que se presentan a continuación.

Tabla 2.2: Niveles registrados en puente acceso sur (Abril 2016)

Evento 16 de Abril		
Fecha	Hora	Nivel Oof(m)
16/04/2016	5:55 PM	50,26
16/04/2016	6:00 PM	50,12
16/04/2016	6:10 PM	50,17
18/04/2016	8:45 AM	49,39
18/04/2016	9:00 AM	49,48
18/04/2016	1:20 PM	48,71
18/04/2016	1:25 PM	48,71

Tabla 2.3: Niveles registrados en puente acceso sur (Julio 2016A)

Evento 4 de Julio		
Fecha	Hora	Nivel Oof(m)
04/07/2016	5:15 PM	47,25
04/07/2016	10:15 PM	47,65
05/07/2016	6:30 AM	49,1
05/07/2016	9:00 AM	48,89
05/07/2016	1:45 PM	48,42
05/07/2016	5:45 PM	48,05
06/07/2016	6:30 AM	47,93
06/07/2016	9:30 AM	47,59
06/07/2016	4:20 PM	47,8
07/07/2016	7:45 AM	47,39
07/07/2016	2:10 PM	46,95

Tabla 2.4: Niveles registrados en puente acceso sur (Julio 2016B)

Evento 26 de Julio		
Fecha	Hora	Nivel Oof(m)
26/07/2016	10:40 AM	48,62
26/07/2016	1:30 PM	48,31
27/07/2016	7:30 AM	46,58
27/07/2016	4:40 PM	46,23

Cabe aclarar que a la hora de utilizar esta información fueron descartados ciertos datos por considerarlos redundantes (mismo nivel o muy similar con diferencia de tiempo de muestreo menor a 10 minutos de registro) o por no aportar información significativa al análisis.

2.3 Información topográfica y batimétrica

Se cuenta con información topo-batimétrica obtenida a partir de los relevamientos de secciones transversales al cauce del arroyo en los últimos 15 Km de longitud aguas arriba de su desembocadura. En la Figura 1 se presenta la ubicación de las secciones relevadas por la Intendencia Departamental de Florida. Asimismo, se contó con las curvas de nivel de terreno cada dos metros correspondientes a la ciudad de Florida recopiladas de la Infraestructura de Datos Espaciales (IDE) y con los MDT del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) de la NASA y de la Dirección General de Recursos Naturales Renovables (RENARE). Esta información fue utilizada para determinar las zonas inundables en margen izquierda del arroyo y fundamentalmente los límites de la cuenca de aporte.

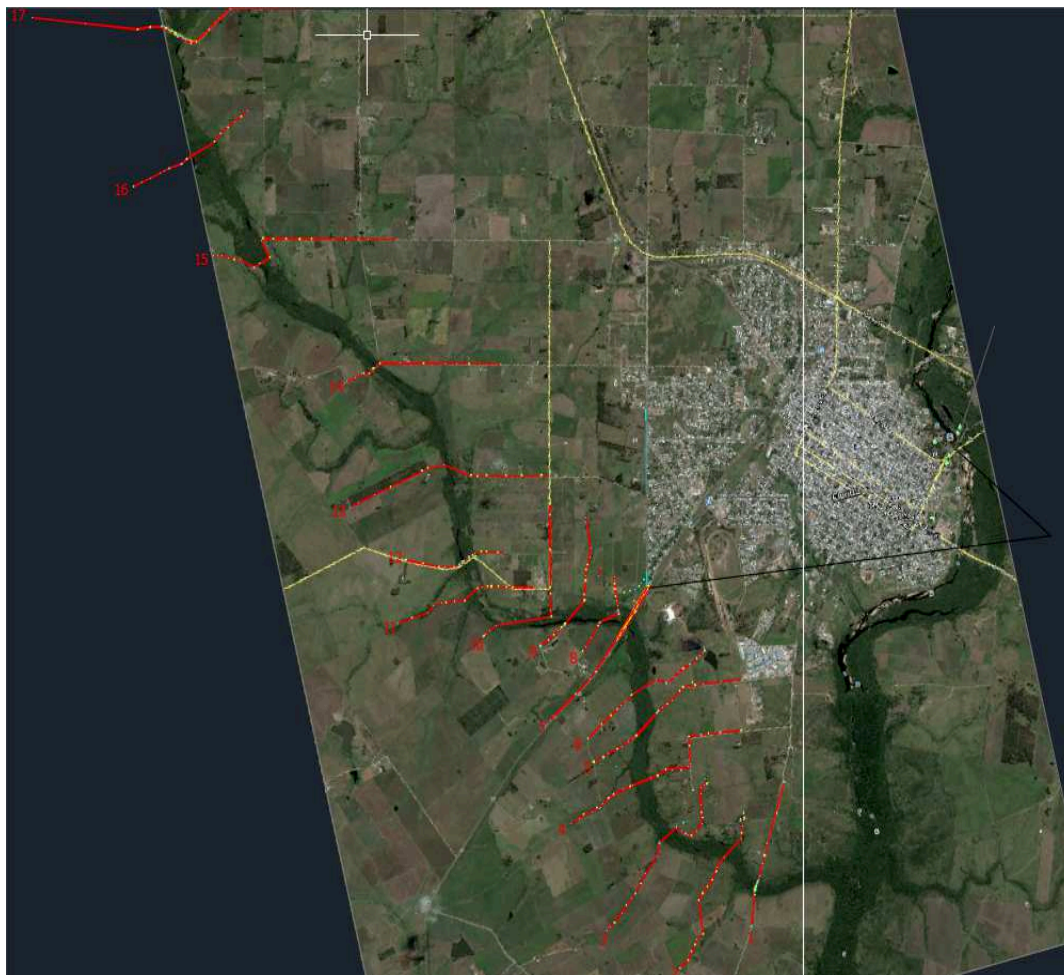


Figura 1: Localización de las secciones transversales relevadas

2.4 Información de obras hidráulicas existentes

Se relevaron las secciones en las cuales existen obras hidráulicas de drenaje, así como su geometría en el tramo final del arroyo (puentes, alcantarillas, pasos a nivel) a efectos de ser incluidas en la modelación hidrodinámica. En la Figura 2, se presentan fotografías de algunas de estas obras, visitadas con motivo de la recorrida al sitio realizada en el mes de junio 2016.



Figura 2: Obras hidráulicas existentes en el tramo inferior del arroyo Pintado

2.5 Información edafológica de la cuenca y sedimentológica del arroyo

En cuanto a la información edafológica necesaria para la modelación hidrológica, se cuenta con el mapa CONEAT a escala 1:40000 del Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca (MGAP) y el mapa de Usos de Suelo y de Unidades de Suelo escala 1:1.000.000 del RENARE (MGAP).

Se cuenta también con la granulometría del sedimento de la zona de interés obtenida a partir del análisis de una muestra del material depositado en las márgenes del arroyo. La extracción de la muestra se realizó en el marco de la visita al sitio y el análisis granulométrico se realizó en el Laboratorio de Suelos de la Intendencia Departamental de Florida. La curva granulométrica resultante se presenta en la Figura 3, destacándose que se trata de un material arenoso con diámetro medio de sedimento $d_{50} = 1.55$ mm.

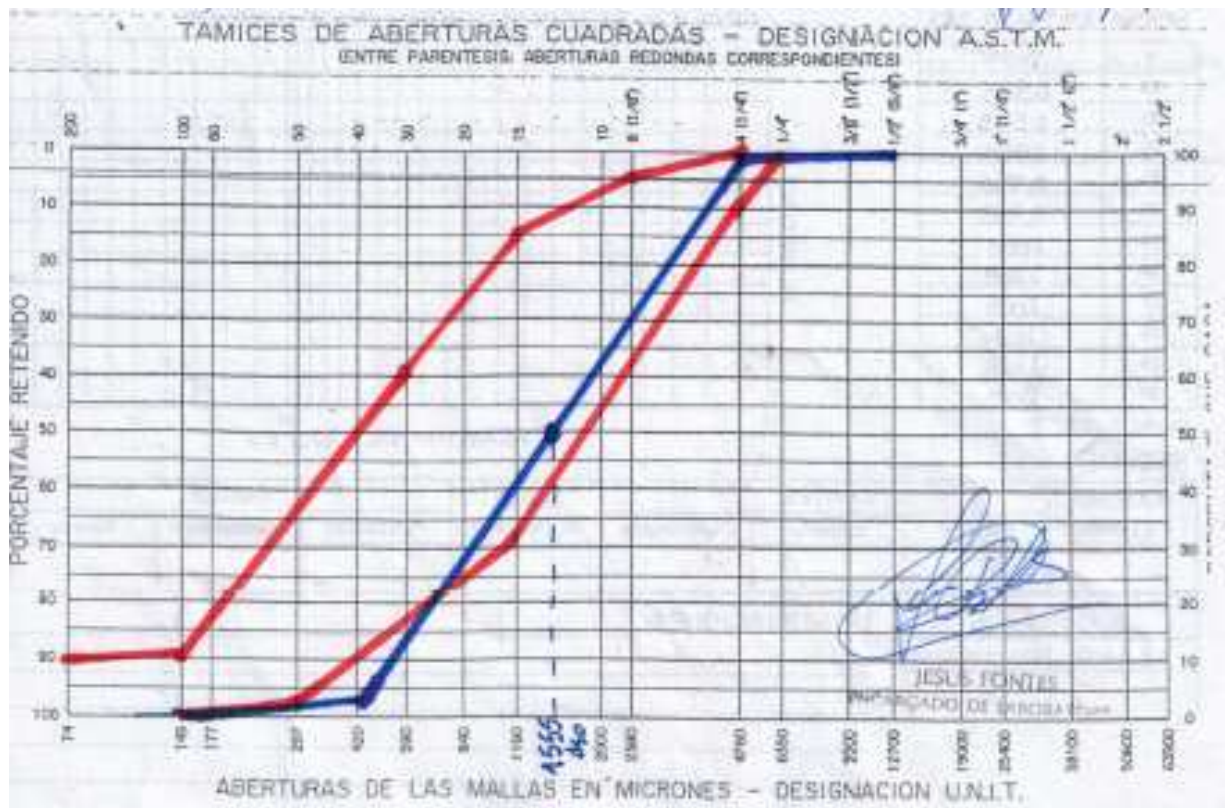


Figura 3: Curva Granulométrica del sedimento extraído de la margen del arroyo Pintado.

3 MODELACION HIDROLOGICA-HIDRODINAMICA

Para conocer el comportamiento hidráulico del arroyo Pintado en su tramo inferior, se realiza la caracterización de la cuenca correspondiente, la modelación hidrológica y finalmente la modelación hidrodinámica.

3.1 Caracterización hidrológica

Se determina la cuenca de aporte con punto de cierre en el emplazamiento proyectado para el puente nuevo. Para ello se utiliza información del modelo digital de terreno SRTM complementada con el modelo digital de terreno de RENARE (MGAP) así como con las curvas de nivel del SGM. En la Figura 4 se presenta un esquema de la cuenca del arroyo Pintado.

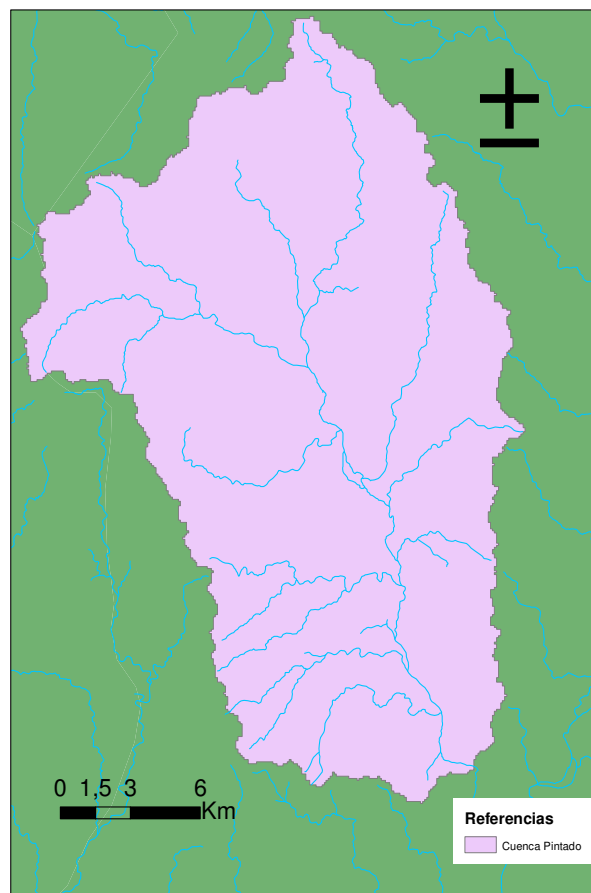


Figura 4: Cuenca Arroyo Pintado

Por otro lado, se determinan las unidades de suelos presentes en la cuenca y a partir de ellas el grupo hidrológico de cada una y en grupo hidrológico medio de la cuenca,

ponderando por áreas las unidades de suelo identificadas. En la Figura 5 se presentan las unidades de suelo identificadas.

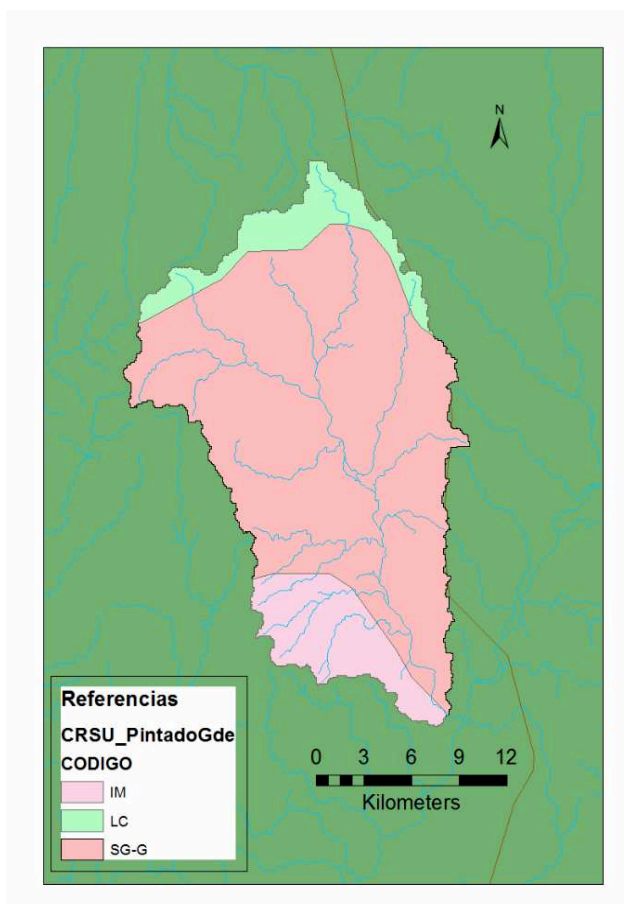


Figura 5: Unidades de suelo presentes en la cuenca: IM: Isla Mala, LC: La Carolina, SG-G: San Gabriel-Guaycurú.

Se estimó un valor de número de curva teórico (método NRCS, USDA, 2010) medio en la cuenca ponderando por áreas según uso y tipo de suelo. Además se calculó el tiempo de concentración de la cuenca mediante la fórmula de Ramser y Kirpich (Chow, 1994). Se presentan los resultados de la caracterización hidrológica en la *Tabla 3.1*

Tabla 3.1: Parámetros hidrológicos de la cuenca.

Área (km ²)	429
Numero de Curva	68
P(3,10,p) (mm)	83
Grupo Hidrológico	B
Largo Cauce (km)	45
Pendiente Cauce %	0,27

T _c (hs)	12
---------------------	----

3.1.1 Modelación hidrológica

La modelación hidrológica se realiza en base al método del número de curva del NRCS (USDA 2010). Para la modelación hidrológica se tuvo cuenta dos etapas de modelación, primero modelar eventos reales de precipitación medida en la cuenca, que se utilizan luego en la calibración y validación del modelo hidrológico-hidrodinámico; y en una segunda etapa modelar los eventos para diferentes períodos de retorno de precipitación en la cuenca a efectos de evaluar el comportamiento hidrodinámico del arroyo en la sección del puente a construir.

Para la modelación hidrológica de eventos registrados, se determina la precipitación media en la cuenca (polígonos de Thiessen), para cada uno de los días de registro. Considerando que el tiempo de concentración de la cuenca es de 12 hs y la precipitación disponible es diaria, se implementó una función de corrección a efectos de determinar la porción lluviosa del día y asignarle a esa duración la lluvia de 24 horas. Dicha función fue ajustada para toda la cuenca de aporte a Paso Severino en el marco de un Convenio antecedente entre la Facultad de Ingeniería y la OSE (IMFIA, 2010):

$$FRAC = 0.21.P^{0.33} \text{ entre el 1 de mayo y el 31 de octubre.}$$

$$FRAC = 0.158.P^{0.33} \text{ entre el 1 de noviembre y el 30 de abril.}$$

donde FRAC es la porción lluviosa del día y P es la precipitación diaria.

Construyendo de esa forma los hietogramas de tormenta para cada evento, se determina la precipitación efectiva mediante el método de número de curva y luego el hidrograma en el cierre de la cuenca aplicando el método del hidrograma unitario triangular.

En la Figura 6 se presenta el hidrograma resultante de la modelación hidrológica en la cuenca para el evento de abril 2016.

Para la segunda etapa de la modelación hidrológica, se implementó la formulación completa del método del número de curva del NRCS (USDA 2010), teniendo en cuenta la tormenta de diseño teórica sugerida por el método. Para ello, se utilizaron las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de Uruguay (MVOTMA, 2011) aplicadas a la cuenca del arroyo Pintado y los parámetros NC y tiempo de concentración de la cuenca resultantes de la calibración y validación del modelo hidrológico-hidrodinámico. Se destaca que el cálculo del evento para un periodo de retorno dado, se realizó en base los datos de IDF de precipitación, ya que no se dispone de series históricas de monitoreo de caudal en el arroyo Pintado.

En la Figura 7, se presentan los hidrogramas resultantes de la segunda etapa de la modelación hidrológica para 10, 25, 50, 100 y 200 años de período de retorno.

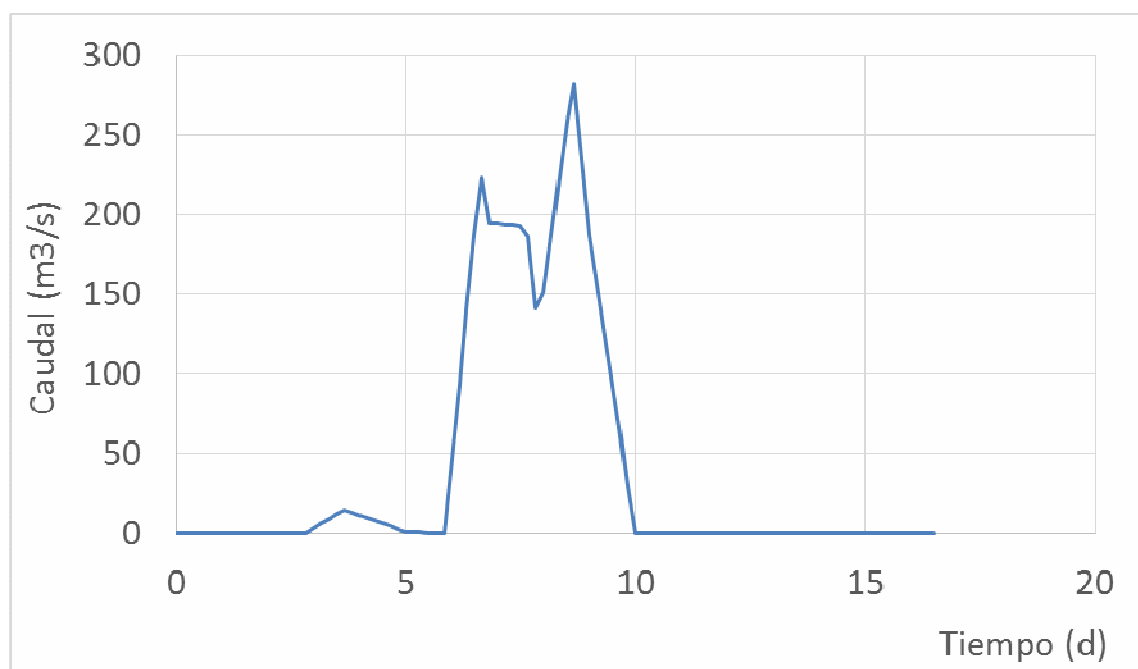


Figura 6: Hidrograma correspondiente al evento de abril 2016 en la cuenca del arroyo Pintado.

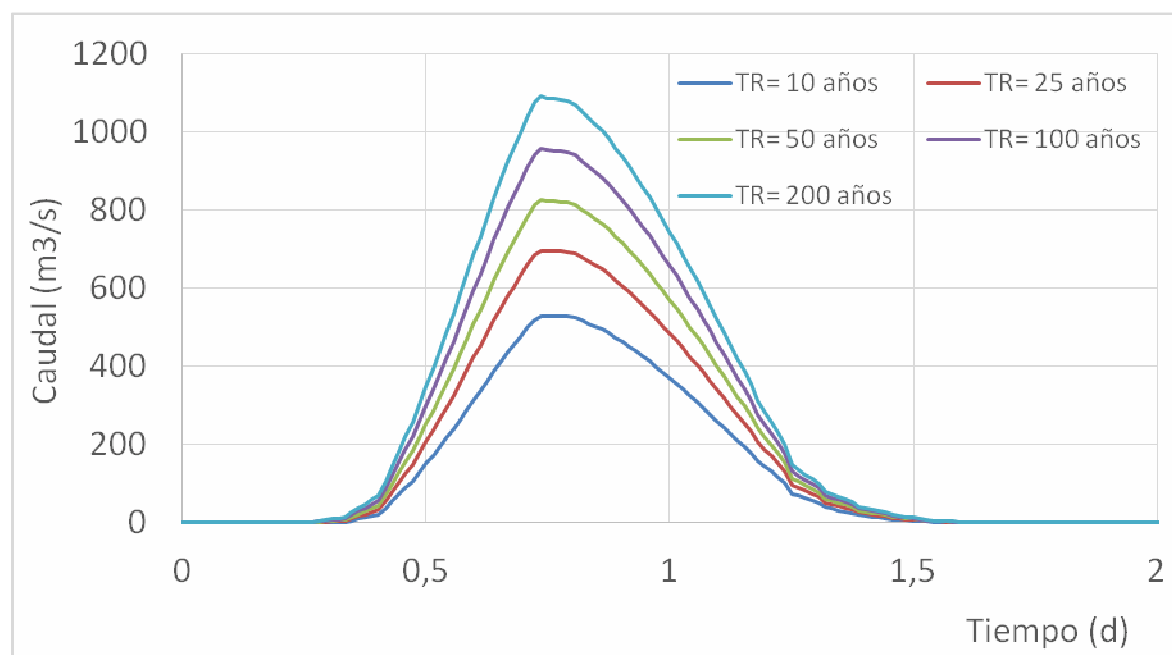


Figura 7: Hidrogramas correspondientes a eventos extremos de período de retorno: 10, 25, 50, 100 y 200 años en la cuenca del arroyo Pintado, con los parámetros del modelo hidrológico calibrados.

3.2 Modelación hidrodinámica

Se implementó un modelo hidrodinámico en el tramo inferior del arroyo Pintado unidimensional no estacionario. El modelo fue implementado sobre la base del software libre HEC-RAS 4.1 (USACE 2011) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos y permite resolver las ecuaciones unidimensionales del flujo a superficie libre en régimen no estacionario (ecuaciones de Saint Venant). La modelación hidrodinámica se realizó en tres etapas: i) implementación del modelo, ii) calibración y verificación de los parámetros del modelo y iii) realización de simulaciones para el diseño hidráulico del puente.

3.2.1 Implementación del modelo

La primera etapa consiste en construir el dominio de cálculo del modelo a partir de las secciones transversales del arroyo obtenidas del relevamiento de campo (Figura 8), así como fijar las condiciones de borde. Asimismo, en esta etapa se incluyen en el modelo todas las obras hidráulicas relevadas, con especial atención al puente carretero existente y al puente ferroviario.

En la etapa de implementación y en la etapa de calibración y validación del modelo, no se incluye el puente proyectado, el que va a ser introducido en la etapa de diseño.



Figura 8: Secciones relevadas en campo y su representación en HEC-RAS.

Como condición de borde aguas arriba se colocan los hidrogramas de tormenta obtenidos con la modelación hidrológica en la primera sección relevada; ya sea para tormentas reales en la etapa de calibración/validación o para tormentas de diseño obtenidos de las curvas IDF.

Como condición de borde aguas abajo se ingresan los limnigramas de nivel del río Santa Lucía Chico, correspondientes a la zona de la desembocadura del arroyo Pintado. En el caso de la etapa de calibración/validación los limnigramas son calculados a partir de la información de la estación telemétrica de Florida, trasladada 4 Km aguas abajo mediante el modelo hidrodinámico calibrado entre Florida y Paso Severino en el marco del Convenio IMFIA-OSE antecedente (IMFIA, 2010).

Por su parte, para la etapa de simulación de eventos de diferente recurrencia, se determina el nivel en el río Santa Lucía Chico, fijando el mismo período de retorno asignado al arroyo Pintado, utilizando para ello la serie histórica de niveles y caudales de las estaciones 53.0, 53.1 y 53.2 de DINAGUA. Una vez definido el hidrograma en el río Santa Lucía Chico (Florida), el mismo se transita hasta la desembocadura del arroyo Pintado, mediante el modelo hidrodinámico calibrado (IMFIA, 2010), obteniéndose la condición de borde aguas abajo.

3.2.2 Calibración-validación del modelo

La calibración y validación del modelo tiene por objetivo verificar la capacidad del mismo para representar las variables hidráulicas del arroyo que serán requeridas para el diseño del puente. Para ello, en la etapa de calibración se ajustan los parámetros del modelo (número de curva, tiempo de concentración y coeficientes de rugosidad de Manning) de forma tal que se minimicen las diferencias entre los niveles máximos observados en el puente carretero y los niveles máximo simulados, para los eventos pasados. Esta etapa de calibración se realiza considerando los eventos registrados de abril 2016 y el primero de julio 2016, dejando el último evento de julio 2016 para la validación del modelo. Los valores de los parámetros del modelo hidrológico-hidrodinámico resultantes de la calibración se presentan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Parámetros resultantes del proceso de calibración.

Coef. Rugosidad (n)	NC	Tc (hs)
0,05	73	12

Conviene destacar que el coeficiente de rugosidad calibrado es el mismo para cauce y planicies del arroyo y que el tiempo de concentración resultante coincide con el valor teórico de la formulación de Ramser y Kirpich. Por otra parte, el valor de Número de Curva es algo superior al valor teórico, resultado que se encuentra de manera habitual en cuencas de Uruguay.

En la etapa de validación, se dejan fijo los parámetros obtenidos en la etapa de calibración y se simula el segundo evento de julio 2016, controlando que las diferencias de nivel máximo en el puente carretero entre lo observado y simulado sean suficientemente acotadas. Las Figuras 9 y 10 presentan los resultados gráficos de la etapa de calibración mientras que la Figura 11 hace lo propio para el evento de validación. En la Tabla 3.3 se presentan las diferencias de nivel máximo en el puente carretero obtenidas para cada uno de los eventos.

Tabla 3.3: Diferencia entre el nivel máximo medido y simulado para los tres eventos

Eventos	Diferencia de nivel máximo registrado-simulado (m)
Abril 2016	0.01
4 Junio 2016	0.31
26 Junio 2016	0.14

Las diferencias de nivel máximo obtenido resultan satisfactorias para el objetivo perseguido en esta modelación, considerando las limitaciones de información observada (precipitación horaria en la cuenca, series históricas de nivel y curva de aforos en el arroyo) con que se dispuso.

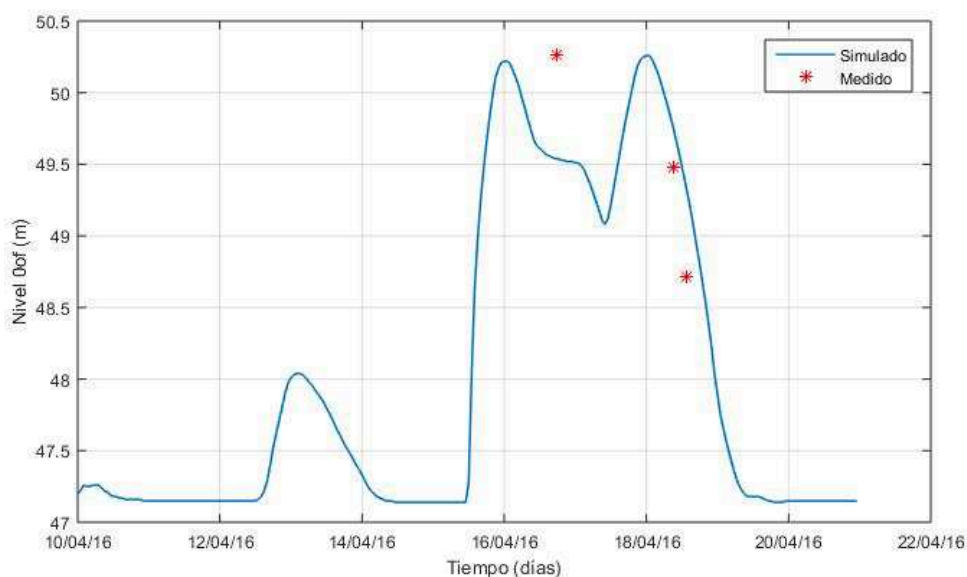


Figura 9: Limnigramas correspondientes al evento de abril 2016.(Calibración).

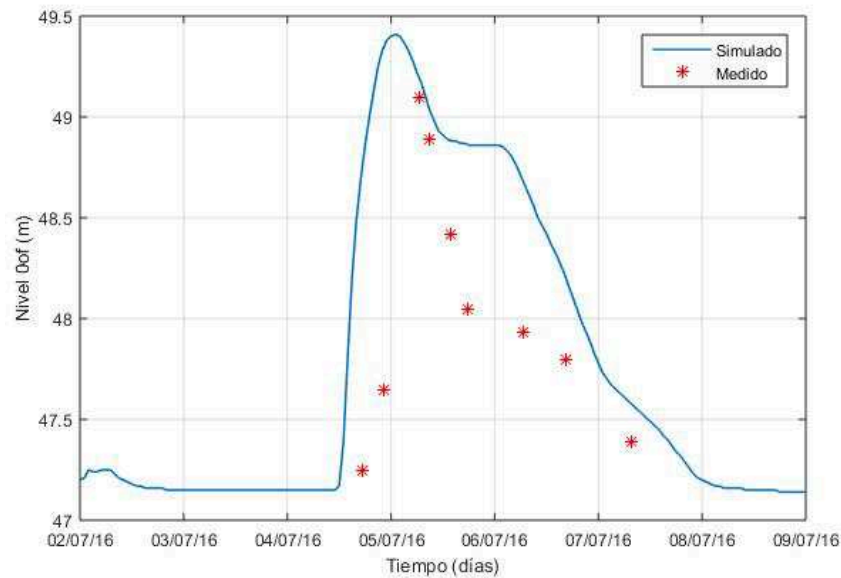


Figura 10: Limnigramas correspondientes al evento del 4 de Julio. (Calibración)

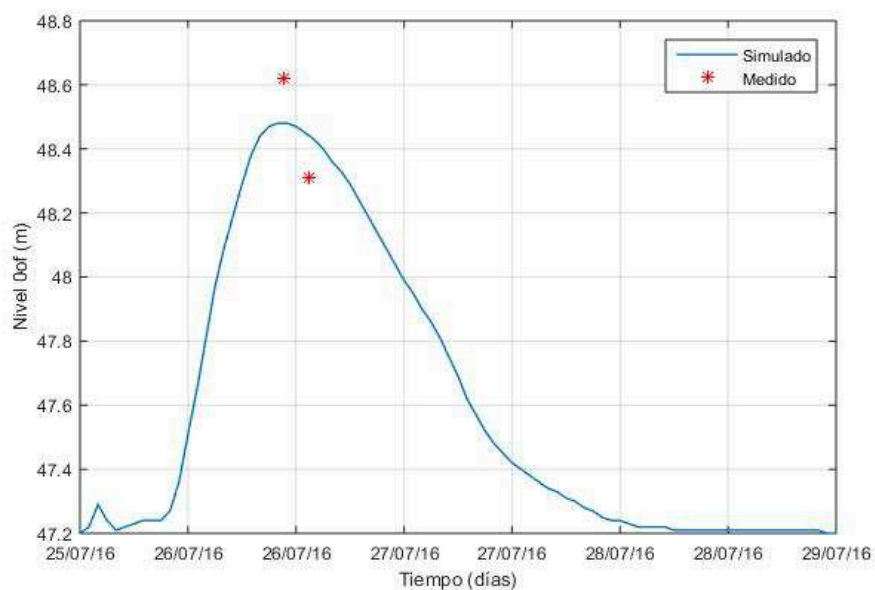


Figura 11: Limnigramas correspondientes al evento del 26 de Julio de 2016 (Validación)

En la Figura 12 se presentan los cortes transversales del puente ferroviario y carretero para el evento de abril 2016 obtenidos de la modelación. Se aprecia con claridad que el puente carretero fue sobrepasado, mientras que el ferroviario no. Para dicho evento, el nivel máximo alcanzado en el puente carretero es 50.25 m (cero oficial) y la velocidad media en la sección es de 0.68 m/s.

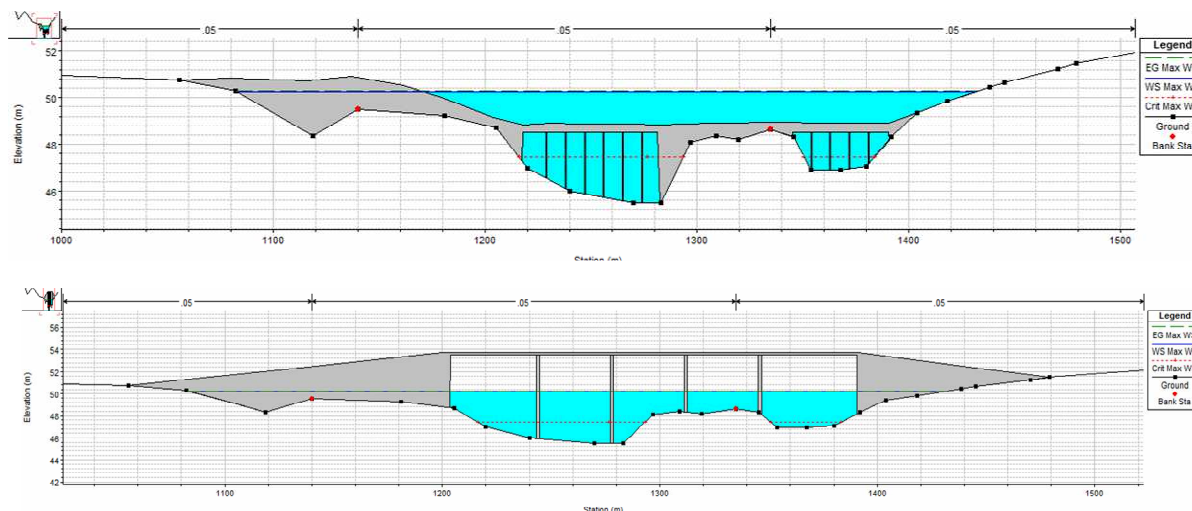


Figura 12: Resultados de modelo hidrológico-hidrodinámico para el evento de abril 2016. Arriba sección correspondiente al puente carretero, abajo sección correspondiente al puente ferroviario.

Finalmente se realizó un análisis de sensibilidad de la condición de borde aguas abajo del modelo hidrodinámico para el caso del evento de abril de 2016. Para ello se consideró una variación de hasta 4 metros en el nivel fijado en base a la observación de la estación telemétrica ubicada en el río Santa Lucía Chico. Resultó del análisis que, para ese rango de variación, los resultados en la zona de los puentes (carretero y ferroviario) no sufren variaciones.

3.2.3 Diseño hidráulico del puente

El diseño hidráulico del puente consiste en brindar los elementos técnicos desde el punto de vista hidráulico para que la Intendencia de Florida pueda definir la cota de tablero y longitud del puente proyectado.

Si bien se realizaron simulaciones para diferentes períodos de retorno (10, 25, 50, 100 y 200 años), a partir de la propuesta de la Intendencia de Florida, se fijó como criterio de diseño $Tr = 100$ años y la verificación para $Tr = 200$ años.

Dado que no se dispone aún de proyecto o anteproyecto de puente, se consideró un esquema tipo de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV-MTOP) fijando vanos de 9 m de luz entre pilas. Se fijó una forma geométrica de estribo entrando a la corriente en cuarto de cono y pilas circulares de 0.5 m de diámetro, por similitud con el existente. Si bien la incertidumbre en el diámetro de pilas es un factor significativo para el cálculo de profundidades de erosión local, a los efectos de los cálculos hidrodinámicos tiene poca significancia. Se asume que el espesor del tablero del puente estará entre 20 y 30 cm. En cuanto a su localización, la Intendencia de Florida definió que el puente proyectado sería construido inmediatamente aguas arriba del existente.

Se fijó en una primera instancia una longitud de puente igual a la longitud del puente ferroviario, y sobre esa base se estudiaron diferentes cotas del tablero (altura de puente), partiendo de la cota del puente carretero existente (48.90 m) hasta la cota del puente ferroviario (53.73 m). En la Tabla 3.4 se presentan los resultados a partir de la cota de tablero 52 m para cada período de retorno seleccionado, ya que para $Tr = 100$ años, cotas inferiores de tablero que 52 m se verían comprometidas por sobrepasamiento o entrada de flujo en carga por debajo del puente.

Tabla 3.4: Resultados de nivel máximo y velocidad media en el puente proyectado para los diferentes periodos de retorno y tres cotas de tablero. Cotas referidas al cero oficial.

Tr (años)	Cota 52		Cota 52.5		Cota 53	
	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)
10	50.73	0.67	50.72	0.67	50.73	0.67
50	51.35	0.92	51.35	0.92	51.35	0.91
100	51.58	1.03	51.57	1.02	51.57	1.02
200	51.78	1.18	51.78	1.12	51.78	1.11

Se plantean dos escenarios más, el primero en el cual se renueve el terraplén (isla) ubicado en el tramo medio de la sección del puente ferroviario y un segundo escenario en el cual se agrega la demolición del puente carretero existente. En la Tabla 3.5 se presentan los resultados del primer escenario, mientras que en la Tabla 3.6 los resultados del segundo escenario.

En cuanto a la eliminación del terraplén/isla; se encuentra que los resultados de las simulaciones realizadas para este escenario no varían prácticamente respecto a los obtenidos sin la remoción del terraplén/isla.

Tabla 3.5: Resultados de nivel máximo y velocidad media en el puente proyectado para los diferentes periodos de retorno y tres cotas de tablero. Caso eliminación del terraplén/Isla existente entre el puente ferroviario y el carretero existente. Cotas referidas al cero oficial.

Tr (años)	Cota 52		Cota 52.5		Cota 53	
	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)
10	50.71	0.67	50.71	0.67	50.71	0.67
50	51.34	0.92	51.34	0.92	51.34	0.92
100	51.56	1.03	51.56	1.02	51.56	1.02
200	51.76	1.18	51.76	1.12	51.76	1.12

Tabla 3.6: Resultados de nivel máximo y velocidad media en el puente proyectado para los diferentes períodos de retorno y tres cotas de tablero. Caso eliminación del terraplén/isla existente entre el puente ferroviario y el carretero existente y demolición del puente carretero existente. Cotas referidas al cero oficial.

Tr (años)	Cota 52		Cota 52.5		Cota 53	
	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)	Hmax (m)	Vmed (m/s)
10	50.70	0.67	50.70	0.67	50.70	0.67
50	51.32	0.92	51.32	0.92	51.32	0.92
100	51.55	1.03	51.55	1.02	51.55	1.02
200	51.75	1.18	51.75	1.12	51.75	1.12

Los resultados en las variables hidráulicas (nivel máximo y velocidad media) de agregar la demolición del puente existente no cambian significativamente los resultados obtenidos en las simulaciones originales (Tabla 3.4).

A la luz de estos resultados y considerando las incertidumbres de la modelación, se recomienda proyectar el nuevo puente con una cota de tablero mayor o igual a 52.5 m.

En cuanto a la longitud del puente, se observa que las velocidades medias en la sección del puente proyectado para eventos de 100 años de recurrencia superan 1 m/s. Para el diámetro medio de sedimento $d_{50} = 1.55$ mm y el tirante máximo en dicha sección, esta velocidad media del flujo es superior a la velocidad de inicio de movimiento calculada en base a la formulación de Richardson and Davis (1995), presentada en Melville (2000). En consecuencia, se recomienda que la longitud del puente sea mayor o igual a 180 m.

3.3 Zonas de inundación

Fueron calculados los niveles máximos para 100 y 200 años de período de retorno en cada una de las secciones del modelo desde el puente ferroviario hacia aguas arriba, tanto para la situación actual como para la situación con el puente proyectado. En base a estos niveles y a la información de las curvas de nivel cada 2 m disponibles en la ciudad de Florida, se determinaron las áreas inundables para cada escenario (Figura 13 y Figura 14). En la Tabla 3.7, se presentan los resultados de los niveles máximos en la situación actual y con el puente proyectado, para el escenario de 100 años de recurrencia. Para este análisis el puente proyectado tiene una longitud de 180 m y cota de tablero 52.50 m. Los resultados son iguales para cualquier cota de tablero superior a 52.5 m.

Como se desprende de la tabla, las diferencias de niveles son poco significativas y comprendidas dentro del error de la modelación, en consecuencia las zonas inundables resultantes, indicadas en las Figuras, son prácticamente coincidentes.

Tabla 3.7: Niveles máximos en las secciones del arroyo Pintado aguas arriba del puente proyectado para 100 años de período de retorno en el escenario actual y el escenario con el puente proyectado.

Nota: Progresiva 0: desembocadura del arroyo Pintado en el río Santa Lucía Chico.

Sección transversal (progresiva Km)	Nivel Máximo (m)- Sin puente proyectado	Nivel Máximo (m)- Con puente proyectado
Puente proyectado (3812)	51.57	51.59
8 (3946)	51.66	51.64
9 (4548)	51.72	51.7
10 (4716)	51.75	51.73
11 (5572)	51.88	51.87
12 (5870)	52.06	52.05
13 (6841)	52.98	52.98
14 (8048)	54.33	54.33

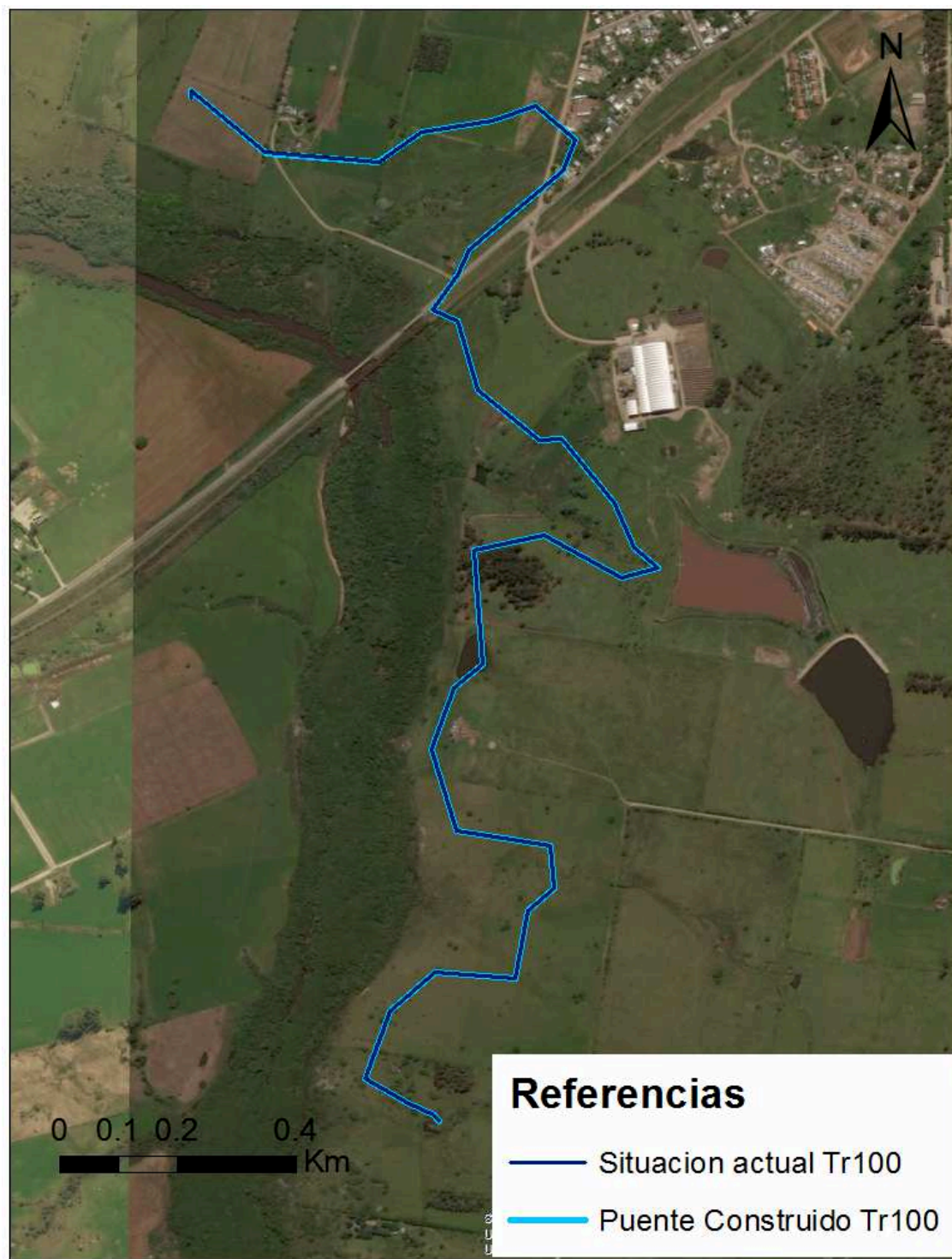


Figura 13: Zona inundada en el escenario actual y en el escenario el con puente proyectado, para un evento de periodo de retorno de 100 años.

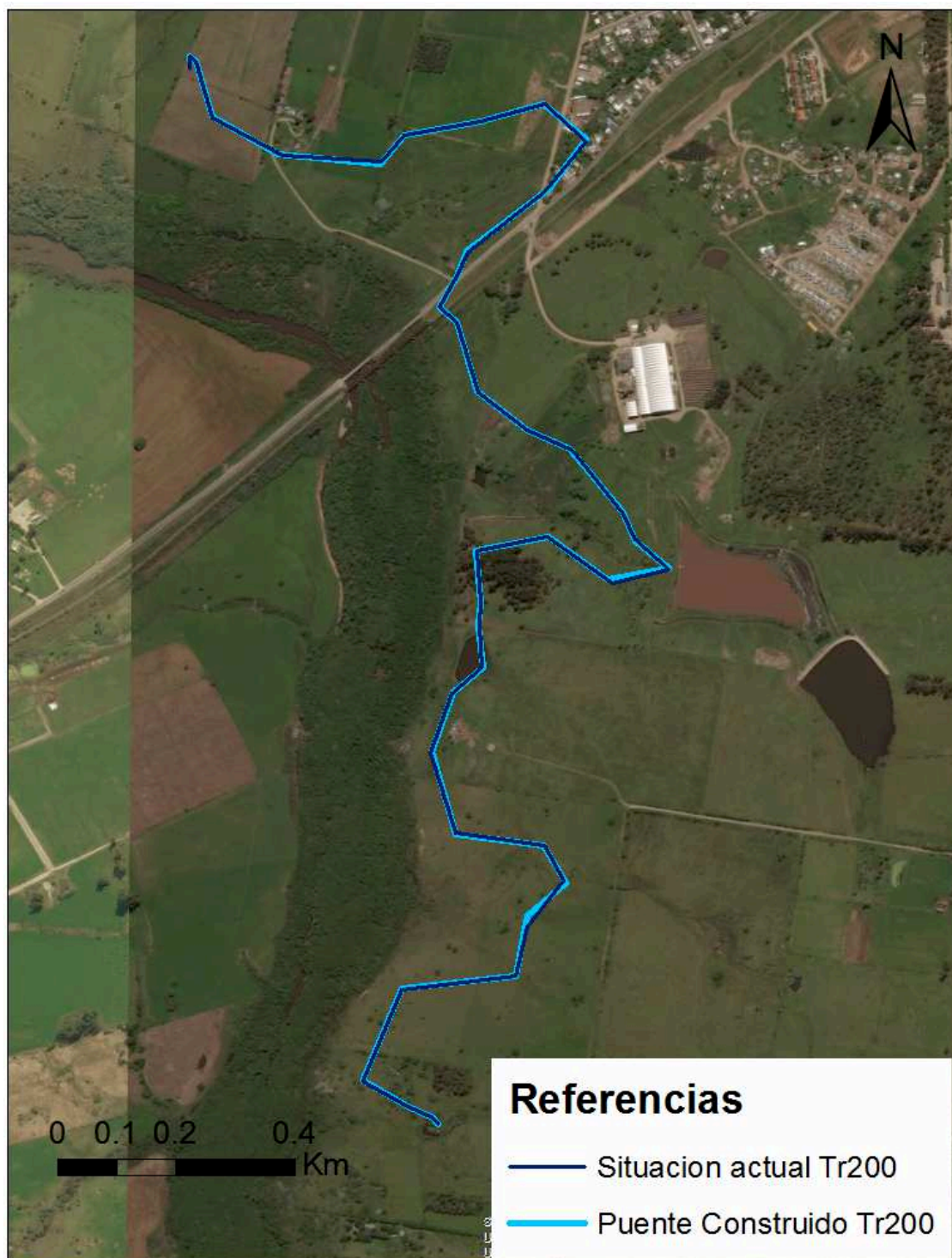


Figura14: Zona inundada en el escenario actual y en el escenario con el puente proyectado para un evento de periodo de retorno de 200 años.

4 ESTUDIO DE EROSION

4.1 Introducción

Los fenómenos de erosión que pueden afectar la fundación de un puente emplazado en una corriente fluvial son: erosión general (o de largo plazo), erosión por contracción y erosión local en pilas y estribos. La erosión general ocurre cuando las tensiones de corte en la sección del curso generadas por la corriente de agua son mayores que las tensiones máximas admisibles del material que compone el lecho y las márgenes. Se trata de un fenómeno de largo plazo que ocurre de manera independiente a la existencia de una estructura (puente) en el lecho.

El fenómeno de erosión local está asociado a la pérdida de material del lecho (descenso del lecho) en torno a la fundación de una estructura emplazada (pilas y estribos) en una corriente fluvial. Esta pérdida de sedimento del fondo es consecuencia de la aceleración del flujo y generación de vórtices al interactuar con la estructura. Se trata de un fenómeno de naturaleza compleja (interacción flujo-estructura-sedimento) que tiene escala espacial localizada.

Asociado a la existencia de un puente, también puede ocurrir el fenómeno de erosión por contracción de la sección (erosión por contracción) de flujo bajo el puente. Este fenómeno es de escala espacial localizada, pero se debe al aumento de las tensiones que el flujo ejerce en el fondo del canal a consecuencia de la reducción de la sección. En caso que estas tensiones superen las tensiones máximas admisibles del material que compone el fondo, se producirá la erosión por contracción.

Determinar la magnitud de la erosión local potencial es complejo debido a la naturaleza cíclica del proceso erosivo. Todas las ecuaciones para la estimación de la erosión por contracción y local son basadas en experiencia de laboratorio, con muy limitadas verificaciones de campo.

En consecuencia, los resultados obtenidos mediante la aplicación de estas ecuaciones deben entenderse como valores de referencia y deben ser empleados con precaución, debiendo siempre: i) recurrir al sentido ingenieril a la hora de proyectar la fundación del puente, y ii) ejecutar un programa de monitoreo y seguimiento de las fundaciones durante su vida útil.

En cuanto al escenario hidrológico fijado para el análisis de erosión, se seleccionó un caudal asociado a 100 años de período de retorno. La configuración de puente estudiada es para 180 m de longitud y cota mayor o igual a 52.5 m.

Para los cálculos de erosión, se contó con información granulométrica del material superficial de las márgenes del arroyo, cuya muestra fue tomada con motivo de la visita al sitio realiza en el mes de junio de 2016. La muestra fue analizada en el laboratorio de

Suelos de la Intendencia de Florida. El material muestreado se clasifica como arena con un diámetro medio de 1.55 mm.

4.2 Estimación de la profundidad máxima de erosión por contracción

Se estimó la profundidad máxima de erosión por contracción en la sección del puente a partir de la aplicación de la formulación de Laursen adaptada por Richardson and Davis (1995). Dicha formulación tiene en cuenta fundamentalmente el ancho de base del canal de aproximación al puente aguas arriba y el ancho de base de la sección de pasaje del flujo en el puente, además de los caudales en la sección del puente y en la sección de aproximación.

El caudal circulante en el arroyo para 100 años de período de retorno es 925 m³/s, siendo 820 m³/s, el caudal correspondiente al cauce principal en la sección de aproximación. Para esas condiciones, se verifica que el flujo se desarrolla en condiciones de lecho vivo.

La profundidad de erosión máxima obtenida varía entre 2.1 m hacia los estribos y 4.4 m en la zonas de mayor profundidad de flujo (zona central de la sección transversal).

4.3 Estimación de la profundidad máxima de erosión en estribos

Se estimó la profundidad de erosión en cada uno de los estribos aplicando las formulaciones de Hire y Froelich, para el escenario de 100 años de período de retorno. Se asume una forma geométrica de estribo entrando a la corriente en cuarto de cono. Los resultados se presentan en la Tabla 4.1. El estribo izquierdo refiere a la margen de la ciudad de Florida mientras que el estribo derecho refiere a la margen hacia Montevideo.

Tabla 4.1: Resultados de profundidad de erosión máxima en torno a los estribos del puente.

Formulación	Profundidad de erosión máxima: d_{se} (m)	
	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Froelich	5.25	3.57
Hire	5.17	6.48

4.4 Estimación de la profundidad máxima de erosión en pilas

Fueron aplicadas las formulaciones de Melville (1997), Richardson and Davis (1995) y Breusers and Raudkivi (1991), para el cálculo de profundidad de erosión máxima en las pilas del puente. Como en las estimaciones anteriores, el escenario hidrológico estudiado fue 100 años de período de retorno. La longitud de puente considerada fue de 180 m en tramos de 9 m de luz entre pilas. Los cálculos se realizaron asumiendo pilas circulares de diámetro 0.5 m y 1 m a efectos de disponer de un rango de valores, previo al diseño

ejecutivo del puente. En la Tabla 4.2, se presentan los resultados alcanzados para la pila más comprometida.

Tabla 4.2: Resultados de profundidad de erosión máxima en torno a las pilas del puente (pila más comprometida).

Formulación	Profundidad de erosión máxima: d_{se} (m)	
	d= 0.5 m	d= 1.0 m
Melville (1997)	1.2	2.4
Richardson and Davis (1995)	1.09	2.71
Breusers and Raudkivi (1991)	1.15	2.30

4.5 Análisis y limitaciones de los resultados

La profundidad de erosión máxima en la sección vendrá dada por la integración de las diferentes componentes calculadas: erosión por contracción, local en estribos y local en pilas, de acuerdo al punto de la sección que se considere. En la zona de los estribos debe sumarse la erosión por contracción en márgenes (2.1 m) con la erosión en estribos, mientras que para el caso de la zona de pilas (la pila más comprometida), debe sumarse la erosión por contracción en la zona central (4.4 m) con la erosión local en pilas, de acuerdo al diámetro final que tendrán las mismas.

Debe tenerse presente, que estos valores resultan de asumir que el material del lecho es uniforme en profundidad e igual al material depositado en las márgenes ($d_{50} = 1.55$ mm). Esta hipótesis suele ser conservadora, ya que en la medida que se disponga de un material más resistente en profundidad, el proceso erosivo se verá desacelerado.

Por otra parte, los resultados obtenidos en todos los casos, corresponden a la profundidad máxima de erosión para un caudal de 100 años de período de retorno actuando de forma constante en un tiempo suficientemente largo hasta alcanzar una profundidad límite donde proceso erosivo no avanza más. En consecuencia este escenario también resulta conservador.

Las formulaciones empleadas para el cálculo de las distintas componentes de erosión, si bien son las de mayor aplicación a nivel internacional, presentan niveles de incertidumbre muy importante, ya que fueron desarrolladas en laboratorio físico.

A la luz de todos estos elementos, es imprescindible considerar que los resultados obtenidos deben tomarse únicamente como valores de referencia. Se sugiere revisar los mismos durante el proyecto ejecutivo del puente una vez que se disponga de los resultados de los cateos de suelo, lo que permitirá en caso de fundación profunda, definir hasta donde descartar colaboración del suelo en la resistencia por fuste.

Asimismo, se recomienda implementar un programa de monitoreo que permita realizar el seguimiento de la batimetría del lecho en la sección del puente, a partir de su construcción, a los efectos de gestionar medidas de protección en caso de ser necesarias durante su vida útil.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Fue realizado un estudio hidrológico e hidráulico del arroyo Pintado en la zona prevista para el emplazamiento del nuevo Puente de acceso a la ciudad de Florida. Para ello se implementó un modelo hidrológico de la cuenca y un modelo hidrodinámico de los últimos 15 Km del arroyo aguas arriba de su desembocadura en el río Santa Lucía Chico. Se utilizó información pluviométrica e hidrométrica relevada por la Intendencia de Florida para tres eventos extremos ocurridos en el primer semestre de 2016, que fueron utilizados para calibrar el modelo, frente a la falta de información de series históricas de nivel y caudal en el arroyo.

Utilizando como criterio de diseño hidrológico la crecida de 100 años de período de retorno, desde el punto de vista hidráulico, se recomienda que la cota del tablero del puente proyectado sea mayor o igual a 52.5 m respecto al cero oficial y la longitud del puente mayor o igual a 180 m. En ese caso, la longitud coincide con la longitud del puente ferroviario y la cota resultaría aproximadamente 1.30 m inferior a la de este último. En esas condiciones, un evento de 200 años de recurrencia no sobrepasaría el nuevo puente.

Asimismo, se entiende que la remoción del terraplén o isla existente entre el puente carretero y el puente de AFE, no provoca variaciones significativas en cuanto a los niveles y velocidades en la zona de emplazamiento del nuevo puente. De igual forma, la demolición del puente carretero existente tiene impacto poco significativo en cuanto a los niveles máximos y velocidades en la sección del nuevo puente proyectado.

No se observan diferencias considerables en cuanto a la zona afectada por las crecidas de 100 y 200 años de recurrencia con la construcción del nuevo puente, en comparación con la situación actual.

A partir de los resultados del modelo hidrodinámico, fueron estimadas las profundidades de erosión máxima esperable por contracción, local en estribos y pilas, empleando diferentes formulaciones (aquellas más utilizadas a nivel internacional). Estos resultados deben tomarse únicamente como valores de referencia, a ser ajustados: i) durante el proyecto ejecutivo del puente una vez que se disponga de información de cateos de suelos para las fundaciones y ii) a partir de la implementación de un monitoreo de la zona de las fundaciones durante su vida útil.

6 BIBLIOGRAFIA

Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. 1991. Scouring. Hydraulic Design Manual, International Association for Hydraulic Research (IHAR). A.A. Balkema Publishers. Rotterdam, The Netherlands.

Chow, V.T., Maidment, D.R. and Mays, L.W., 1994. "Hidrología Aplicada" -.Editorial McGraw-Hill.

IMFIA 2010. "Estudio para la sobreelevación de la presa de Paso Severino". Convenio OSE UdelaR-FING-IMFIA.

Jarvis, A., Reuter, H.I., Nelson, A., Guevara, E., 2008, Hole-filled SRTM for the globe Version 4, available from the CGIAR-CSI SRTM 90m. Disponible en: <http://srtm.csi.cgiar.org>.

Melville B. W. 1997. "Pier and abutment scour: Integrated approach". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 123, No. 2, 125-136.

Melville, B. W. and Coleman, S. E. (2000). Bridge Scour. Water Resources Publication. Littleton, USA.

Molfino, J.H. y Califra, A., 2001. Agua disponible de las tierras del Uruguay. Montevideo: División de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca.

Molfino, J.H., 2009. Estimación de Agua Disponible en los grupos CONEAT.

Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA-DINAGUA)-IMFIA (2011). "Manual de pequeñas presas". Convenio MVOTMA-DINAGUA-IMFIA.

Richardson, E and Davis S, (1995), "Evaluation scour at bridges" report nº FHWA-IP-90-017 hydraulic engineering circular Nº18 (HEC-18). Third edition, office of technology applications, HTA-22, FHWA, US Department of Transportation. Washington DC. USA.

Silva, A., Ponce de León, J., García, F. y Durán, A., 1988. Aspectos metodológicos en la determinación de la capacidad de retener agua en los suelos del Uruguay. Montevideo: Facultad de Agronomía. (Boletín de Investigación, 10).

US Army Corps of Engineers. (2011). HEC-RAS River Analysis System.

USDA, 2010. Part 630 Hydrology -National Engineering Handbook (NEH). Natural Resources Conservation Service, U. S. Department of Agriculture, Washington, D.C.