

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PATAGONIA SAN JUAN BOSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
SEDE TRELEW

PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA:

“Retroducción de paleocaudales en el Río Chico (siglo XIX) en base a características morfológicas de paleocauces y modelación hidrodinámica avanzada.”

AÑO: 2023



Alumno: Marguet, Alan

DNI: 38.801.113

Matricula: 5736

Lugar de la realización de la PPS: UNPSJB (P.I. 1652)

Fecha de inicio y finalización de la actividad: 11/09/23 a 15/12/23

Tutor interno: Dra. Ing. Laura Brandizi

Tutor externo: Dr. Ing. Gabriel Kaless



Índice

1.INTRODUCCIÓN	3
1.1 Objetivo	3
1.2 Marco Teórico y antecedentes	3
1.2 Cronología	3
2.RELEVAMIENTO DE CAMPO	7
2.1 Fotogrametría: Modelo digital de elevación del terreno y análisis de errores	8
2.2 Análisis Granulométrico	14
3.MODELACION HIDRODINAMICA	20
3.1 Delimitación de zonas	20
3.2 Condiciones de borde	21
3.3 Modelo de turbulencia	22
3.4 Esquema de simulaciones	23
3.5 Determinación del tamaño de grilla	26
3.6 Parámetros del modelo	28
3.7 Sensibilidad del n° de Manning	28
3.8 Áreas de inundación	30
3.9 Curva Altura/Caudal	33
4.MORFOLOGIA FLUVIAL Y RETRODICCION DE CAUDALES	40
4.1 Meandros y longitud de onda	41
5.RESULTADOS Y DISCUSIÓN	47
5.1 Validación de resultados empíricos.....	47
5.2 Paleocaudales de Rio Chico	52
5.3 Consideraciones finales: Régimen de caudales escenario Chupat.....	55
6.BIBLIOGRAFIA	56
7.ANEXO	57



1. Introducción

Este estudio se enmarca dentro del proyecto de investigación N°1652 “Cambios en la dinámica fluvial del Estuario del Río Chubut con la construcción de la Presa Florentino Ameghino”, en el cual se estudian los cambios ocurridos en el estuario del Río Chubut entre 1899 y 2020. En el proyecto se diferenciaron tres periodos de tiempo distintos: *Chupat* (1800-1920) con régimen de caudales prístinos en los ríos Chubut y Chico, *Camwy* (1920-1960) donde comienzan a observarse los efectos de las intervenciones sobre los recursos hídricos con derivaciones de agua para riego en el VIRCH, y *Chubut* (1960-2022) en donde se suma la regulación de caudales en el Dique Florentino Ameghino.

El Río Chico se encuentra ubicado en la provincia del Chubut, en la región Patagonia central de la Argentina. Antiguamente, funcionaba como el desagüe natural de la cuenca del río Senguer y de los lagos Musters y Colhué Huapi. Se extiende hacia la parte Noreste de la provincia hasta alcanzar el embalse del Dique Florentino Ameghino. En este estudio se analizara el aporte que del Río Chico al Río Chubut. Se asume como hipótesis de trabajo que el cauce ha conservado su geometría, siendo igual la forma actual a aquella del siglo XIX cuando existía flujo permanente o intermitente en el Río Chico.

1.1 Objetivo

Este trabajo de práctica profesional supervisada tiene un objetivo general y otro particular. El principal es caracterizar el régimen de caudales del Río Chico en el siglo XIX. Mientras que el particular es estimar una curva de altura- caudal en la sección de monitoreo de la subsecretaría de recursos hídricos ubicada en la intersección del Río Chico con la Ruta Provincial n°48.

1.2 Marco Teórico y Antecedentes

La actual geomorfología de la cuenca, superficie de drenaje, y régimen hidrológico son consecuencia del paisaje producido por el levantamiento tectónico durante el paleógeno y neógeno. Además de la glaciación durante el pleistoceno, el cambio climático del holoceno y el impacto humano durante el último siglo. En la última etapa el río chico sufrió perturbaciones complejas, las cuales produjeron un cambio hacia un régimen hidrológico intermitente. En dicho siglo, persistieron además, unas condiciones áridas producto de una reducción de las precipitaciones.

Desde la década del 1930, las presas y las distintas intervenciones relacionadas al uso de riego, frenaron la llegada del agua al lago Colhue Huapi, afectado la conexión entre el lago y el río. Esto llevo a un cambio en la estructura y funcionamiento de ambas cuencas.

El régimen de caudales del Río Chico oscilo como resultado de la variabilidad climática presentando una tendencia de decrecimiento dado por la persistencia de la aridez. Sin embargo, el régimen se mantuvo permanente hasta que en la década de 1930, por la construcción de nueva infraestructura, se presentaron los cambios geomorfológicos que produjeron la desconexión de los ríos Chico y Senguer, quedando el Río Chico con un régimen intermitente desde mediados del siglo xx hasta la actualidad. (Scordo et al, 2020).

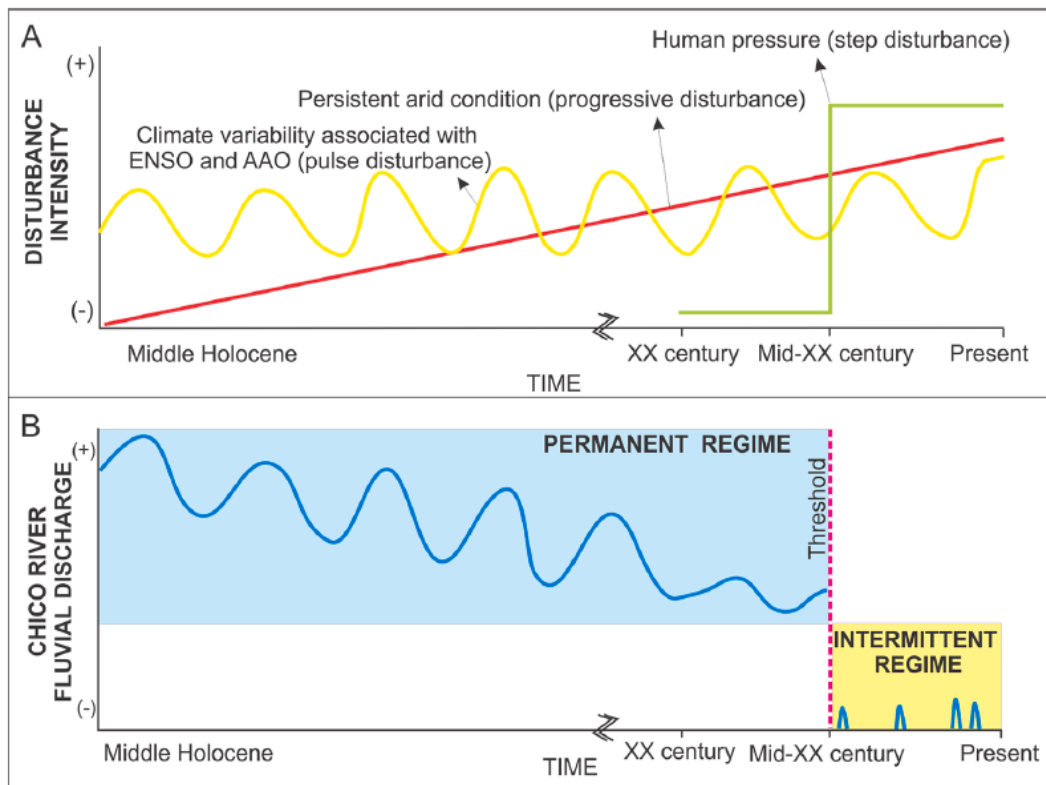


Figura 1. Modelo conceptual de variación del caudal en el Río Chico propuesto por Scordo et al. (2020), como respuesta a las disturbios climáticos asociados en El Niño (ENSO) y la Oscilación del Antártico (AAO) y la presión antrópica sobre el recurso hídrico desde mediados del siglo XX.

Entonces en resumen podemos clasificar las distintas perturbaciones que afectaron el régimen de caudales del Río Chico en tres categorías: la variabilidad climatológica, la persistente condición árida del lugar y por último la intervención del ser humano. Debido a las dos primeras el régimen de caudales fue



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

progresivamente decayendo pero manteniendo la condón de permanente, Hasta que, a principios del siglo XX, el régimen comenzó a ser intermitente debido a las nuevas derivaciones del agua.

Estudios de reconstrucción plaeoclimática en Patagonia, basados en evidencias geomorfológicas, indican que entre fines del 1500 e inicio del 1600 se produjo la máxima extensión de glaciares en Patagonia (latitud inferior a 49° S), correspondiente con la Pequeña Edad de Hielo. Nuevos avances de los glaciares ocurrieron a mitad del siglo XIX e inicios del siglo XX (Masiokas et al., 2009). Neukom et al. (2010, 2011), Villalba et al. (2003) presentaron una reconstrucción paleoclimática del sur de Sudamérica. Con respecto a las temperaturas de verano, ocurrieron episodios cálidos antes de 1350, entre 1710 y 1820 y luego de 1940. Condiciones de temperaturas bajas prevalecieron entre 1400 y 1650, como así también entre 1820 y 1940.

Es interesante analizar algunas observaciones de los colonos que realizaron expediciones durante fines del siglo XIX y principios del siglo XX recopiladas por Coronato (2003), donde ya se describe un régimen del rio que al parecer era intermitente:

“Cuando el Senguer viene con fuerza, el lago Colhue Huapi tiene unas 60 millas de circunferencia, pero en ciertas épocas está seco y entonces las aguas del rio se estancan entre los dos lagos. En la orilla del Colhue Huapi, frente a donde muere el Senguer y como si fuera su prolongación, nace un rio, mucho menor, el lamacan (rio Chico). Cuando a mediados y fines de verano, se seca el Colhue Huapi, los vientos fuertes de la temporada levantan remolinos arenosos que obstruyen el nacimiento del lamacan, y las pocas aguas que pueden pasar, se detienen formando pantanos.” (Lewis Jones, 1898).

“... el lago Colhue Huapi tiene que ver mucho con la llegada de las inundaciones. Durante los años secos, la tierra levantada por los vientos llega a formar un banco sobre la boca del Rio Chico, que sale de dicho lago. Cuando llegan los años lluviosos, las aguas se levantan hasta que el banco cede bajo la presión y las aguas corren en rápido torrente por el Rio Chico hasta el Chubut.” (William Hughes, 1927)

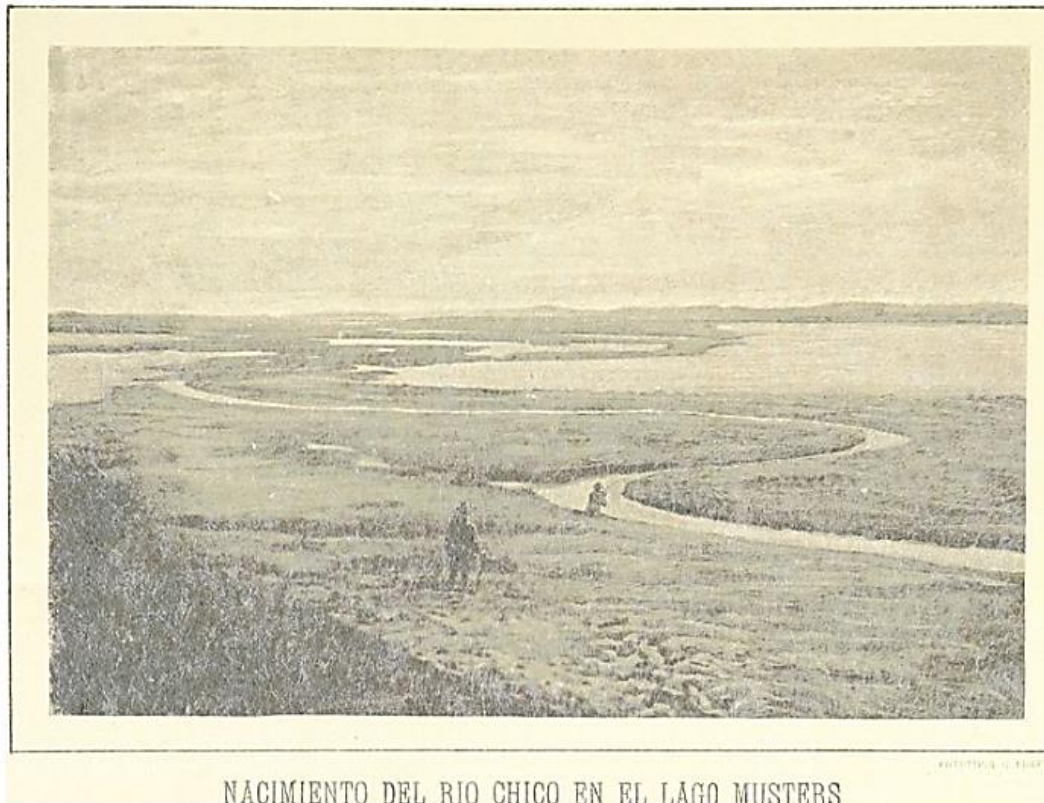


Figura 2. Fotografía del nacimiento del Río Chico realizada en la expedición de Fontana en el año 1886.

Franciso Pietrobelli señala que la formación de dunas producto del viento del sudoeste, obstruían el desagüe del lago, desde hacía varios años (1898) (citado por Coronato, 2003). El último desborde del lago Colhué Huapí ocurrió a mediados del siglo XX. Pronsato (1950) informa que el “Río Chico comenzó a aportar después de las grandes crecientes del Senguer en agosto de 1939, hasta mediados de enero de 1943 que dejó de aportar, para comenzar en octubre de 1948”.

El primer asentamiento estable en el Valle de Sarmiento tuvo inicio en el año 1897. En el año 1914 llegó el ferrocarril a Sarmiento, constituyendo la punta de rieles. En la década de 1930 comienza la construcción de infraestructura vial y de defensa contra inundaciones. Se construye un terraplén sobre la margen derecha del río Senguer evitando los desbordes hacia la ciudad de Sarmiento. También se construye la ruta nacional N° 26, con escasa infraestructura de drenaje. Como resultado, el único ingreso de caudal al Lago Colhué Huapí se verificó desde el Falso Río Senguer (Scordo et al., 2020). En 1985 se construyó la red de riego de Sarmiento (con un azud y obras de derivación). Scordo et al. (2020) estiman que la extracción de agua (sumando compañías de petróleo, irrigación y consumo



humano) asciende a 18.4 m³/s, que representa el 36.3% del módulo del Río Senguer.

1.3 Cronología

1. **Relevamiento de campo**: Se realizaron dos salidas a campo. La primera el viernes 31 de marzo del año 2023, donde se hizo el relevamiento con dron para la posterior fotogrametría, complementado con GPS para analizar la propagación de errores del modelo de elevación digital; además se tomaron muestras de suelo del cauce y márgenes para análisis en el laboratorio. La segunda visita a campo se realizó durante el mes de Septiembre del mismo año, donde se relevó el terreno esta vez usando una estación total, además de tomar puntos de una crecida producida en el cauce unos días previos.
2. **Análisis granulométrico**: Durante el mes de Abril del 2023 se realizó la clasificación de suelo en *Labievi* de la muestra tomada de las márgenes del cauce. En paralelo, se realizó un análisis de las fotos tomadas del cauce para obtener un diámetro medio del mismo.
3. **Fotogrametría**: Durante el mes de Mayo, se confecciono el modelo digital del terreno haciendo uso de las fotos tomadas por el dron con el Software *AgiSoft*, además del análisis de la propagación de errores.
4. **Modelación Hidrodinámica**: Durante los meses de Junio y Julio del 2023 se realizó la modelación hidrodinámica del tramo del cauce estudiado en el software *Iber*. Se definieron los parámetros del modelo además de un esquema de simulación para la posterior construcción de la curva H-Q. Cabe mencionar que parte de las simulaciones tuvieron que ser repetidas luego de la segunda visita a campo en septiembre cuando se realizaron correcciones al modelo digital del terreno.
5. **Retrodiccion de Paleocaudales**: En la parte final, de octubre a diciembre, se realizó la digitalización de tres tramos del cauce con el fin de determinar las longitudes de meandros y la posterior estimación de Paleocaudales.

2. Relevamiento de campo

El día viernes 31 de Marzo del año 2023, se realizó el trabajo de campo en el rio Chico, ubicado en la provincia del Chubut. Más precisamente en la zona donde el rio intersecta a la Ruta Provincial n° 48, a 37 kilómetros aproximadamente de la localidad de Garayalde. Se delimitó un polígono en Google Earth con una superficie de 628 Ha, que abarca longitudinalmente un tramo del Rio de unos 1080 metros. Lateralmente se extiende hasta las terrazas adyacentes (ancho total de 580 m, aprox.). Se utilizó un equipo DJI Mavic y se programó un vuelo con doble grilla con altura de vuelo de 100 m.



Una de las primeras tareas que se realizaron en la zona de trabajo delimitada, fue la de marcar 6 puntos en el terreno que sirviesen como puntos de control. Los mismos se marcaron colocando cuadrados de 50 centímetros de lado de cartón pintados con aerosol. Una vez colocados en el terreno se dio comienzo al rastillaje con el drone. El drone tomo un total de 1024 fotografías de 12 megapíxeles las cuales serían utilizadas para la formación de un modelo digital del terreno por medio de fotogrametría.

2.1 Fotogrametría: Modelo digital de elevación del terreno y análisis de errores

El objetivo de la fotogrametría es la construcción de un modelo digital de elevación del terreno para un tramo del Rio Chico, que abarca el puente de la Ruta Provincial Nro. 58. También se propone como objetivo la estimación del error asociado al modelo de elevación.

Se realizó con el software PhotoScan Pro (Agisoft Metashape Version 1.3.3.4827), cargando en el mismo las 1024 fotografías. Se incorporaron los 5 puntos de control con las coordenadas planas obtenidas del equipo de GPS. El siguiente paso fue detectar cuáles son las fotos en las que entraron los puntos de control viendo los recuadros pintados con aerosol mencionados anteriormente.



Figura 3. Fotografía desde el drone en la zona de uno de los puntos de control.

Estos puntos de control fueron ajustados en las fotografías para que coincidieran con el cuadrado en el que se tomaron, con el objetivo de minimizar los errores del modelo que se pretendía generar. Por último, se genera el raster del modelo digital del terreno.



El relevamiento topográfico se complementó con el uso un GPS Magellan PRO. Con el fin de analizar posteriormente los errores en el modelo digital.



Figura 4. Delimitación del sector y superposición de fotografías.

Se colocó una estaca de hierro aguas arriba del puente. Las coordenadas geográficas y planas (UTM-Faja 19S) de dicha estaca son:

LAT: 44.47702 S; LONG: 66.91209 O; Z: 194.488

ESTE: 666050.045; NORTE: 5073023.167; Z: 194.488

El segundo relevamiento se realizó el día 18 de septiembre de 2023. Se utilizó una estación total Kolida. Se relevaron: a) la altura de la escala hidrométrica ubicada aguas arriba del puente, b) puntos del terreno natural, c) marcas de una crecida reciente (ocurrida el 19 de agosto de 2023).

En el segundo viaje se relevó nuevamente la escala hidrométrica con la estación total para la lectura LE = 2.00 m, obteniéndose la elevación de 189.697 m. La elevación que corresponde al cero de escala es 187.697 m. Sin embargo, se ha detectado una discrepancia entre esta cota y la obtenida mediante la lectura de escala directa. El día 31/3/2023 la lectura de escala observada fue de 0.09 m, que coincide con lo reportado en la página del Sistema Nacional de Información Hídrica (estación nro 2327 – “Ameghino”). En base a la ortofoto y el DTM, se



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

asignó una elevación a la superficie de agua de 188.19 m, con lo cual el cero de escala sería de 188.10 m.



Figura 5. Relevamiento topográfico: a) ubicación de la estación base en el punto fijo ubicado sobre margen izquierda a nos 25 m aguas arriba del puente; b) colocación de GCP; c) relevamiento de escala hidrométrica; d) relevamiento de las marcas de niveles máximos atribuidos a la crecida del 19/8/2023.

En cuanto al trabajo realizado con el software AgiSoft la metodología implementada fue la siguiente:

- a) Importar las fotos
- b) Alinear las fotos con alta precisión
- c) Destildar las fotos
- d) Correr un mallado con “sparse cloud”
- e) Incluir los GCP (puntos de control en el terreno)
- f) Optimizar los parámetros de las cámaras
- g) Construir la nube de puntos con densidad elevada
- h) Construir la malla, DEM y ortofoto

Se utilizó un total de 6 puntos de control que se incluyeron en el proceso de análisis fotogramétrico, y se obtuvo el *DTM*. Se procesó un total de 989 fotografías. La resolución del *DTM* es de 14cm/pix, con una densidad de 51.4 points/m².



El desvío estándar en la *DoE* (Difference of Elevation) entre elevaciones medidas en campo y elevación según el *DTM* fue de 0.053 m.

A fin de verificar la bondad del *DTM* obtenido se procedió a calcular los *DoE* utilizando la nube de puntos obtenida mediante el relevamiento con GPS de puntos del terreno natural. Se dispone de 26 puntos en el cauce y 34 puntos en la planicie de inundación. El valor medio del *DoE* es de 0.080 m mientras que el desvío estándar es de 0.263 m. Por otro lado, cuando se analiza la dispersión de los diferencias se detectó una tendencia sistemática. En la figura 3 se observa que existe un error sistemático en el *DTM*, estando sobreelevado en su extremo SO y deprimido en el extremo NE. El error es más grave hacia el extremo sur donde se evidencia una diferencia de hasta 0.80 m.

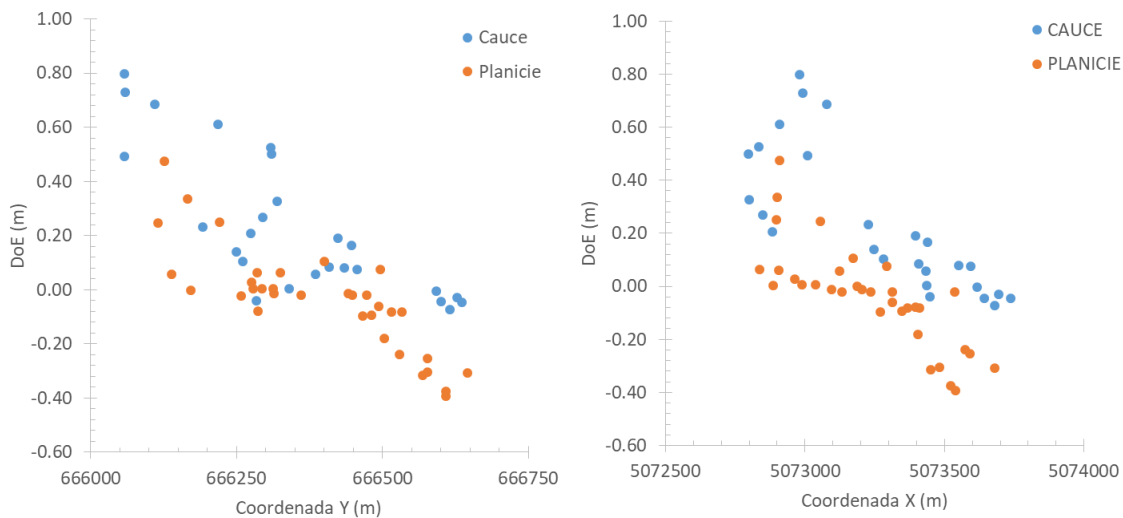


Figura 6. Tendencia de los *DoE* a lo largo de las direcciones x e y.

El segundo procesamiento realizado prescindió de los puntos de control GCP utilizado en la versión anterior para modificar la geometría de la malla. Los modelos del terreno procesado en base a fotos con cámaras presentan distorsiones radiales (James y Robson, 2014). En la figura 8a se muestra el *DTM* obtenido solamente procesando las imágenes sin incluir información del terreno. Se aprecia claramente una distorsión del terreno, con los sectores norte y sur claramente hundidos. Esto responde a la distorsión radial antes señalada.

Se procedió a desarrollar un modelo estadístico de regresión lineal múltiple considerando al error como variable respuesta ($y = DoE$, diferencia de elevación según el *DTM* y el relevamiento) y 5 variables dependientes: $x_1 = x$, $x_2 = y$, $x_3 = x^2$, $x_4 = y^2$, $x_5 = x \cdot y$.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_4x_4 + b_5x_5$$

Se utilizaron 108 puntos del relevamiento topográfico. Mediante el software R se procedió a la estimación de los parámetros del modelo de regresión. En la tabla 1 se muestran los resultados. Se deduce que la variable x_3 no aporta significativamente a explicar la variación en y . Se eliminó dicha variable y se recalcularon los parámetros del modelo. En la tabla 2 se exponen los resultados, siendo la variable x_3 no significativa. Finalmente se realizó un tercer modelo, cuyos parámetros se exponen en la tabla 3. Se sigue el modelo de distorsión tiene la siguiente expresión:

$$\Delta Z = b_0 + b_1x + b_4y^2 + b_5x \cdot y$$

En donde x es la coordenada horizontal, y es la coordenada vertical, ΔZ es la diferencia de elevación entre el DTM y los puntos relevados en campo.

El desvío estándar de los residuos del modelo de regresión es de 0.278 m, mientras que el promedio de los valores absolutos de los residuos es de 0.208 m.

Tabla 1. Estimación de parámetros del modelo de regresión lineal múltiple nro. 1, con indicación de la probabilidad para el test de hipótesis nula.

	Estimate	Std. Error	t-value	Pr(> t)	
(Intercept)	2.94E+00	2.19E-02	134.027	<2e-16	***
X1	2.89E-04	1.47E-04	1.957	0.0531	.
X2	4.24E-05	4.41E-05	0.962	0.3382	
X3	2.39E-07	4.82E-07	0.496	0.6212	
X4	-3.23E-05	1.58E-06	-20.413	<2e-16	***
X5	-3.13E-05	1.62E-07	-193.115	<2e-16	***

Tabla 2. Estimación de parámetros del modelo de regresión lineal múltiple nro. 1, con indicación de la probabilidad para el test de hipótesis nula.

	Estimate	Std. Error	t-value	Pr(> t)	
(Intercept)	2.93E+00	2.13E-02	137.879	<2e-16	***
X1	2.53E-04	1.29E-04	1.967	0.0519	.
X2	4.87E-05	4.21E-05	1.156	0.2504	
X4	-3.21E-05	1.54E-06	-20.865	<2e-16	***
X5	-3.13E-05	1.54E-07	-202.865	<2e-16	***



Tabla 3. Estimación de parámetros del modelo de regresión lineal múltiple nro. 1, con indicación de la probabilidad para el test de hipótesis nula.

	Estimate	Std. Error	t-value	Pr(> t)	
(Intercept)	2.94E+00	2.03E-02	144.514	<2e-16	***
X1	2.59E-04	1.29E-04	2.009	0.0472	*
X4	-3.28E-05	1.41E-06	-23.301	<2e-16	***
X5	-3.13E-05	1.54E-07	-203.977	<2e-16	***

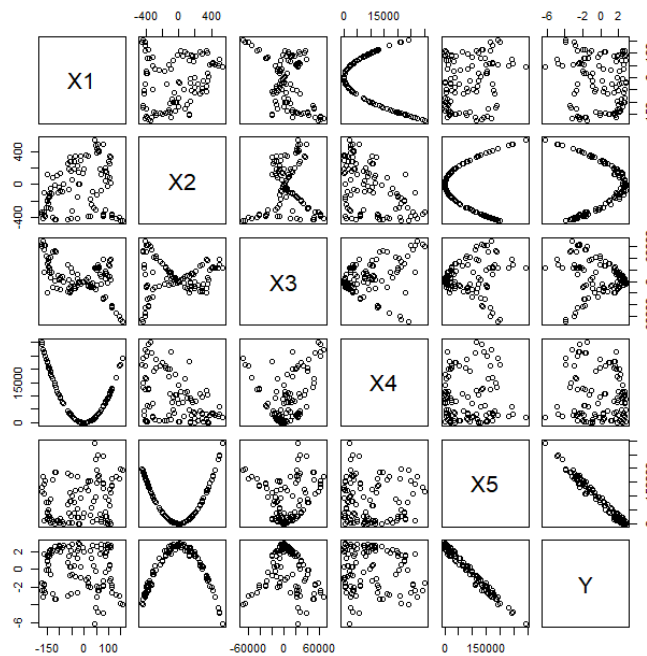


Figura 7. Correlación entre las cinco variables explicativas y la variable dependiente, tomadas de a pares.

El modelo de regresión que explica la tendencia en los errores viene expuesto en la Figura 8b. La diferencia en elevaciones entre la sección central del DTM y la periferia es de 13.8 m. El paso siguiente fue corregir el DTM originalmente obtenido del procesamiento de fotos, utilizando el modelo estadístico de errores. El resultado se expone en la figura 8c.

Finalmente se procedió a comparar los DTMs obtenidos mediante ambas técnicas. En la figura 8d se muestra la diferencia de elevación del DTM que utiliza GCP y el DTM corregido con el modelo estadístico. Se aprecia una deformación en el primer DTM con sectores elevados en el extremo de aguas arriba (sector sur) y sectores deprimidos en el extremo opuesto. Este error aumenta la pendiente general del valle en 0.0011 m/m y además genera distorsiones en el flujo al encontrarse

sobreelevado el fondo en el tramo próximo al puente y hacia aguas arriba (ver sectores de color verde en la figura 8d).

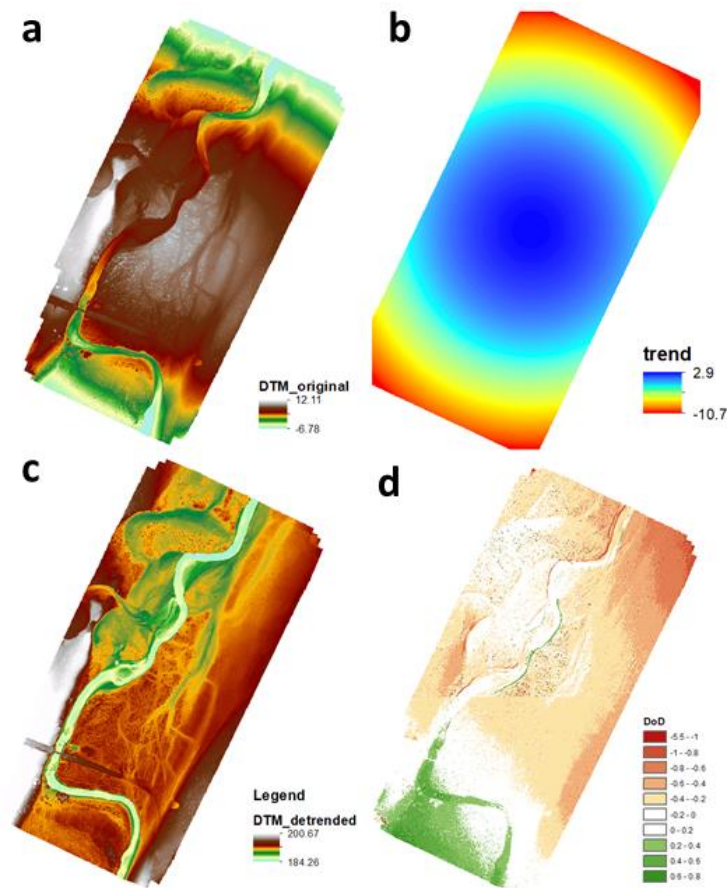


Figura 8. Distintas etapas del proceso de construcción del DTM: a) DTM elaborado con Agisoft en base al análisis de fotos verticales; b) modelo estadístico de tendencia de errores en elevación; c) DTM luego de quitar la tendencia; d) comparación entre DTM utilizando GCP y el DTM obtenido sin GCP en campo pero corregido con el modelo estadístico.

2.2 Análisis Granulométrico

Se tomaron muestras de suelo, en este caso perteneciente a las márgenes del río. Una de las muestras se tomó en cercanía del puente y la otra en una parte final del tramo analizado. Además se tomaron varias fotografías en el tramo del cauce analizado donde se presentaba material gravoso. En cada una de las mismas se colocó un nivel con su medición visible la cual serviría para estimar el tamaño del material y así determinar un diámetro característico.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

Las dos muestras tomadas de la margen del rio fueron procesadas en LABIEVI (Laboratorio de Investigaciones y Ensayos Viales- Facultad de Ingeniería-Sede Trelew). Como primer paso del análisis se tomó 300 gramos de cada muestra para realizar un tamizado por el tamiz #200 por vía húmeda para luego secarlas en horno como indica la norma. De esta forma se obtuvo el porcentaje del contenido de limos y arcillas de las muestras. Los resultados que arrojaron los tamizados fueron, para una de la muestras el 69,6 % del material paso por el tamiz #200, y 79,1 % para la otra. Esto nos indica un gran contenido de material fino. Con lo retenido en dicho tamiz se realizó un tamizado por el resto de los tamaños para obtener la

de ambas



curva granulométrica muestras.

Figura 9. Tamizado por vía húmeda tamiz #200.





Figura 10. Tamizado con serie completa de tamices.

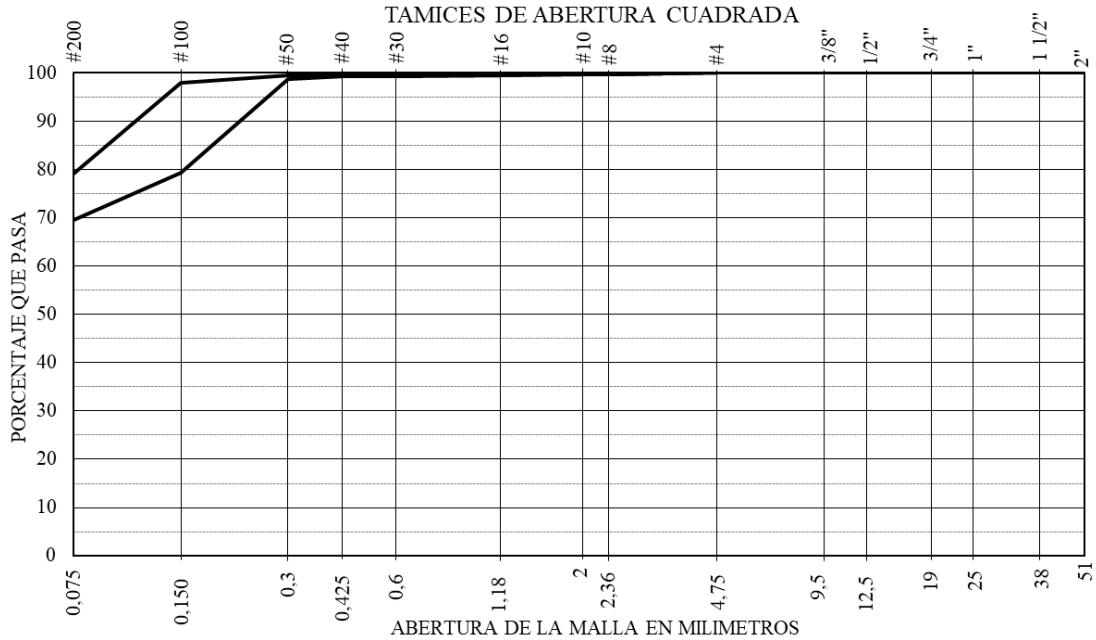


Figura 11. Granulometría de ambas muestras.

Para realizar una clasificación más precisa de las muestras de suelo, fue necesario realizar además, dos ensayos para determinar el límite plástico y límite líquido, conocidos como límites de Atterberg.

El límite líquido se obtiene por medio de un ensayo que utiliza la cuchara de Casagrande. Se mezcló una porción de la muestra de suelo con agua, con el fin de obtener una mezcla capaz de ser moldeada. La mezcla se deposita en la cuchara y se genera un surco con una pieza normalizada. Se determina el límite líquido como el contenido de humedad de la mezcla para la cual el surco se cierra hasta medir media pulgada (12,7 mm) luego de una serie de 25 golpes de la cuchara haciendo girar su manivela.



Figura 12. Cuchara de Casagrande utilizada en el ensayo.

El límite plástico es aquel contenido de humedad para la cual, de una mezcla de suelo y agua, es posible formar cilindros de aproximadamente 3 mm de diámetro rodando la mezcla entre los dedos de las manos sobre una superficie lisa, hasta que los mismos muestren grietas.



Figura 13. Ensayo para determinar limite plástico.

De los ensayos se obtuvieron las siguientes constantes físicas:



Muestra N°	23/23		24/23	
Material				
Ensayo	LL	LP	LL	LP
Pesafiltro N°	3	1	4	2
Pf + Suelo Húmedo	68.43	45.10	63.02	42.75
Pf + Suelo Seco	57.30	42.89	56.31	40.50
Tara del Pesafiltro	31.73	33.41	40.34	32.35
Peso de Agua	11.1	2.2	6.7	2.3
Peso del Suelo Seco	25.6	9.5	16.0	8.2
Humedad (%)	43.5	23.3	42.0	27.6
N° de Golpes - Factor	25	1.000	22	1.016
Constantes Físicas	43.5	23.3	41.3	27.6
Indice Plástico	20.2		13.7	

Tabla 4. Ensayo para determinar limite plástico.

Los resultados de ambas muestras fueron similares, no obstante según la el sistema unificado de clasificación de suelos, una de las muestras clasifica como limo de baja plasticidad (ML) mientras que la otra es una arcilla de baja plasticidad (CL).

Por otra parte, utilizando las fotos tomadas del material gravoso que ese encontraba dentro del cauce se procedió a realizar un análisis manual de la granulometría utilizando el software ArcGIS. Se tomaron varias fotografías del material del fondo del rio junto con una escala a lo largo de todo el tramo analizado. El procedimiento fue en primer lugar, en el software, georeferenciar la fotografía utilizando la escala para poder obtener las medidas correctas. Se crea un Shapefile tipo línea y se trazan los diámetros de distintas piezas del material. Luego es posible medir dichas líneas para poder obtener la serie de diámetros.



Figura 14. Fotografía del fondo del cauce.

Viendo los datos, podemos concluir que los últimos tres últimos tramos analizados tienen una granulometría similar, mientras que el primer tramo aguas abajo del puente tiene una granulometría visiblemente más grande. Para los fines prácticos de la modelación se tomara un promedio de todos los tramos analizados para obtener un único valor de número de manning para asignar a todo el rio. Vale aclarar que posteriormente se evaluaría la sensibilidad del modelo ante cambios en el número de manning.

El dato de interés a extraer de la granulometría es el “D90”, como veremos a continuación se utilizara en la ecuación de Karman von Prandtl. Otro dato a obtener para aplicar la ecuación es el Radio Hidráulico. Para ello se plantearon tres secciones de las analizadas, obteniéndolas a partir del modelo de elevación digital (DEM) en el programa ArcGis. Se simplificaron las secciones adoptando una forma trapezoidal para fines prácticos. El promedio entre los radios hidráulicos queda:

$$R_h = \frac{0,903 \text{ m} + 0,710 \text{ m} + 0,452 \text{ m}}{3} = 0,688 \text{ m}$$

Para obtener el número de manning con el cual serán realizados los estudios hidráulicos, se lo relaciona con la rugosidad teórica del cauce mediante una de las ecuaciones de Prandtl- von



Karman:

$$n = \frac{k * R_h^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g} * \ln\left(11,2 * \frac{R_h}{k_s}\right)}$$

Donde,

$k = 0,41$ (Constante de Prandtl- von Karman)

R_h = Radio Hidráulico

g =Aceleración de la gravedad

$k_s = D_{90} * 2 / 1000$

Realizamos el promedio de los cuatro valores de D_{90} encontrados a partir de la granulometría:

$$D_{90} = \frac{90,63 \text{ mm} + 44,70 \text{ mm} + 39,71 \text{ mm} + 36,42 \text{ mm}}{4} = 52,87 \text{ mm}$$

$$k_s = \frac{52,87 \text{ mm} * 2}{1000} = 0,106$$

$$n = \frac{0,41 * (0,688 \text{ m})^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} * \ln\left(11,2 * \frac{0,688 \text{ m}}{0,106}\right)} = 0,029$$

3. Modelación Hidrodinámica

3.1 Delimitación de las zonas

Con el fin de cargar un modelo hidráulico en el software Iber (versión 2.6), se delimitaron ciertas zonas en el terreno analizado para asignarle a cada una rugosidad distinta. Una de ellas es obviamente el cauce principal, fácilmente reconocible en el modelo digital del terreno, al cual se le asignó la rugosidad obtenida con el cálculo del número de manning, en la cual se utilizó la curva granulométrica que surgió del análisis de las fotos tomadas en el mismo. A las zonas próximas al cauce se les asigno el mismo número de manning. En cuanto a las zonas delimitadas que conforman la planicie de inundación se diferenció entre las partes que tengan algún tipo de vegetación y aquellas que tengan suelo desnudo. Para planicies de inundación que tienen matorrales dispersos y mucha maleza se adopta un numero de manning de 0,05, mientras que para aquellas



tengan algo de pastizales sin matorrales se adopta 0,03 (Chow Ve te, Hidráulica de canales abiertos).

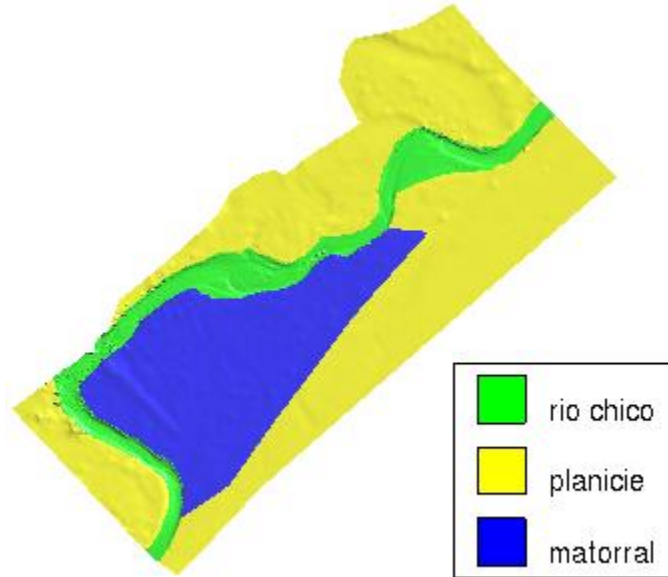


Figura 15. Rugosidades de cada zona modelada en IBER.

3.2 Condiciones de borde

Las condiciones de borde se aplican tanto a contornos cerrados, tipo pared, como a contornos abiertos en los que existen flujos. Para los contornos cerrados se impuso una ley de resistencia al flujo dada por la fórmula de Manning. Los contornos abiertos requieren de la definición del caudal total (extremo de aguas arriba) o la cota de la superficie libre (extremo de aguas abajo).

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial t} (h U_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (h U_x U_y) \\ &= -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial}{\partial t} (h U_y) + \frac{\partial}{\partial x} (h U_x U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) \\ &= -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \end{aligned}$$



Figura 16. Ecuaciones que gobiernan el escurrimiento (Bladé et al., 2014)

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial U_x k}{\partial x} + \frac{\partial U_y k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(v + \frac{v_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + 2v_t S_{ij} S_{ij} + c_k \frac{u_f^3}{h} - \varepsilon$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial U_x \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial U_y \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(v + \frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right)$$

$$+ c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} 2v_t S_{ij} S_{ij} + c_\varepsilon \frac{u_f^4}{h^2} - c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k}$$

$$v_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad c_k = c_f^{-1/2} \quad c_\varepsilon = 3,6 c_k^{3/2} c_{\varepsilon 2} c_\mu^{1/2} \quad c_f = \frac{\tau_b}{\rho} \frac{1}{|U|^2}$$

$$c_\mu = 0,09 \quad c_{\varepsilon 1} = 1,44 \quad c_{\varepsilon 2} = 1,92 \quad \sigma_k = 1,0 \quad \sigma_\varepsilon = 1,31$$

Figura 4. Ecuaciones del modelo de turbulencia (Bladé et al., 2014).

$$\tau_{b,x} = \rho g h \frac{n^2 U_x |U|^2}{h^{4/3}} \quad \tau_{b,y} = \rho g h \frac{n^2 U_y |U|^2}{h^{4/3}}$$

Figura 17. Aplicación de la fórmula de Manning para determinar la interacción entre el flujo y el fondo del río (Bladé et al., 2014).

En el modelo hidráulico en Iber entonces, es necesario cargar las condiciones de borde de entrada y de salida para realizar las simulaciones. Como condición de borde de entrada se asignaron distintos caudales mediante un hidrograma, el cual entra por el borde inferior del cauce principal. En cuanto la condición de salida se calculó una curva de altura-caudal obtenida a partir de la ecuación de manning suponiendo a la sección de salida como una trapezoidal y estimando una pendiente media del tramo analizado (0,0024 m/m).

3.3 Modelo de Turbulencia

Se eligió el modelo de turbulencia k-ε (Cea et al., 2020) que introduce dos nuevas ecuaciones de transporte, una para la energía cinética de la turbulencia (k) y otra para la tasa de disipación de energía cinética (ε). De este modo es posible trasladar hacia aguas abajo las alteraciones del flujo producidas en un determinado sitio. En la figura 4 se muestran las ecuaciones de transporte, con las



variaciones locales y términos convectivos en el miembro de la izquierda. En el miembro de la derecha se ubican los términos de difusión, producción debido a la turbulencia, interacción con el fondo y término sumidero. También se incluyen los coeficientes del modelo. El modelo de turbulencia permite evaluar la viscosidad de remolino ν_t , necesaria para calcular los efectos difusivos de la turbulencia en las ecuaciones de flujo (figura 17).

3.4 Esquema de simulaciones

Una vez cargado el modelo en el software Iber 2.6 se asignó un tamaño de malla para iniciar la serie de simulaciones. Para la primera simulación se asignó un tamaño de malla de 3 metros para la sección del cauce principal y 7 metros para la planicie de inundación y el resto del terreno. El objetivo de la primera simulación fue determinar el tiempo mínimo que necesitaba para que el cauce llegue a un régimen permanente. Se asignó un tiempo de 10000 segundos con un intervalo de 100 segundos con un caudal de entrada de 60 m³/s. Para determinar el régimen permanente se estudia el tirante y el caudal en secciones del cauce. El criterio adoptado por una parte referido al tirante se tomó el tiempo para el cual la diferencia entre intervalos de 100 segundos sea menos de 1 centímetro. Para ello se tomó el registro de tirantes para el tiempo total de la simulación en puntos medios del cauce en la zona del puente, para la sección cercana al borde de salida así como zonas intermedias. En cuanto al caudal se tomó el hidrograma en secciones antes y después de la zona del puente así como otras secciones del cauce. El criterio adoptado para el caudal fue determinar el tiempo para el cual el cambio del caudal es menor al 1%.

Una vez terminada la primer simulación, se seleccionaron al azar distintos puntos de todo el tramo y se extrajo los datos de profundidad en función del tiempo. Calculando la diferencia de la misma cada 100 segundos se tiene:

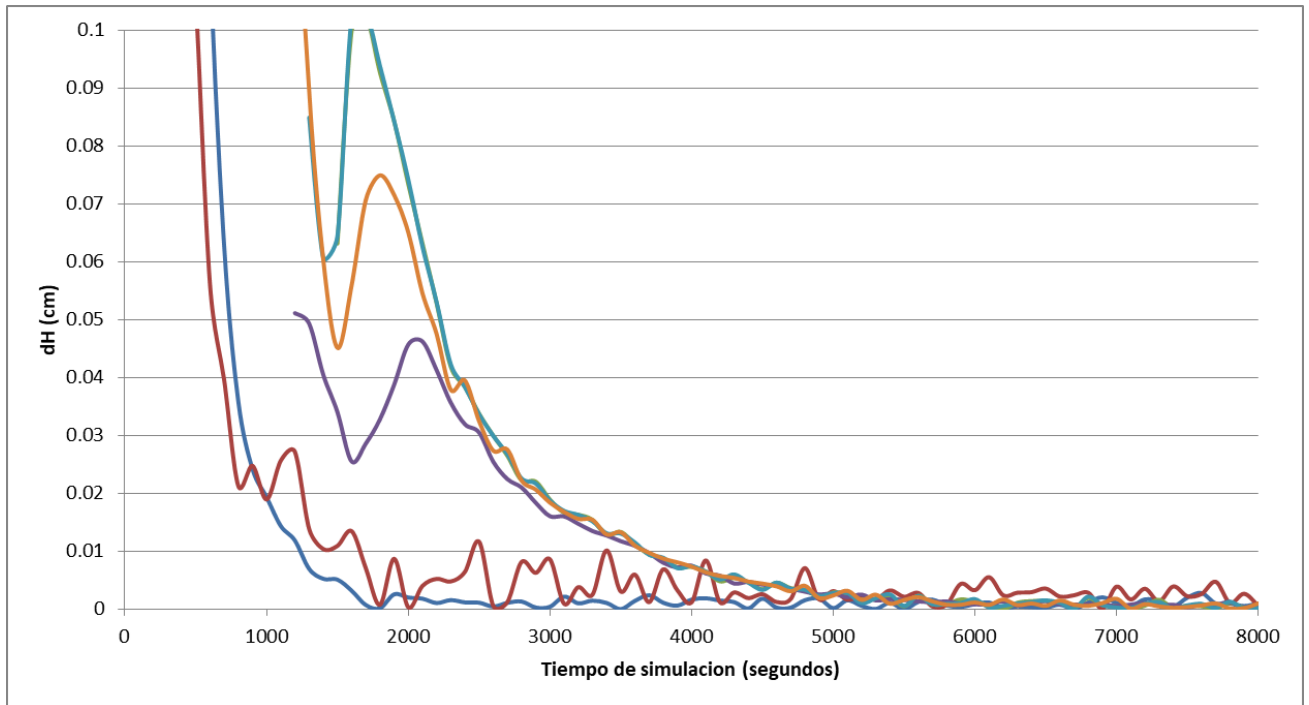


Figura 18. Diferencia de cotas de pelo de agua para distintos puntos del cauce cada 100 segundos para distintos tiempos de simulación.

Los puntos analizados que se encuentran más lejanos a la entrada del caudal se ven en el grafico como las series más corridas a la derecha. Se concluye que para un tiempo de simulación de 3700 segundos ya no se tienen diferencias de más de 1 centímetro para cada lectura de profundidad. Por lo cual decimos que, para dicho tiempo, el régimen es permanente.

Se verifica entonces con el caudal. Analizamos el hidrograma para distintas secciones del tramo en función del tiempo. Graficando el cambio (%) del caudal obtenemos:

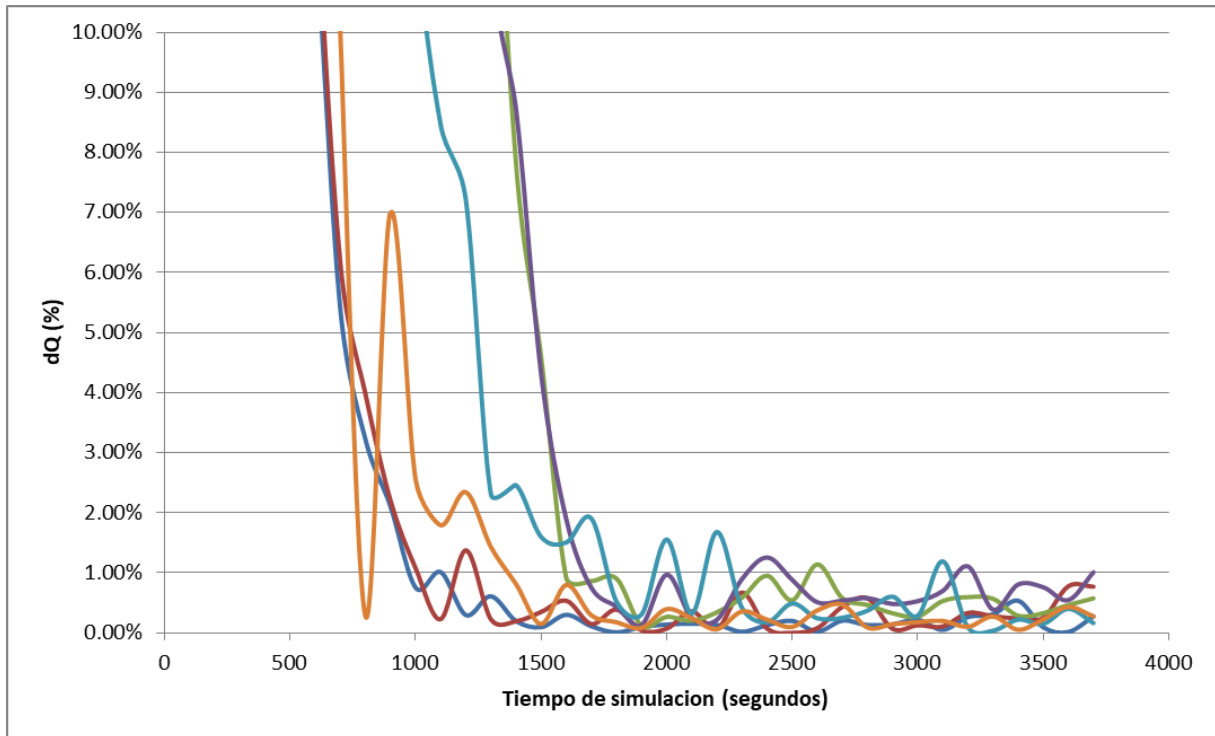


Figura 19. Diferencia de caudales para distintas secciones del cauce cada 100 segundos para distintos tiempos de simulación.

Como vemos en el gráfico, a partir de los 3200 segundos ya no ocurren cambios mayores al 1% entre los hidrograma consecutivos.

Queda entonces, determinado, que el tiempo para el cual el régimen se considera “permanente” es 3700 segundos.

Ahora bien, para simular varios caudales se confecciona un hidrograma escalonado, manteniendo cada caudal constante durante el tiempo de 3700 segundos para que se logre el estado permanente. Para una primera simulación se adoptó el siguiente hidrograma:

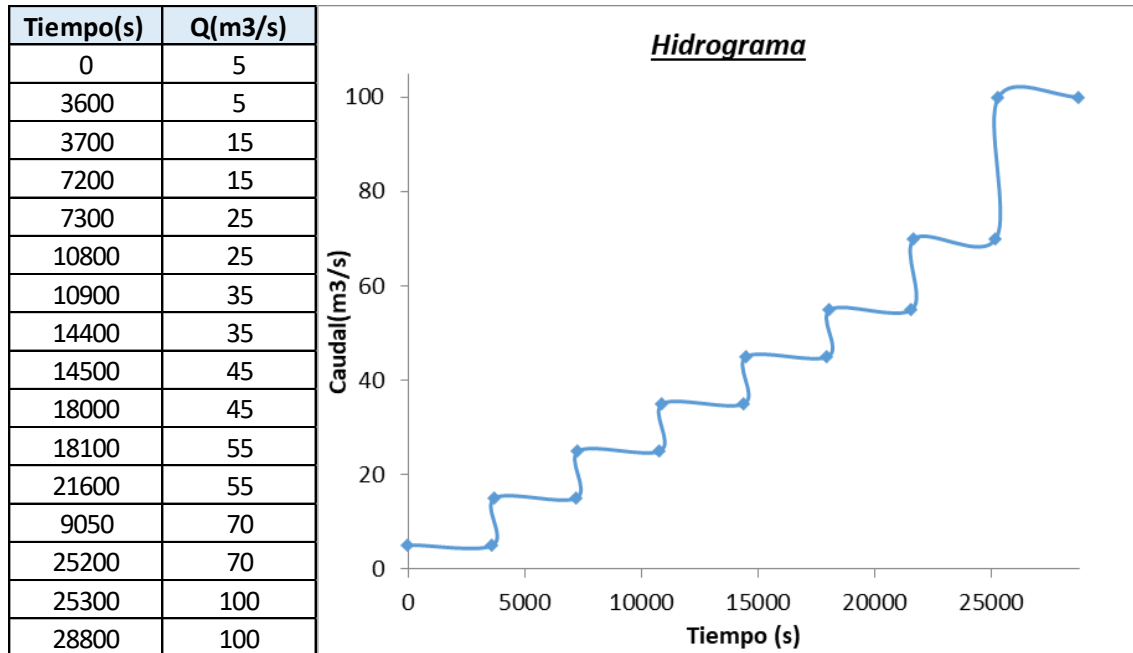


Figura 20. Hidrograma utilizado en las simulaciones hechas en el software IBER.

3.5 Determinación del tamaño de grilla:

Como se mencionó anteriormente, para la primera simulación se adoptó cierto tamaño de malla. Mientras más grande sea el tamaño de la malla, menos precisión se tendrá y el error será mayor. Por otro lado, si adoptamos un tamaño de la malla muy pequeño para reducir el error, el tiempo que tarda el software IBER en realizar la simulación crece al punto de ser poco práctico. Es por ello, que es necesario determinar un tamaño de malla intermedio, que no genere un gran error y a la vez, el tiempo que tarda la simulación no sea prohibitivo.

Para ello, hacemos uso del concepto de índice de convergencia de grilla, CGI por sus siglas en ingles. El mismo se basa en un esquema de extrapolación propuesto por Richardson, cuyo método permite extrapolar y estimar la solución exacta a partir de la solución de la grilla fina y la de la grilla gruesa.

Se plantearon entonces tres esquemas distintos de tamaños de grilla para la determinación del tamaño correcto. A la a planicie de inundación se le asignó el mismo tamaño para las tres simulaciones, que fue de 7 metros. En cuanto al cauce, se dividió en dos zonas con tamaños distintos. Una de ellas es la zona que abarca el puente, la cual es de mayor interés por contener la sección de monitoreo y por lo tanto se le asignó un tamaño menor mientras que al resto del cauce uno distinto. En resumen:



Simulación	Tamaño de Grilla (mts)		
	Planicie	Cauce	Puente
rch7	7	3	1.5
rch8	7	2.1	1
rch9	7	1.5	0.7

Tabla 5. Cuadro resumen de las simulaciones realizadas para determinar el tamaño de grilla.

La aproximación para la estimación del error asociado a la solución de la grilla fina y gruesa se define como:

$$E_1^{fina} = \frac{\varepsilon}{1 - r^p} ; E_2^{gruesa} = \frac{\varepsilon}{1 - r^p}$$

Siendo:

$\varepsilon = f2 - f1$ (diferencia entre dos soluciones)

$f2 =$ solución numérica usando la grilla fina de tamaño $h2$

$f1 =$ solución numérica usando la grilla gruesa de tamaño $h1$

$r = \frac{h2}{h1}$ (factor de reducción entre los tamaños de grilla)

$p =$ orden de precisión

Entonces una vez realizadas las simulaciones, se procedió a tomar la cota del pelo de agua para distintos puntos del cauce, en las cercanías del puente de la ruta Provincial donde se ubica la sección de monitoreo. Al tener tres tamaños de grilla distintos se compararon los resultados de la simulación *rch7* con los de la simulación *rch8* y de la misma manera entre *rch8* y *rch9*.

Se calculó entonces la diferencia entre los resultados de cotas del pelo de agua para cada punto y se tomó el promedio como la diferencia entre simulaciones. Quedando:

$\Delta Rch7-Rch8$		$\Delta Rch8-Rch9$	
f2-f1=	0.02190885	f2-f1=	0.01631997
r=	1.41421356	r=	1.41421356
p=	2	p=	2

Tabla 6. Diferencia entre simulaciones de distintos tamaños de grilla.

Entonces los errores obtenidos comparando las simulaciones *rch7* y *rch8* son:

$$E_1^{fina} = 0,022 \text{ m} ; E_2^{gruesa} = 0,044$$



Mientras que la comparación entre rch8 y rch9 resulto:

$$E_1^{fina} = 0,016 \text{ m} ; E_2^{gruesa} = 0,033$$

Como conclusión de esta comparación se adoptara para las simulaciones finales el tamaño de la malla rch9 ya que su error comparándola con la malla de rch8 es de solo 1,6 centímetros.

3.6 Parámetros del modelo

Se adoptaron los siguientes parámetros:

- N de Manning: 0.029
- Tamaño de grilla en el cauce: 1.5m
- Tamaño de grilla entorno al puente: 0.7 m
- Tamaño de grilla en la planicie: 7.0 m
- Condiciones de borde aguas abajo: régimen uniforme con pendiente de fricción de 0.0024 m/m

3.7 Sensibilidad al Número de Manning

Como se mencionó anteriormente, el número de manning que se obtuvo del análisis granulométrico (0,029) sería testado en el modelo. Se realizaron dos simulaciones adicionales donde a una se le asignaba al cauce un número de manning 20% mayor al obtenido (0,035) y otra con 20% menos (0,023).

Se extrajo la cota del pelo de agua del punto específico donde se encuentra la escala de la zona de monitoreo para cada simulación. Tomando como referencia la escala la curva altura/caudal para los distintos números de manning quedaron:

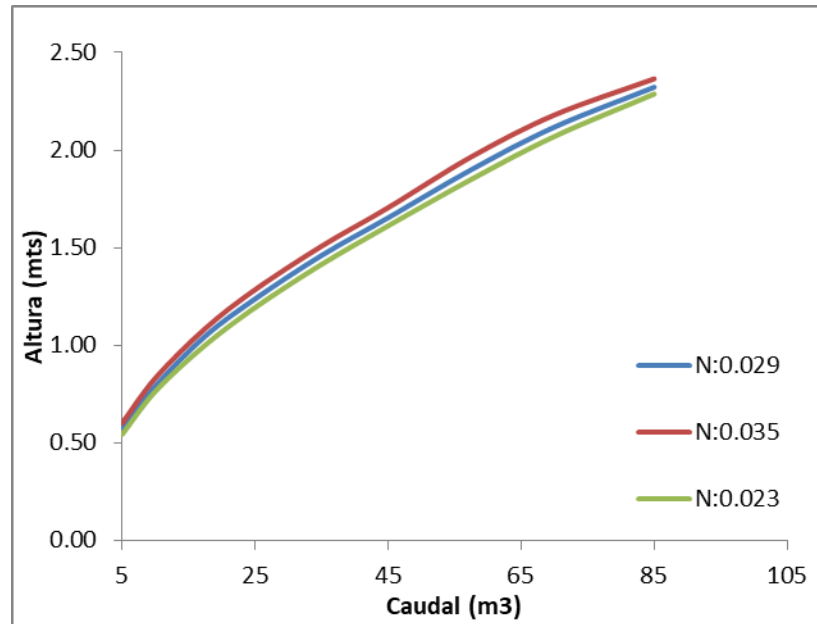


Figura 20. Relación altura-caudal para distintos números de manning.

Aplicando un número de manning 20% menor se obtuvo una diferencia promedio entre todos los caudales de 4,1 centímetros. Mientras que para 20% mayor fue de 4,7 centímetros.

Como conclusión podemos decir que, el modelo no es sensible a los cambios de rugosidad.

Nota: Este análisis fue realizado utilizando el primer DTM, el cual contenía mayores errores.

3.8 Áreas de inundación

Una de los valores de mayor interés en este estudio es el caudal “bankfull” o de cauce lleno. Es aquel caudal que ocupa toda la sección del cauce, o sea, el que define la morfología del río.

La metodología que se llevó a cabo para definir este caudal, fue exportar los rasters producidos por la simulación en el software Iber para cada caudal hacia el ArcGis y allí transformarlos a polígono para poder calcular el área que ocupa cada uno. Luego graficando los caudales vs. Área inundada se podría para que valores se generan los puntos de inflexión.



Figura 21. A) Raster obtenido del software IBER. B) Raster importado a ArcGis sobre el modelo digital del terreno.

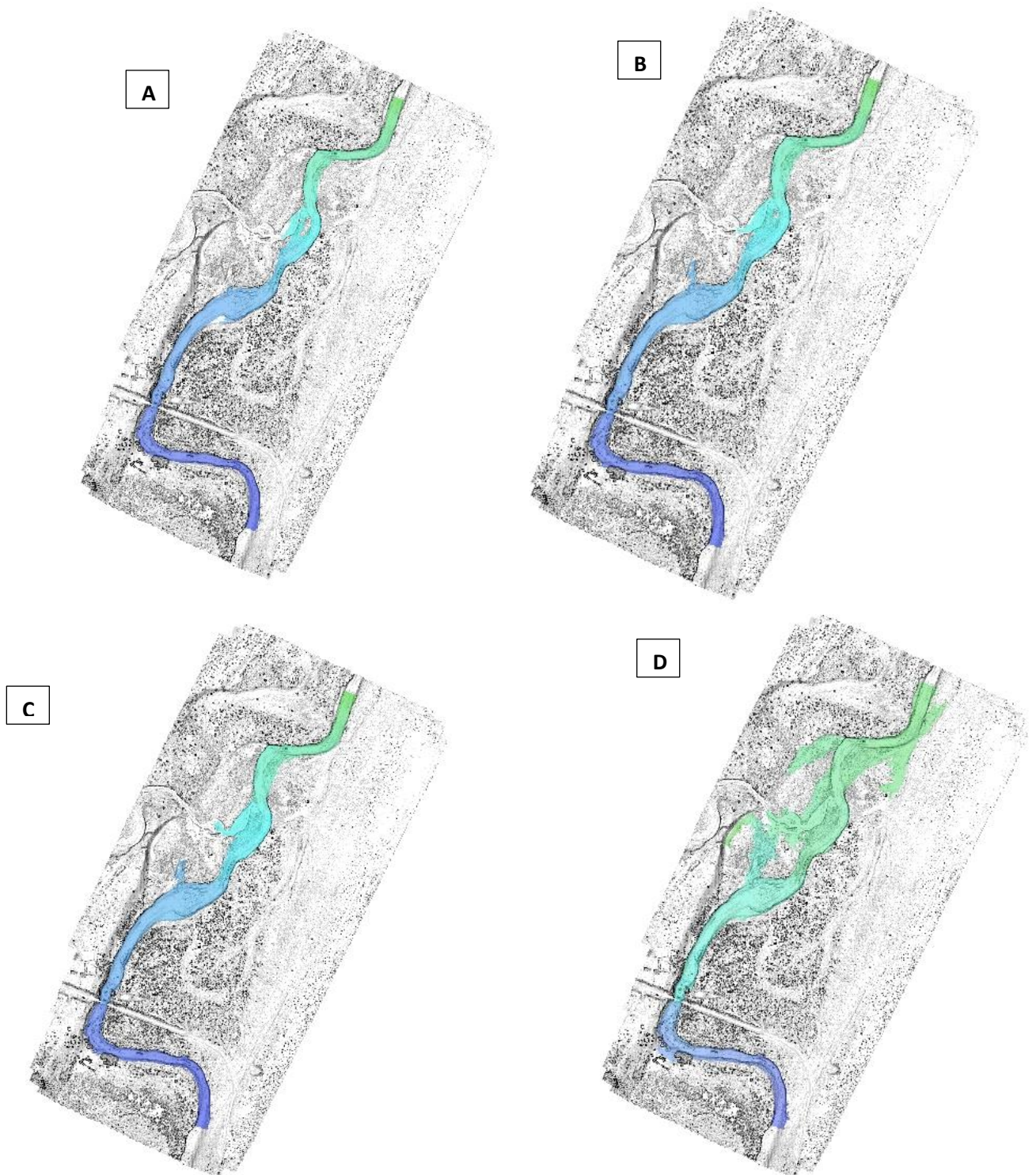


Figura 22. Resultados obtenidos para los caudales A) $25 \text{ m}^3/\text{s}$. B) $35 \text{ m}^3/\text{s}$. C) $45 \text{ m}^3/\text{s}$ D) $62 \text{ m}^3/\text{s}$

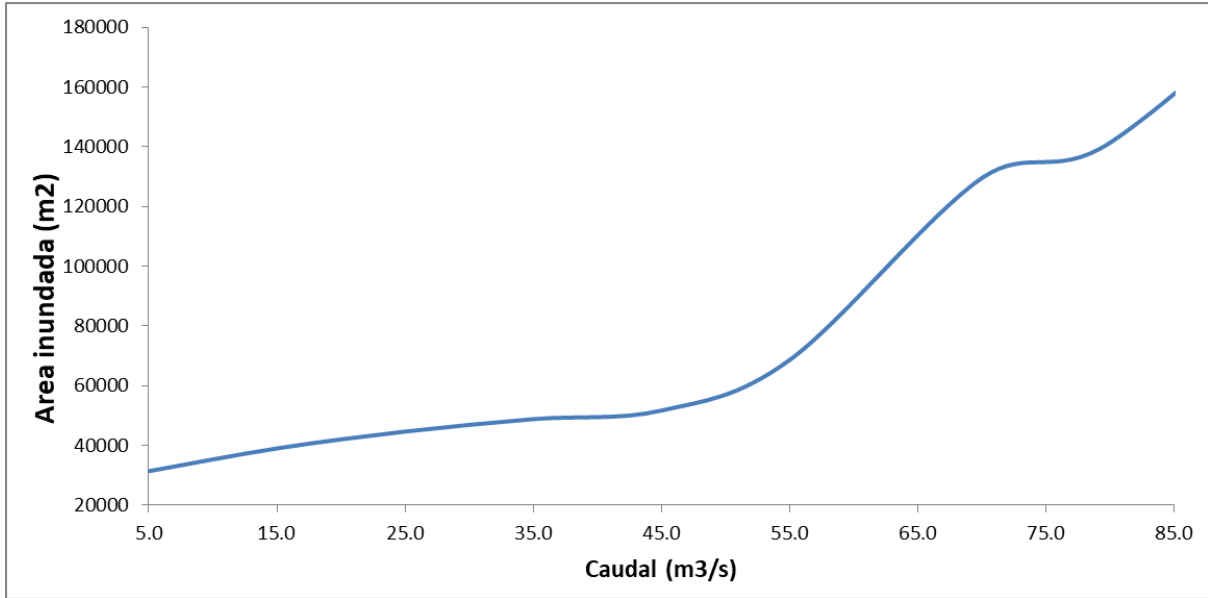


Figura 23. Área inundada para cada caudal

Como se puede ver en el gráfico, cuando el caudal pasa entre los 40 y 45 m³/s cambia la tendencia. Esto indicaría que al pasar ese caudal, el cauce desborda y el agua comienza a llegar a la primera planicie de inundación.

Mientras que más adelante, aproximadamente a los 70 m³/s, la tendencia vuelve a cambiar, indicando que existe la posibilidad que haya dos niveles distintos de terraza.

Para ver la diferencia con más claridad, podemos graficar el cociente $\Delta\text{Área}/\Delta Q$ en función del caudal:

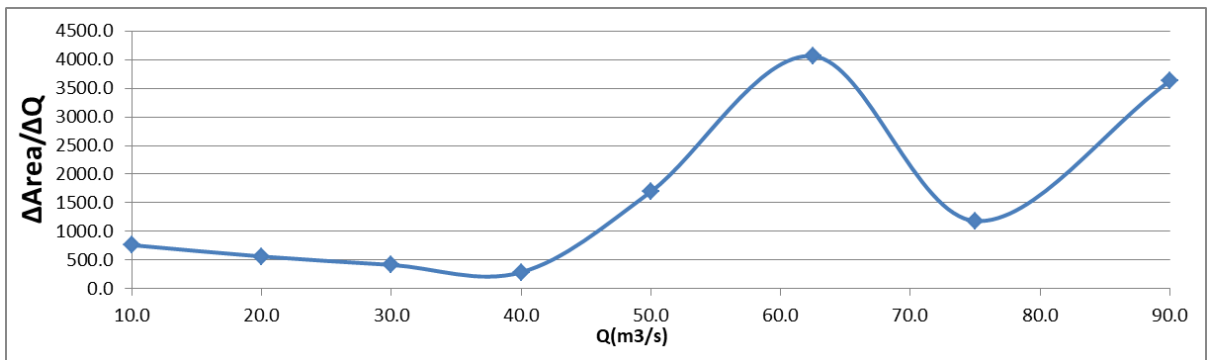


Figura 24. $\Delta\text{Área}/\Delta Q$ para los caudales medios.

Este grafico lo podemos interpretar de la siguiente manera: hasta 40 m³/s el diferencial del área entre caudales consecutivos decrece, lo cual indica que aún se está llenando el cauce principal, a partir de este punto empieza a ascender. Esto



es porque el mismo desborda y se empieza a cubrir la planicie de inundación hasta llegar a los $62 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.9 Curva Altura-Caudal

Como se mencionó al principio de este informe, el objetivo particular de este trabajo es encontrar una curva de altura-caudal en la sección de monitoreo de la subsecretaría de recursos hídricos ubicada en la intersección del Rio Chico con la Ruta Provincial n°48.



Figura 25. Equipo de monitoreo ubicada en la intersección de la ruta provincial n°48 con el Rio Chico.

Este rio tiene la particularidad, de tener un régimen intermitente y no permanente. Por lo cual, el caudal en la mayor tiempo es nulo. Sin embargo, si vemos el registro histórico de la sección de monitoreo de la red hidrológica nacional nos encontramos con lo siguiente:

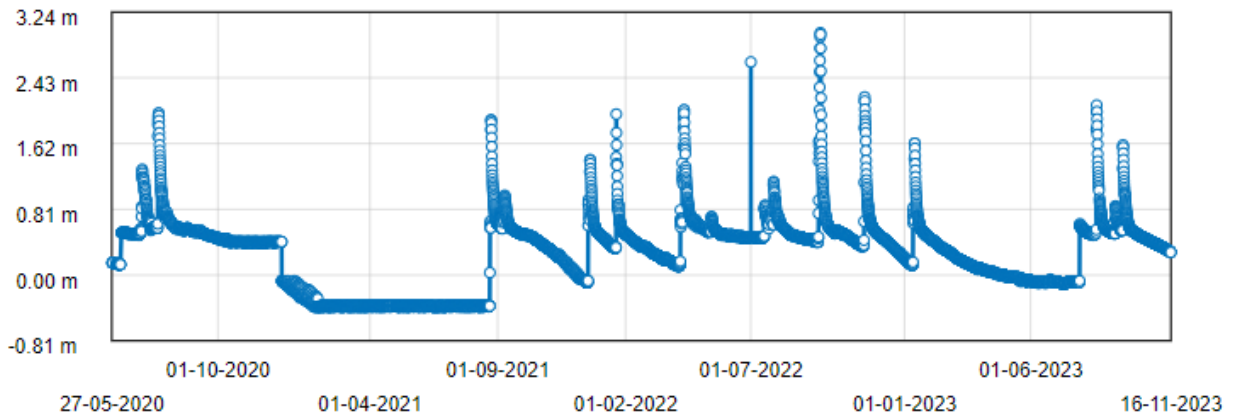


Figura 26. Registro histórico de la sección.

Vemos los distintos picos donde hubo una crecida a lo largo del periodo Mayo 2020/Noviembre 2023. Pero inmediatamente después de cada pico, la cota no vuelve a cero, sino que disminuye lentamente a lo largo de varias semanas o meses en algunos casos. Para la interpretación de este fenómeno, se plantea la hipótesis de que el agua después de cada crecida, en un determinado momento, se estanca y deja de fluir, comenzado un proceso de evaporación y filtración. Por lo cual el caudal real es cero pero no así la cota de la escala. Ahora bien, para confeccionar una curva altura-caudal, se debe establecer un nivel a partir del cual consideramos que el agua pasa a estar en movimiento.

Otra complicación adicional para el armado de la curva es el de la reducción de la sección en la zona de monitoreo, y su consecuente aumento de la velocidad y reducción del tirante. Vemos en la siguiente imagen, el cambio abrupto de velocidad a la altura del puente, en este caso para la simulación correspondiente a un caudal de $98 \text{ m}^3/\text{s}$:

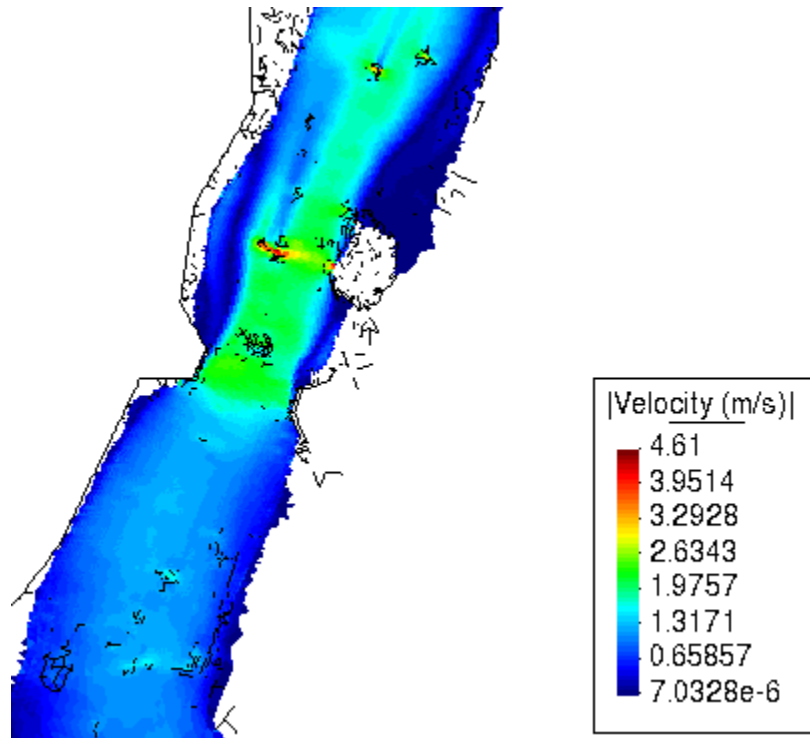


Figura 27. Campo de velocidades en la sección del puente obtenidos de la simulación realizada con un caudal de 98 m³/s.

En el siguiente grafico vemos la evolución de la cota de elevación del agua para distintos caudales simulados al momento de pasar por la zona de monitoreo:

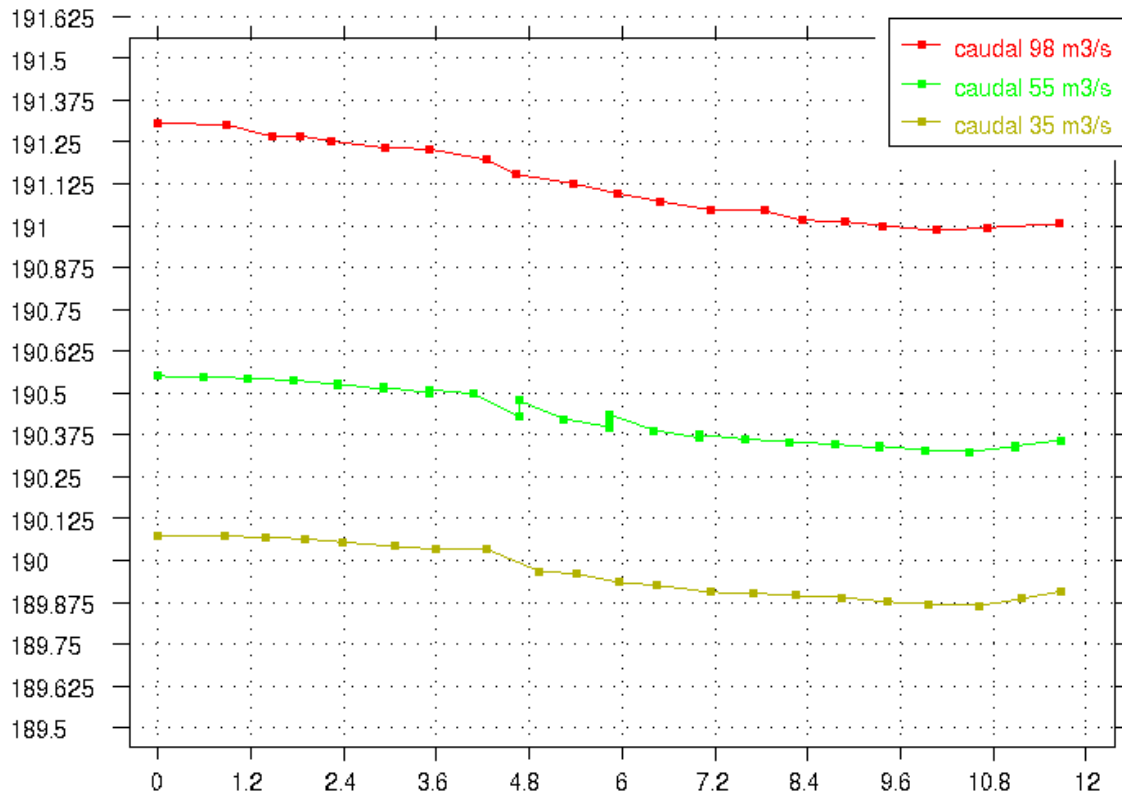


Figura 28. Cotas de pelo de agua para distintos caudales en la sección del puente.

Vemos que para todos los caudales que se muestran en este caso, 98, 55 y 35 m^3/s , la cota de elevación baja entre 20 y 30 centímetros.

La metodología para confeccionar la curva H-Q la metodología fue la siguiente:

- Realizar una simulación en el software IBER utilizando los tiempos mencionados y el hidrograma confeccionado anteriormente.
- Para cada caudal simulado, se exporta un raster de la elevación de la cota de agua.
- Se importan los raster en el software ArcGis.
- Se forma una de nube de puntos de tipo Shapefile, tanto aguas abajo como aguas arriba del puente.
- Se extraen los valores de los raster de todos los caudales para la nube de puntos y se promedian los valores para cada caudal.

Entonces así, se formaron dos curvas H-Q, una para la sección aguas arriba del puente y otra aguas abajo para visualizar la diferencia provocada por la reducción de la sección:

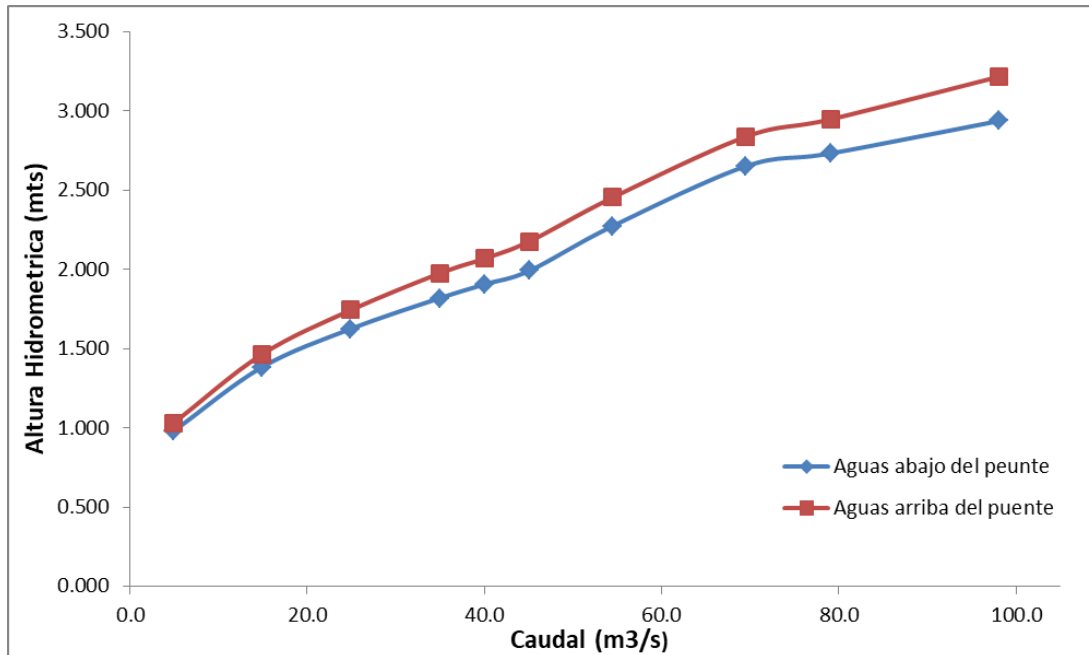


Figura 29. Curvas de altura caudal obtenidas promediando separadamente las cotas de aguas arriba como aguas abajo del puente.

Vemos que la notable diferencia entre ambas curvas la cual crece para caudales más importantes. Por ejemplo para un caudal de $40\text{m}^3/\text{s}$ el sensor podría tener una lectura hidrométrica de 1,90 mts aguas abajo del puente o bien 2,07 mts para aguas arriba.

Otra cuestión a observar en las curvas confeccionadas es que no se mantiene una tendencia clara de las mismas. Notamos que las curvas tienen una tendencia marcada hasta apenas pasar los $40\text{m}^3/\text{s}$ y luego tiene un cambio marcado. La explicación a este fenómeno es que se supera el caudal de cauce lleno, caudal bankfull, y comienza a activarse otro cauce llenando la primera planicie de inundación.

Finalmente, teniendo en consideración lo expuesto, se plantea tener tres divisiones para la curva H-Q:

- El valor del caudal es cero cuando la escala mide 0,50 mts o menos.
- Se plantea una curva tendencia hasta los $45\text{ m}^3/\text{s}$.
- Se plantea otra curva tendencia a partir de los $45\text{ m}^3/\text{s}$.

Nota: Para el caudal de $45\text{ m}^3/\text{s}$ le corresponde una altura hidrométrica de 2,20 mts como se mostrara a continuación.

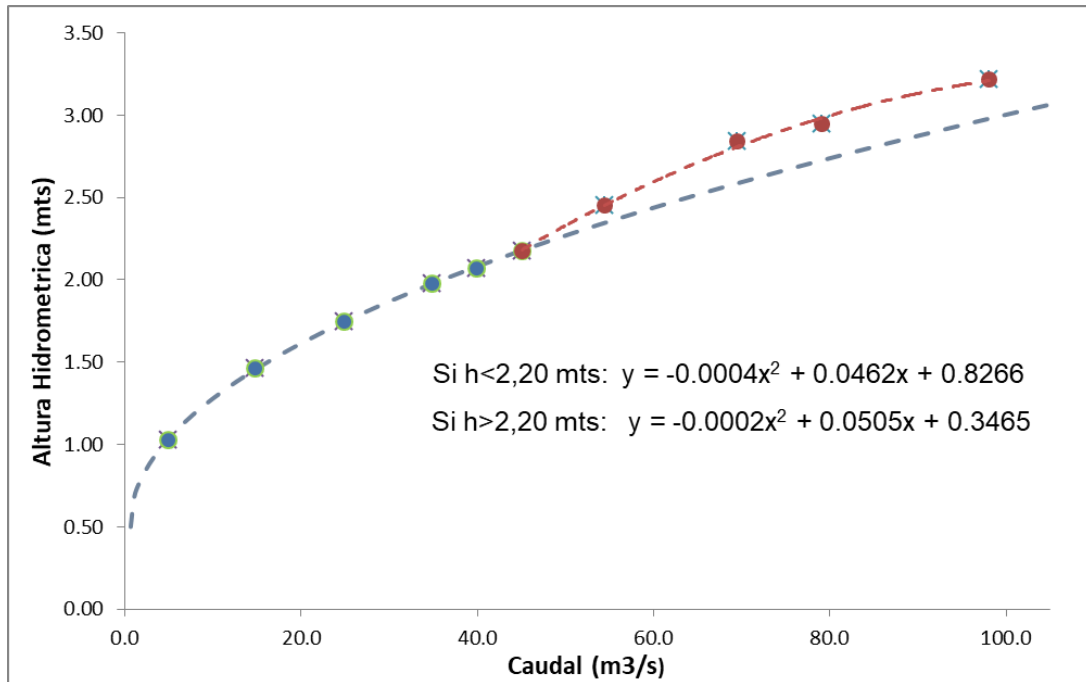


Figura 30. Curva altura caudal adoptada con diferentes tendencias.

Ahora teniendo las curvas podemos volver al registro histórico de los últimos dos años de lectura hidrométrica y aproximar utilizando las curvas confeccionadas, los caudales que tuvieron las crecidas registradas y a la vez un volumen estimado transportado.

Haciendo un recorte en la lectura de hidrométrica de 0,50 mts como mencionamos anteriormente y descartando el primer periodo donde la lectura marco alturas menores al cero de la escala, marcando un movimiento de la escala o del sensor, nos quedamos con un total de 10 crecidas:

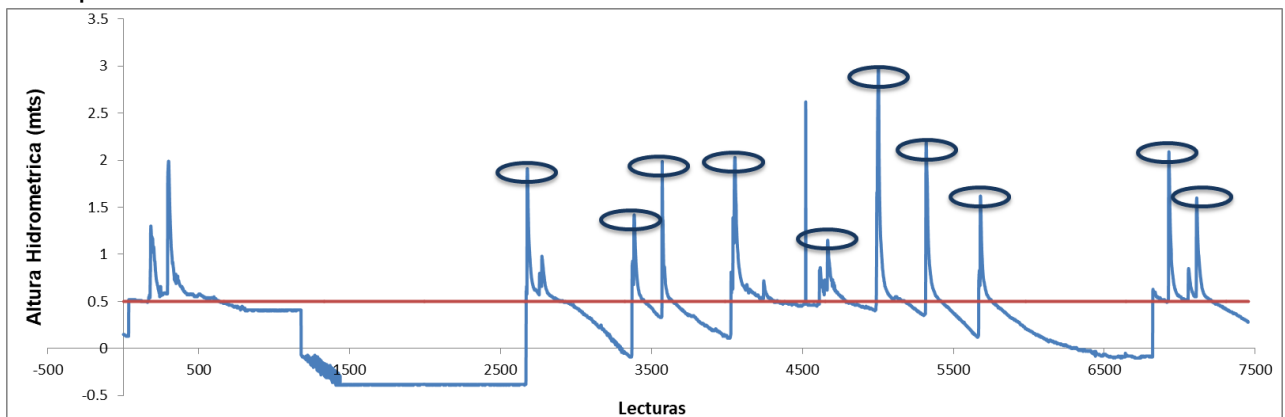


Figura 31. Registro histórico de la sección con corte en la altura de 0,50 mts y marcadas las crecidas registradas.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

Fecha de crecida	Lectura Hidrometrica (mts)	Caudal Pico (m ³ /s) según curva de figura 30	rango de Caudales (m ³ /s) (min/max)según figura 29	Volumen estimado (m ³)
24/8/2021	1.91	32.72	(31/40)	2826902
20/12/2021	1.42	14.72	(13/15)	1271826
21/1/2022	1.98	36.50	(36/46)	3153600
12/4/2022	2.03	39.68	(37/47)	3428262
28/7/2022	1.15	7.49	(7/9)	646711
22/9/2022	2.98	73.60	(82/100)	6359417
14/11/2022	2.19	44.26	(46/52)	3824484
13/1/2023	1.62	20.99	(19/25)	1813225
19/8/2023	2.09	44.46	(41/49)	3841544
19/9/2023	1.57	19.32	(18/23)	1669588
		<i>Total (periodo de 2 años):</i>		28835560

Tabla 7. Análisis de crecidas registradas, marcando su caudal pico y volumen aproximado transportado.

Una de las verificaciones que podemos realizar para validar de alguna forma, la curva confeccionada, es la de estudiar la última crecida registrada. Viendo los datos de la sección de monitoreo notamos que la última crecida notable registrada fue el 18 de agosto del corriente año (2023). El día 18 de septiembre, se realizó un nuevo trabajo de campo en la zona estudiada, y se puso objetivo identificar hasta donde llegó el agua en dicha crecida. Se hizo un recorrido por todo el tramo y se identificaron las coordenadas de los puntos de crecida utilizando en este caso, una estación total.

La crecida registrada marco un nivel de 2,09 metros. Siguiendo la curva confeccionada, a este nivel le corresponde un caudal de aproximadamente entre 40 m³/s y 45 m³/s (caudales simulados). Comparando los puntos registrados con los pelos de agua obtenidos de las simulaciones para dichos caudales se obtiene el siguiente resultado:

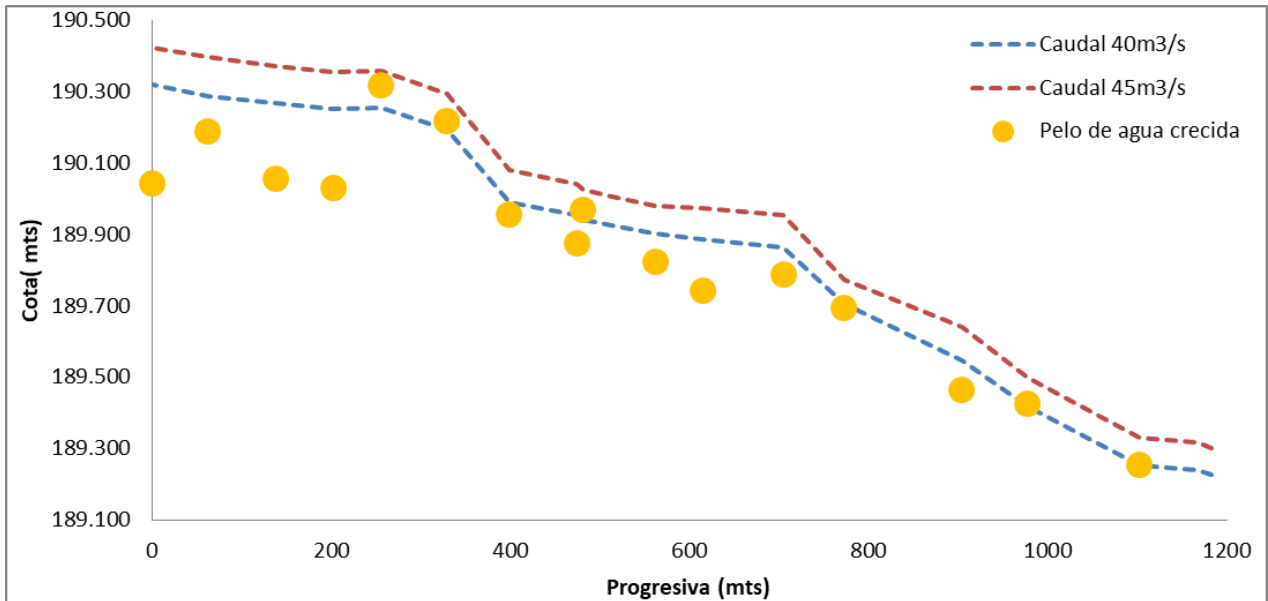


Figura 32. Progresiva de cotas de pelo de agua para los caudales de 40 y 45 m³/s comparados con los niveles de crecida registrados en el trabajo de campo.

Si bien, aguas abajo se obtienen niveles de pelos de agua, a partir de aproximadamente los 350 metros de la progresiva donde casualmente se encuentra el área de monitoreo los puntos registrados se ajustan a la progresiva del caudal de 40 m³/s.

4. Morfología fluvial y retrodiccion de caudales

Numerosos estudios han mostrado que el tamaño y geometría de un cauce aluvial meandriforme guarda relación con el régimen de caudales. Para ello, las investigaciones se han focalizado en establecer un parámetro geométrico que dé cuenta de la morfología del curso y, por otro lado, una variable hidrológica para sintetizar el régimen de caudales. Sea L el parámetro morfológico y Q el caudal, la relación entre dichas variables sigue una expresión potencial:

$$L = b_0 \cdot Q^{b_1}$$

En donde b_0 y b_1 son los parámetros que se obtienen mediante un análisis de regresión lineal (aplicando una transformación logarítmica a la expresión anterior):

$$\log L = \log b_0 + b_1 \log Q$$

Con respecto a la morfología del curso, se ha definido la longitud del meandro como la longitud de una poligonal que une los puntos de cambio de curvatura



(denominada L_m en este estudio). En el caso ideal de un trazado regular, la poligonal sería una línea recta alineada con el eje de valle aluvial. Sin embargo, los cursos suelen tener trazados irregulares, tanto en el tamaño de los meandros como en su orientación. Entonces, el parámetro L_m viene evaluado como el promedio de las distancias entre puntos de inflexión, completando en todos los casos un ciclo completo de meandro. Este parámetro ha sido empleado por Carlston (1965), Schumm (1967), Ackers & Charlton (1970), Dury (1974, 1977). La definición del punto de inflexión puede estar sesgada subjetivamente. Por tal motivo, Ferguson (1975) propuso otros parámetros que surgen de aplicar procedimientos de análisis de señales temporales. El meandro es analizado en términos de variación angular a lo largo de la trayectoria. Haciendo una homologación entre espacio-tiempo, se puede estudiar la variación angular una serie temporal aplicando la transformada de Fourier. Ferguson (1975) definió la longitud del meandro en dos modos distintos: a) como la longitud de onda del espectrograma (para la cual se obtiene la máxima densidad espectral) y b) como la longitud para la cual se obtiene el máximo de autocorrelación.

La caracterización del régimen de caudales es igualmente problemática al tratar de sintetizar en una única variable un espectro de caudales. Se ha utilizado el módulo de la serie de caudales (Schumm, 1967), el caudal dominante, definido como el caudal que viene igualado o superado el 1% del tiempo (Ferguson, 1975), el caudal de cauce lleno (Ackers y Charlton 1970; Schumm, 1967), La crecida más probalbe, con tiempo de retorno de 1.58 años (Dury, 1977), la crecida media anual (Schumm, 1967; Dury, 1964); y el caudal promedio de máximos mensuales (Carlston, 1965).

4.1 Meandros y Longitud de onda

La longitud de onda característica de un río tiene una relación prácticamente lineal con su ancho, la raíz cuadrada de su caudal, la relación ancho-tirante y su pendiente. Las condiciones no uniformes del ambiente local conduce a una variabilidad en la dirección axial y longitud de cada uno de los meandros, lo que lleva a que el río tenga una irregularidad en su sinuosidad y longitud de onda dominante. Entonces es necesario, para obtener una longitud de onda característica, estimarla mediante un análisis estadístico. La mejor estimación de las longitudes de onda se obtienen mediante el espectro de cambios de dirección, cuyos picos individuales no son afectados por el tramo analizado. La incertidumbre de este método puede ser disminuida promediando diferentes intervalos de muestreo. Las longitudes de onda encontradas serán estimadas a partir de los



cambios de dirección ya que se correlacionan directamente mediante sus estimaciones espectrales. (Ferguson, 1975).

Para aplicar este método, se seleccionaron un total de tres tramos del río Chico aguas arriba de la sección de monitoreo, de una longitud aproximada de 30 kilómetros cada uno.

La metodología fue entonces, dibujar en el programa Google Earth, una polilínea que representara el eje del río para cada tramo y se noten los cambios de dirección del mismo.



Figura 33. Primer tramo de los tres seleccionados para el análisis.

El siguiente paso es importar las tres polilíneas dibujadas al software ArcGis en su formato KMZ. Para poder trabajar con la polilínea primero hacer falta convertirla y exportarla como Shapefile. Una vez hecho esto podemos transformar cada uno de los vértices a un Shapefile tipo punto en *Data management tools/Feature/Vertices to point*. Esto lo hacemos para poder luego extraer la coordenada de cada uno de los vértices dibujados y pasar a analizar los cambios de dirección que tienen los meandros.



Figura 34. Vértices de parte del primer tramo analizado.

Una vez obtenidos los puntos podemos obtener las coordenadas de todos ellos y exportarlo a una tabla de Excel. Se calcula la distancia entre puntos consecutivos, esto para determinar un promedio y posteriormente elegir un paso de muestreo para el análisis. En este caso, entre los tres tramos, tenemos una distancia promedio entre puntos consecutivos de. Por eso se adopta un paso de muestreo de 100 metros. Finalmente seleccionado el paso de muestreo, se calcula la diferencia angular entre cada uno de los puntos para pasar ya al análisis espectral. Se desarrolló un algoritmo en R-Studio para el análisis de autocorrelación, densidad espectral y análisis de frecuencias de distancias entre puntos de inflexión. Una segunda metodología fue empleada para obtener la longitud del meandro (L_m). Se procedió a digitalizar una poligonal uniendo puntos de inflexión y se calculó L_m como el cociente entre la longitud total de la poligonal por la cantidad de ciclos de meandros. A continuación se muestran los resultados:

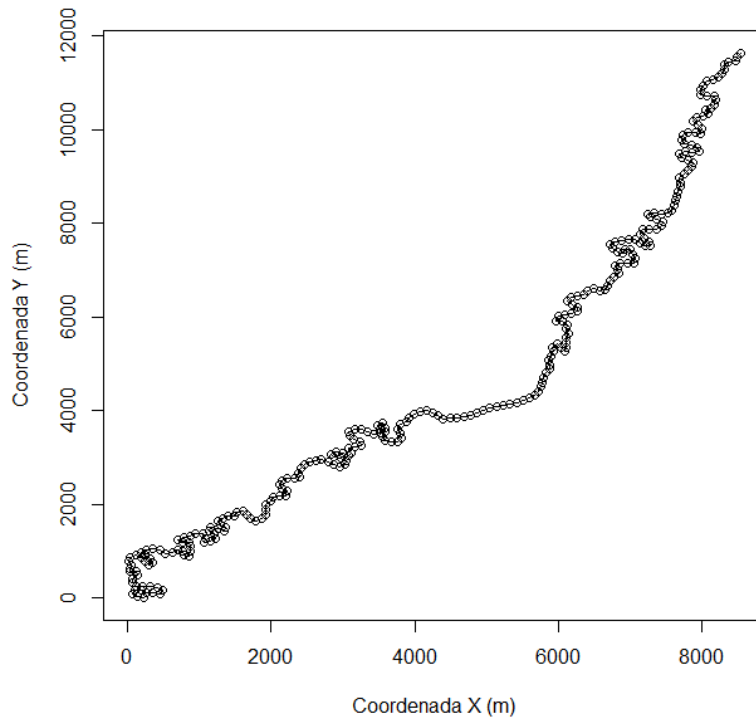


Figura 35. Primer tramo analizado.

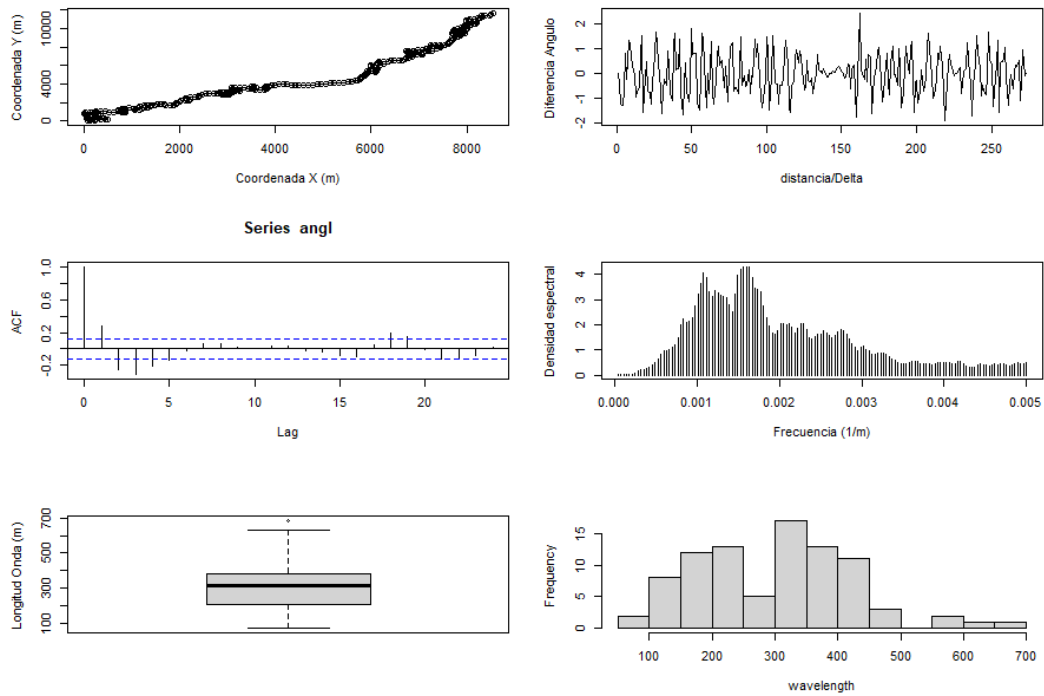


Figura 36. Análisis espectral del primer tramo.

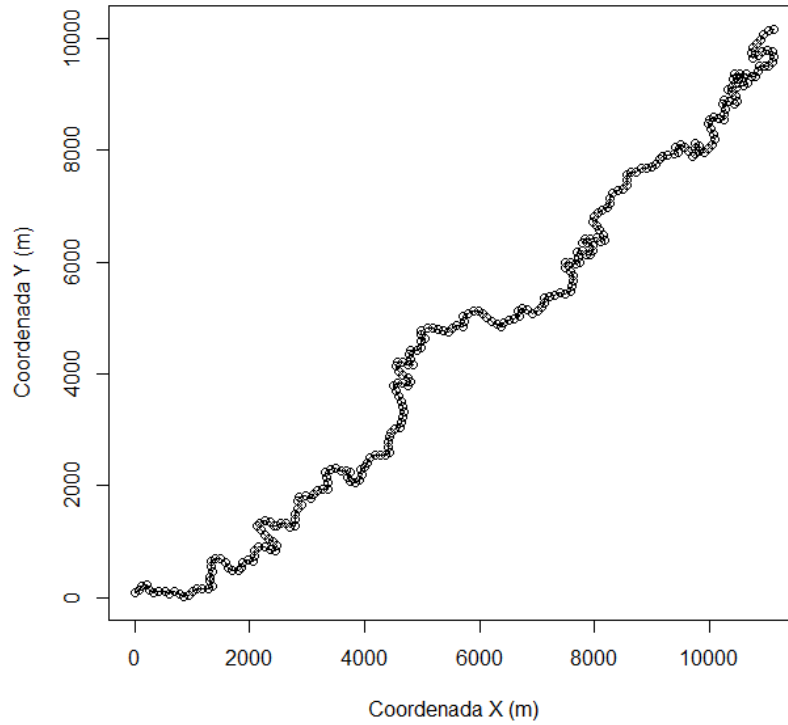


Figura 37. Segundo tramo analizado.

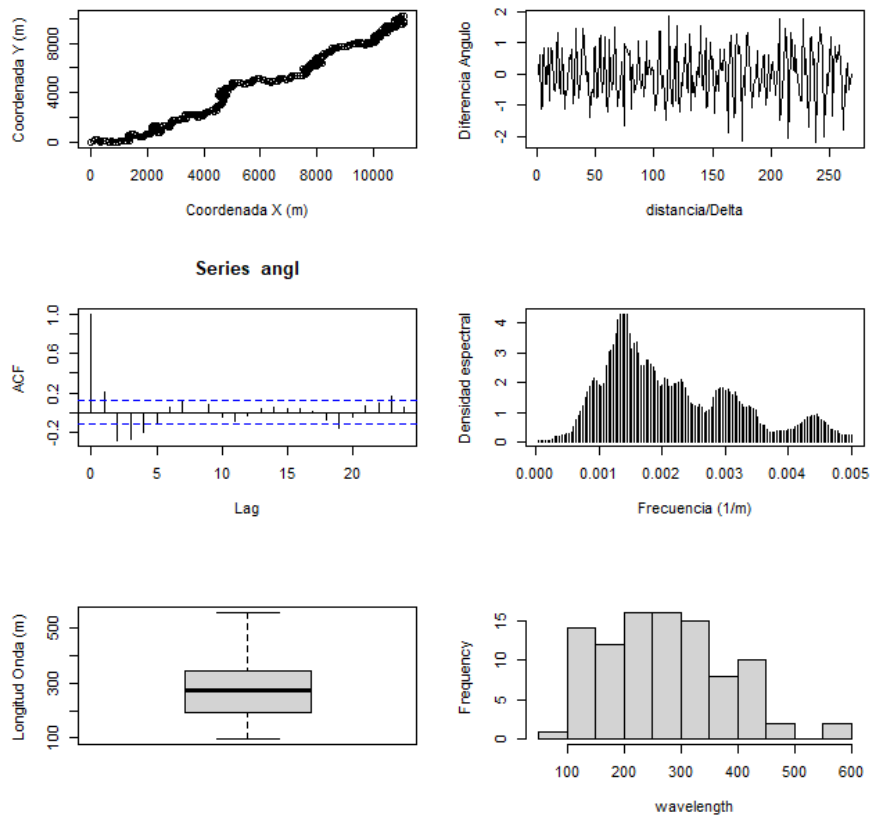


Figura 38. Análisis espectral del segundo tramo.

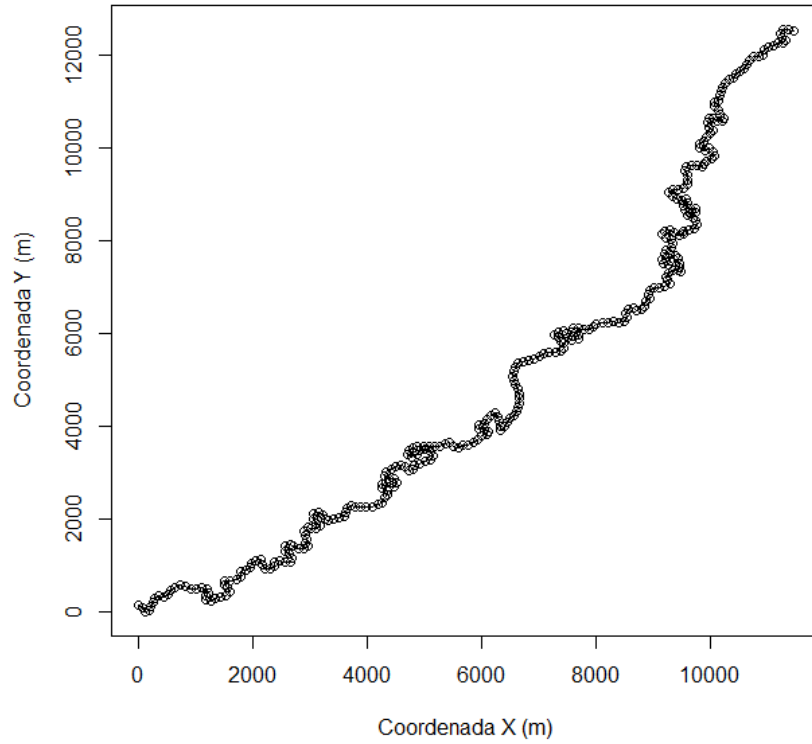


Figura 39. Segundo tramo analizado.

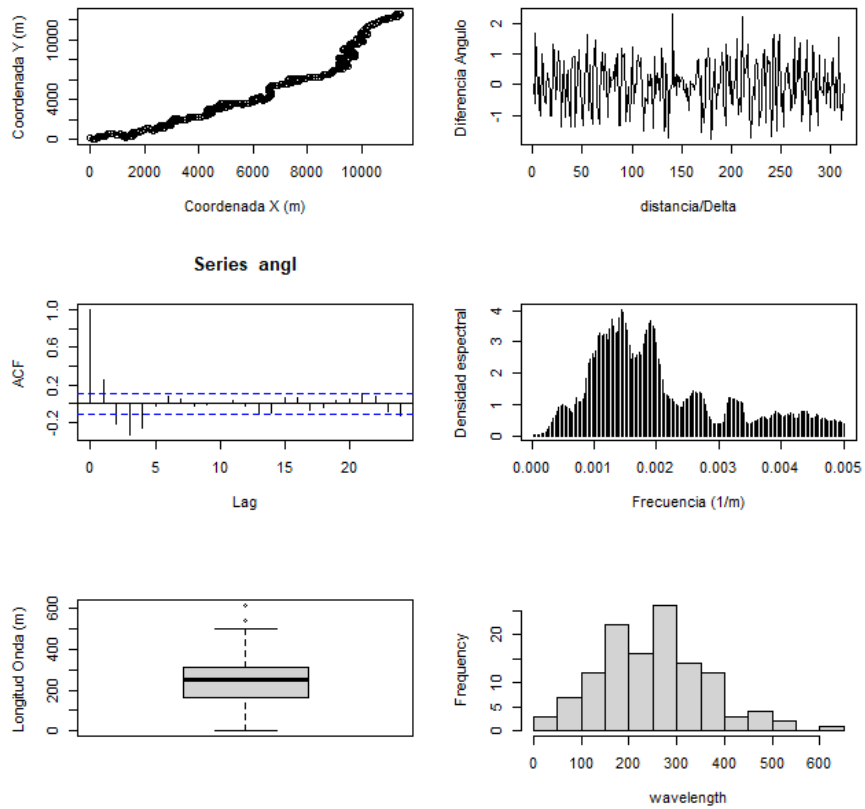


Figura 40. Análisis espectral del tercer tramo.



Antes de aplicar las fórmulas empíricas para estimar el caudal en el Río Chico, se procedió a realizar una validación y eventual selección de fórmulas. Se seleccionaron 13 cursos aluviales en el contexto geográfico patagónico, desde el Río Negro (al norte) hasta el Estrecho de Magallanes (extremo sur). Los tramos fueron elegidos en proximidad de estaciones de medición de caudales de la Secretaría de Recursos Hídricos de Argentina, a fin de contar con información de caudales. Además se seleccionaron tramos con un marcado trazado planimétrico de tipo meandriforme.

5. Resultados y discusión

En la tabla 4 se expone un resumen de los tramos estudiados y los parámetros geométricos obtenidos. Por otro lado, la tabla 5 contiene los resultados del análisis hidrológico de las series de caudales para cada tramo. La longitud del meandro (Lm) varía en casi un orden de magnitud, con un valor mínimo de 440 m y un máximo de 3160 m. Respecto a los caudales, hay dos órdenes de magnitud de variación en el módulo. El valor mínimo es de $13 \text{ m}^3/\text{s}$ en los ríos Gualjaina y Penitentes, mientras que el máximo es de $908 \text{ m}^3/\text{s}$ en el Río Negro.

5.1 Validación de resultados empíricos

Los métodos propuestos por Ferguson (1975) son de carácter automático y fueron implementados en R-Studio. En las figuras 41 y 42 se muestran los resultados para dos tramos que corresponden al Río Colorado y al Río Senguerr, en el nacimiento. En el primer caso, la diferencia angular sigue una tendencia cíclica muy notable producto del trazado regular del curso meandriforme. Como resultado, la densidad espectral presenta un máximo muy bien definido con valor de $1/2893\text{m}$. Por otro lado, el primer mínimo de la autocorrelación se produce a 5 lags, es decir, a 1500 m (el muestreo tiene un espaciamiento de 300 m). Como el primer mínimo corresponde a la semionda del meandro, la longitud del mismo es de 3000 m.

El segundo caso presentado corresponde al Río Senguerr. La variación angular es muy irregular, lo cual tiene como consecuencia un diagrama de densidad espectral con múltiples máximos locales. El máximo maximorum se presenta para la frecuencia 0.006 1/m y la longitud de meandro es de 173 m. Sin embargo, existe un máximo local de menor frecuencia para el cual le corresponde una longitud de 307 m. En casos como éste se eligió el primer máximo.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

Los parámetros geométricos fueron comparados a fin de verificar su consistencia. En general se observa que hay una tendencia coherente entre L_e , L_a , y L_m (utilizando el método de digitalización directa). En cambio, cuando L_m viene calculado con todos los puntos de inflexión, su valor suele ser muy bajo y no guarda relación con el tamaño del meandro (definido por L_e o L_a), tal como se aprecia en la figura 43. Por tal motivo, este parámetro fue desechado del análisis.

Los mejores resultados se obtuvieron con los modelos de Ferguson (1975) y Carlston (1965), tal como se aprecia en la figura 10. En cambio el modelo de Dury (1977) tiende a subestimar. Se realizó un análisis cuantitativo para los modelos seleccionados, realizando previamente una transformación logarítmica tanto a los caudales como a las longitudes. En la tabla 8 se muestra un resumen de parámetros estadísticos de las diferencias entre caudales medidos y predichos por los modelos en base a las mediciones de longitudes. Los modelos de Ferguson tienden a sobreestimar sistemáticamente los caudales, mientras que el modelo de Carlston esta sobreestimación es muy baja. Con respecto a la dispersión de las observaciones, los valores son similares en todos los casos.

Relación	Referencia	Media	Desvio.Est.
$Q_d - L_e$	Ferguson (1975)	-0.101	0.256
$Q_d - L_a$	Ferguson (1975)	-0.122	0.204
$Q_m - L_m$	Carlston (1965)	-0.009	0.332

Tabla 8. Performance de los modelos de régimen



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

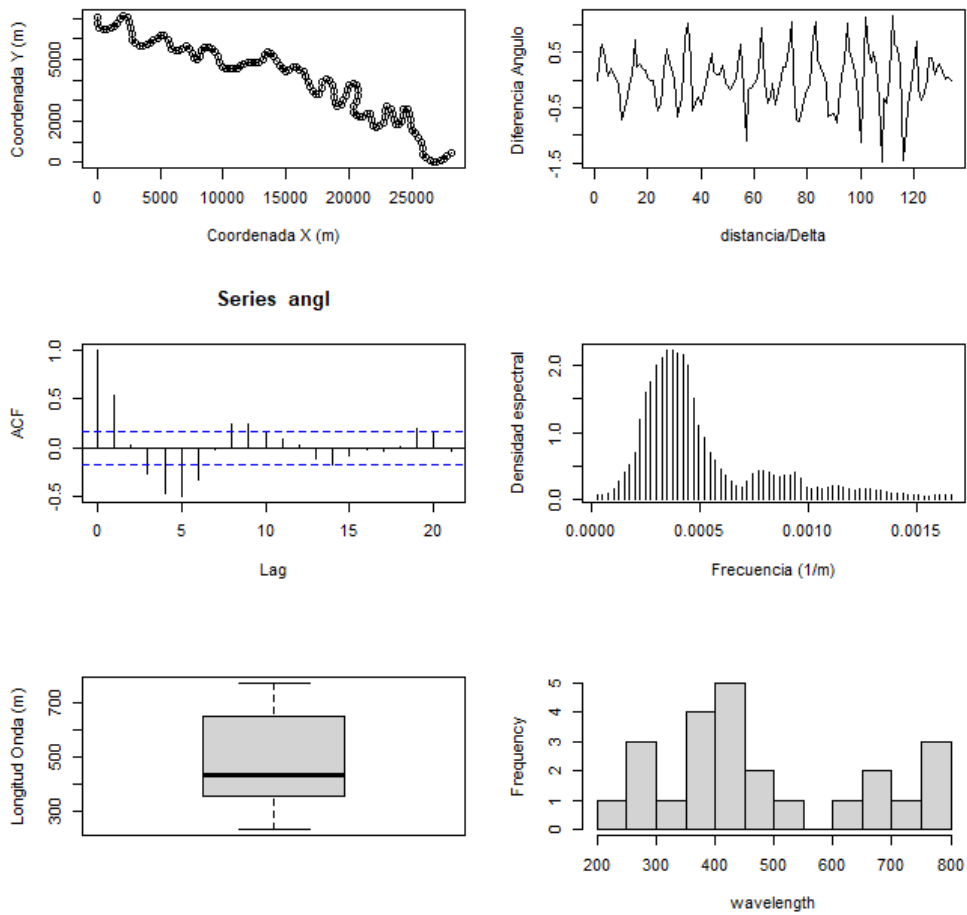


Figura 41. Análisis de autocorrelación y densidad espectral del Rio Colorado.

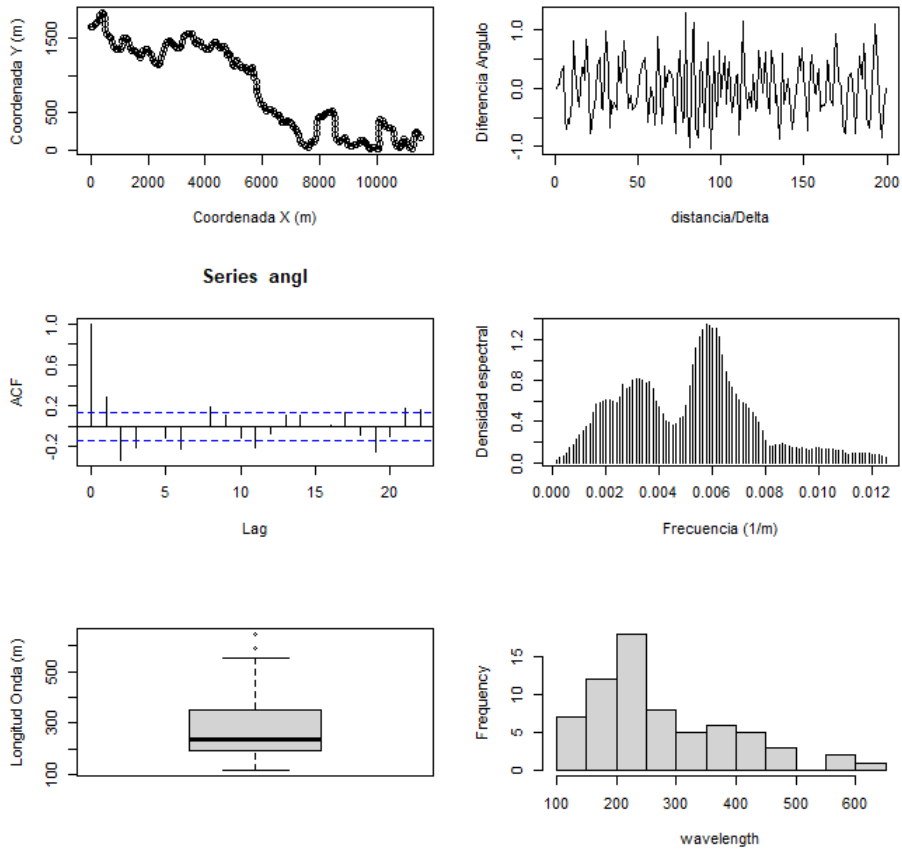


Figura 42. Análisis de autocorrelación y densidad espectral del Rio Senguerr

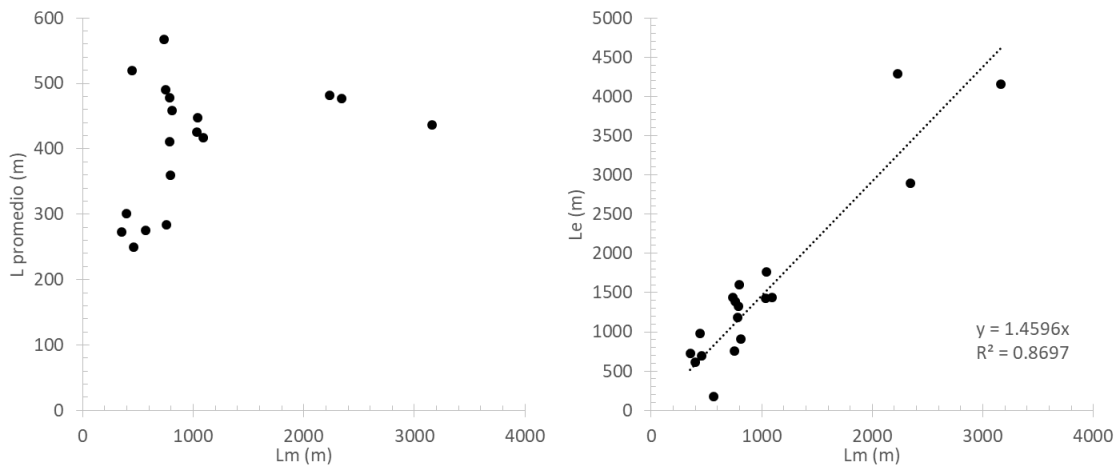


Figura 43. Comparación entre parámetros geométricos.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

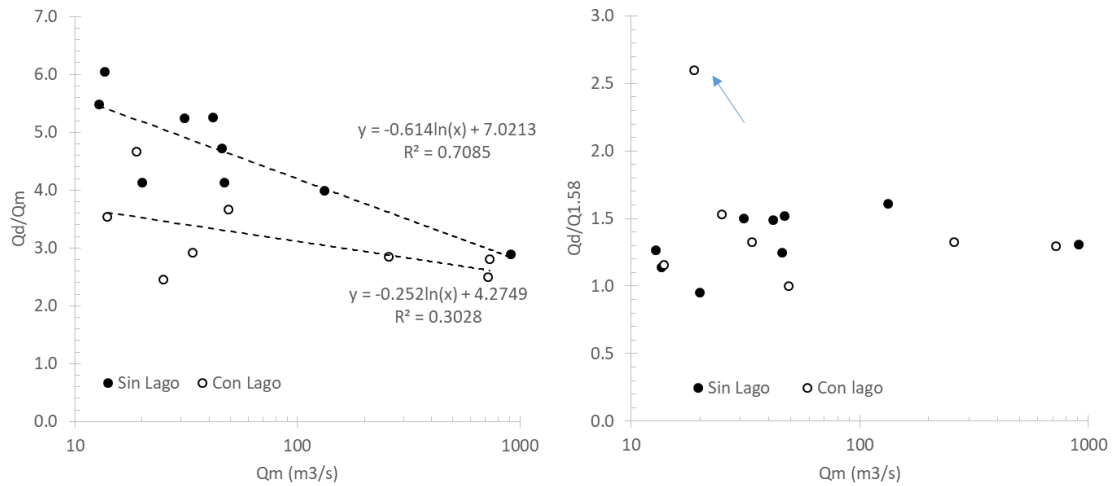


Figura 44. Comparación de parámetros hidrológicos. El caudal dominante tiende a ser más alto para cursos pequeños (con bajos caudales medios). El caudal dominante es en promedio 1.3 veces el caudal de recurrencia 1.58 años. La flecha indica el caso del Río Colorado.

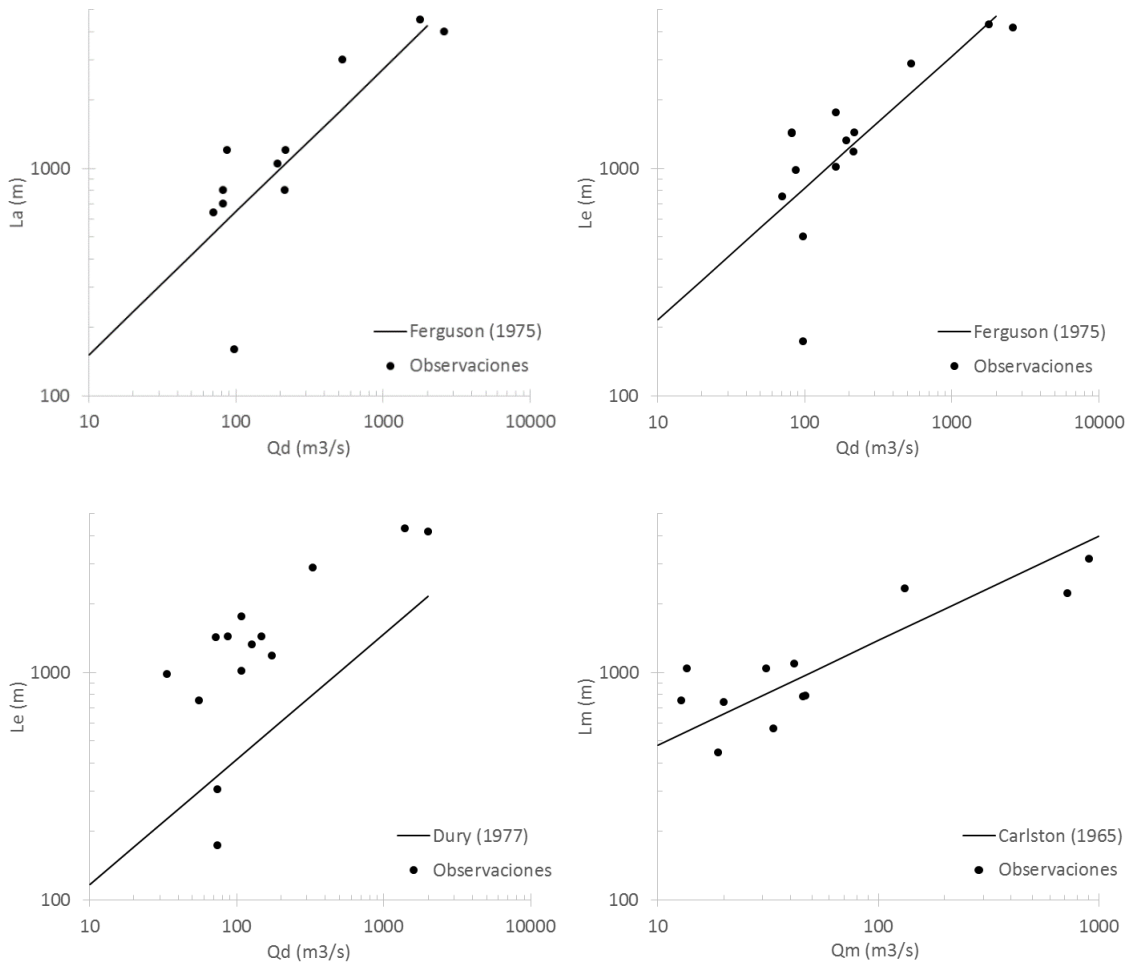




Figura 45. Relación entre parámetros morfométricos de los tramos estudiados en Patagonia y caudales representativos del régimen hídrico. Se incluye la línea de tendencia según los modelos empíricos propuestos por otros autores.

5.2 Paleocaudales de Rio Chico

Se aplicaron los modelos empíricos para estimar el módulo y el caudal dominante en el Rio Chico. En la tabla 9 se reportan los resultados. Considerando los valores medios de longitudes de meandros, se obtiene un caudal módulo de 6.9 m³/s y para el caudal dominante entorno a los 73 m³/s.

Tabla 9. Aplicación de modelos empíricos en la retrodicción de caudales característicos en el Rio Chico.

Tramo	Le (m)	La (m)	Lm (m)	Ferguson		Carlston
				Qd (Le)	Qd (La)	Qm (Lm)
1	613	600	397	60.4 (33-109)	89.2 (56-142)	6.7 (3.1-14)
2	730	400	354	81.6 (45-147)	46.8 (29-75)	5.2 (2.4-11)
3	696	600	460	75.2 (42-135)	89.2 (56-142)	9.2 (4.3-20)
Promedio	679	533	404	72.2 (40-130)	73.9 (46-118)	6.9 (3.2-15)

El caudal módulo resulta similar a las observaciones realizadas a mediados del siglo XX. Pronsato (1950) reporta mediciones de aforo realizadas entre octubre de 1945 y diciembre de 1947. El caudal medio en dicho periodo fue de 12.4 m³/s, con un mínimo de 5.3 m³/s en marzo/abril y máximo de 24 m³/s en diciembre.

El caudal dominante resulta ser 10 veces el caudal módulo. Este valor es excesivo si se considera que el Río Chico era un emisario y que atraviesa un territorio de clima semiárido hasta su desembocadura en el Rio Chico. Sería de esperar que el lago Colhué Huapi influyera en el régimen de caudales atenuando los ingresos desde el brazo del Rio Senguerr. Por ejemplo, en el tramo del Rio Senguerr que conecta a los lagos, la proporción Qd/Qm es de 4.7 y 2.9 para el tramo del Nacimiento en el Lago Fontana. Los caudales de ambos tramos están influenciados por el efecto de laminación que generan los lagos, aunque en el caso del tramo Buen Pasto exista una conexión con el Río Senguerr que ingresa al Lago Musters. En la figura 9 se muestra la variación de caudales Qd/Qm diferenciándose los tramos estudiados que son emisarios o próximos a un lago, de los tramos que tiene sus nacientes en la cuenca (y responden a un régimen pluvio-nival). Se observa claramente el efecto atenuador de los lagos. Siguiendo el modelo de regresión propuesto en la figura 9, se obtendría, a partir del caudal módulo del Río Chico, un caudal dominante de 26.1 m³/s (variando entre 1.7 y 53.9 m³/s).



La modelación hidrodinámica permite estimar el caudal de cauce lleno por una vía independiente. El caudal se define como aquel para el cual se produce un punto de inflexión en el área drenada. En la figura 11 se muestran las áreas inundadas modeladas para $45 \text{ m}^3/\text{s}$ y otra para $55 \text{ m}^3/\text{s}$. Entre dichos caudales se produce el desborde hacia la planicie adyacente. El punto de inflexión se produce con el caudal de $45 \text{ m}^3/\text{s}$. un segundo punto de inflexión ocurre para un caudal de $80 \text{ m}^3/\text{s}$, a partir del cual el flujo inunda el nivel de terraza fluvial adyacente.

Asumiendo que el caudal bankfull tiene una recurrencia similar a 1.58 años (Leopold, 1994), y que la relación $Q_d/Q_{1.58}$ es de 1.31 (figura 44), se estima un caudal dominante de $59 \text{ m}^3/\text{s}$. Si bien este valor es inferior en un 20% respecto a los obtenidos mediante los modelos morfológicos, se encuentra dentro del rango de variación (ver tabla 9).

Finalmente se desarrolló una hipótesis de distribución de caudal para ser utilizado en la modelación hidrodinámica del estuario en el escenario Chupat. La dificultad estriba en cómo sumar los aportes de los ríos Chubut y Chico. Los lagos Musters y Colhué Huapi no solo atenúan los picos de las crecidas, sino que también retienen transitoriamente el derrame del Río Senguerr. Esto genera un desplazamiento temporal en los derrames del brazo que conecta ambos lagos. En la figura 46 se muestra el ciclo de histéresis ejemplificados con los caudales del periodo 1993-1995. Como es de esperar, el ciclo tiene un sentido antihorario, produciéndose primero el pico de derrame en el Río Senguerr (estación de aforo Los Molinos) y posteriormente en el brazo que descarga al lago Colhué Huapi. Dado que se requiere comparar con el Río Chico, se procedió a realizar el mismo análisis considerando la serie de caudales en la estación Los Altares. Se detecta también un ciclo de histéresis, aunque en este caso tiene menor amplitud.

Se analizó la correlación entre la serie de caudales diarios del Río Senguerr en Buen Pasto y del Río Chubut en Los Altares para un periodo común 1/4/1993 a 31/3/2022. Se determinó la correlación entre las dos series para distintos desfases temporales desde 0 hasta 730 días (2 años). El caudal en el Río Senguerr para el día “k” es comparado con el caudal del Río Chubut en el día “k + tlag”. En la figura 47 se muestran los resultados. Se observan dos picos, el primero ocurre para un tlag de 326 días y el segundo para 693 días (que equivale a 328 días). Lo cual significa que la señal de caudales en el Río Senguerr está retrasada en 37 días respecto de los caudales en el Río Chubut.



Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
Facultad de Ingeniería – Practica Profesional Supervisada

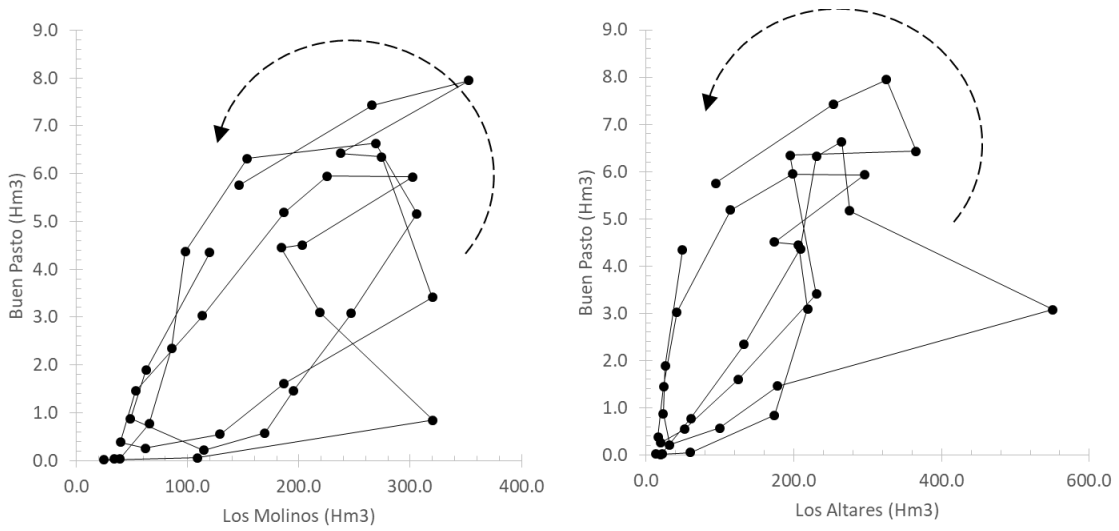


Figura 46. Comparación de derrames mensuales durante el periodo 1993-1995 en dos estaciones de aforo en el Río Senguerr (Los Molinos y Buen Pasto) y con el Río Chubut en Los Altares. La flecha indica el sentido temporal.

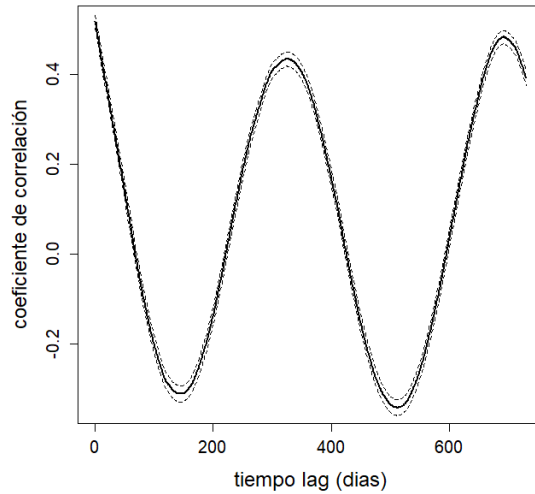


Figura 47. Correlación entre las series de caudales (Río Senguerr en Buen Pasto y Río Chubut en Los Altares) para diferentes tiempos lag (t_{lag}) de muestreo. Las líneas discontinuas indican el intervalo de confianza para un 95%.



5.3 Consideraciones finales: régimen de caudales escenario Chupat

Finalmente se estimó una serie de caudales del Rio Chubut en el estuario para el escenario Chupat. Para tal fin se realizan las siguientes hipótesis:

Hipótesis 1: caudales característicos.

El módulo de caudales en el Rio Chico es de 6.9 m³/s y el caudal para una duración del 1% es de 59 m³/s. Estos valores surgen del estudio de retrodicción de caudales y de la simulación hidrodinámica.

Hipótesis 2: ley de distribución de caudales.

La curva de duración de caudales del Rio Chico sigue una ley de distribución log-normal. Esta hipótesis se basa en la observación del patrón de flujos en ríos cordilleranos. La distribución log-normal tiene por particularidad la de sostener los caudales bajos de estiaje.

Hipótesis 3: Correlación entre los caudales del Rio Chico-Rio Chubut

La señal de caudales del Rio Chico está desfasada en 37 días respecto a los caudales del Rio Chubut. Esta suposición permite estimar la variación estacional en el régimen de caudales del Río Chico.

Hipótesis 4: Caudal máximo del Río Chico.

El caudal máximo está asociado a la inundación de las terrazas fluviales adyacentes. Se asumió un valor de 80 m³/s. Se requiere el uso de un criterio de limitación para evitar caudales excesivamente alto producto de la correlación con los caudales del Rio Chubut.



6. Bibliografía

Scordo et al. (2020) Natural and human impacts on the landscape evolution and hydrography of the Chico River basin (Argentinean Patagonia).

James et al. (2014) Mitigating systematic error in topographic models derived from UAV and ground-based image networks.

Chow ve te “Hidraulica de los canales abiertos”

Blade et al (2014) Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos.

Cea et al (2020) Benchmarking of the Iber capabilities for 2D free surface flow modelling.

Schumn (1963) Sinuosity of Alluvial Rivers on the Great Plains.

Schumn (1967) Meander Wavelength of Alluvial Rivers.

Dury (1976) Discharge prediction, present and former, from channel dimensions,

Ferguson (1975) Meander irregularity and wavelength estimation.

Roache (1997) Quantification of uncertainty in computational fluid dynamics.

7. Anexo

Tabla 10. Resumen de modelos de predicción de geometría del canal en base al caudal que circula. Los parámetros de ajuste responden a las expresiones $Q = a_0 L^{a_1} M^{a_2}$ y $L = b_0 Q^{b_1} M^{b_2}$. En donde L es la variable geométrica, Q es la variable hidrológica, M es el contenido de arcilla y limos utilizado en el modelo de Schumm (1967).

Variable hidrológica	Variable geométrica	a_0	a_1	a_2	b_0	b_1	b_2	REFERENCIA
Caudal dominante (1% de duración) Qd	Le	9.44E-4	1.724		56.8	0.580		Ferguson (1975)
	La	3.416e-3	1.590		35.6	0.629		Ferguson (1975)
	Ancho de fondo (bedwidth)	0.1664	1.786		2.73	0.56		Ferguson (1975)
Caudal medio anual (módulo) Qm	Lm	1.492e-5	2.174		166	0.46		Carlston (1965)
	Lm y contenido de arcilla+limo (M)	2.154e-10	2.941	2.176	1935	0.34	-0.74	Schumm (1967)
Crecida media anual Qma	Lm	3.429e-4	2		54	0.5		Dury (1964)
	Lm y contenido de arcilla+limo (M)	3.915e-6	2.083	1.542	394	0.48	-0.74	Schumm (1967)
Caudal promedio de máximo mensual Qmm	Lm	2.716e-5	2.174		126	0.46		Carlston (1965)
Crecida más probable (TR 1.58 años) - $Q_{1.58}$	Le	1.734e-3	1.818		33	0.55		Dury (1977)
Caudal Bankfull Qbk	Lm	1.536e-4	2.128		62	0.47		Ackers & Charlton (1970)
	Lm y contenido de arcilla+limo (M)	3.231e-7	2.326	1.720	618	0.43	-0.74	Schumm (1967)



Tabla 11. Resumen de parámetros geométricos para cada tramo estudiado

CURSO	TRAMO	Longitud (km)	Muestreo (m)	Long. de Meandro (pathwave)			Min	Longitud de Meandro (distancia entre puntos de inflexión)					Desv.est	Moda
				Le (m)	La (m)	Lm (m)		1er Cuartil	Mediana	Media	3er Cuartil	Max		
RIO CHUBUT	Loa Altares	22.0	100	1184.2	800	783	144.4	308.5	373.7	411.5	512.1	845.6	154.4	
RIO CHUBUT	Las Plumas	29.3	100	1666.7	1600		61.6	297.8	420.7	478.0	660.6	935.4	232.3	
RIO CHUBUT	Piedra Parada	36.3	100	1442.3	1200	1093.5	5.2	236.3	417.8	417.5	382.6	1067.1	215.8	408.2
RIO CHUBUT	Costa Chubut	40.2	100	1760.0	1200	1040.3	9.6	253.0	418.8	447.7	552.3	1205.6	220.3	444.4
				1012.0										250.0
RIO CHUBUT	El Maiten	20.9	50	1440.0	700	738.2	64.3	297.7	538.1	567.1	777.7	1737.0	355.4	346.9
RIO GUALJAINA	Gualjaina	12.6	40	752.9	640	750.0	128.6	255.9	433.5	490.1	659.1	1660.9	296.0	267.4
RIO SENGUERR	Nacimiento	14.9	40	173.0	160	568.7	116.8	195.2	237.8	275.8	351.6	645.6	117.1	222.1
				307.0										
RIO SENGUERR	Los Molinos	21.8	75	1323.5	1050	789.7	65.0	289.8	412.6	478.5	626.7	1301.8	263.0	337.4
RIO SENGUERR	Buen Pasto		50	981.8	1200	444.0	77.8	329.4	445.3	519.3	627.0	1184.9	263.6	292.4
RIO STA CRUZ	Esa. Fuhr	88.6	250	4285.7	4500	2230.1		286.1	406.8	481.5	684.9	1227.5	295.0	366.1
RIO COLORADO	Pichimauida	40.0	300	2892.9	3000	2343.6	231.4	356.4	433.8	477.2	647.2	771.8	171.1	424.4
RIO NEGRO	Primer Angostura	51.6	400	4153.8	4000	3160.9		333.6	460.3	436.3	538.4	853.0		503.6
RIO PENITENTES	Rincón de los Morros	24.2	100	1429.4	800	1035.7	111.0	284.6	424.0	425.2	521.4	1088.4	196.4	462.4
RIO CHICO	Tramo 1	27.24	100	612.8	600	397.0	68.9	207.8	311.3	301.1	379.2	685.4	122.4	338.0
RIO CHICO	Tramo 2	26.83	100	729.7	400	354.1	96.3	193.0	271.3	273.2	344.1	554.2	106.2	269.8
RIO CHIOCO	Tramo 3	31,30	100	695.7	600	460.3		164.4	251.4	249.2	312.0	615.6	112.3	291.9



Tabla 12. Resumen de parámetros que describen el régimen de caudales en los tramos seleccionados. La identificación (ID) corresponde al código asignado por la Secretaría de Recursos Hídricos. Se exponen valores de Caudal dominante (Qd), módulo (Qm), promedio de crecidas anuales (Qma), promedio de caudales máximos mensuales (Qmm), caudal con tiempo de retorno de 1.58 años ($Q_{1.58}$) y caudal bankfull o de cauce lleno (Q_{bk}).

CURSO	TRAMO	ID	PERIODO	Cant	Qd	Qm	Qma	Qmm	$Q_{1.58}$	Q_{bk}
				Años	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
RIO CHUBUT	El Maiten	2206	1943-2022	79	82.6	20.0	117.2	44.4	86.9	106.2
RIO CHUBUT	Costa del Chubut	2301	1990-2022	32	163.2	31.1	178.6	84.1	108.9	153.3
RIO CHUBUT	Piedra Parada	2211+2301	1990-2022	32	219.2	41.7	231.3	115.4	147.5	200.9
RIO CHUBUT	Los Altares	2207	1943-2022	79	217.0	45.9	234.5	117.5	173.9	212.5
GUALJAINA	Costa del Gualjaina	2211	1956-2022	66	70.2	12.8	80.3	36.9	55.5	71.3
SENGUERR	Los Molinos	2297	1986-2022	36	193.3	46.8	165.0	108.2	127.2	151.3
SENGUERR	Puente Buen Pasto	2264	1981-2022	41	87.9	18.8	47.1	46.3	33.8	42.3
SAN CRUZ	Estancia Fuhr	2802	1955-2022	54	1798.0	719.9	1533.9	1392.4	1390.8	1482.0
SENGUERR	Nacimiento	2215	1952-1999	30	98.2	33.7	89.5	70.1	74.2	84.0
PENITENTES	Rincón de los Morros	2819	1988-2021	33	82.1	13.6	96.7	38.7	72.3	87.9
COLORADO	Pichi Mahuida	1801	1919-1990	71	530.5	132.8	400.4	346.5	329.4	374.6
NEGRO	Primer Angostura	1809	1927-2021	45	2621.0	908.6	2304.5	1760.9	2006.2	2196.3