



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ASPECTOS HIDRÁULICOS EN EL DISEÑO DE UNA PLATAFORMA DE
GESTIÓN Y MONITOREO DE CANALES DE REGADÍO – APLICACIÓN AL
CASO DE LA JUNTA DE VIGILANCIA PRIMERA SECCIÓN DEL RÍO
ACONCAGUA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

IGNACIO ESTEBAN GONZÁLEZ CÁRDENAS

PROFESOR GUÍA:
CRISTIAN HADAD WESTPHAL

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
YARKO NIÑO CAMPOS
LUIS ARRAU DEL CANTO

SANTIAGO DE CHILE

2018

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: IGNACIO ESTEBAN GONZÁLEZ CÁRDENAS
FECHA: 2018
PROF. GUÍA: SR. CRISTIAN HADAD WESTPHAL

**ASPECTOS HIDRÁULICOS EN EL DISEÑO DE UNA PLATAFORMA DE
GESTIÓN Y MONITOREO DE CANALES DE REGADÍO – APLICACIÓN AL
CASO DE LA JUNTA DE VIGILANCIA PRIMERA SECCIÓN DEL RÍO
ACONCAGUA**

El control y gestión del recurso hídrico dentro de una red de canales de riego es de gran importancia. Típicamente esto se lleva a cabo por medio de mediciones puntuales con técnicas tradicionales de aforo y muchas veces por parte de cada uno de los regantes asociados a la red. Esto genera que la capacidad de monitoreo en tiempo real sea escasa, además de no ser efectiva en la detección del estado de la propia red. Es por esto que el presente Trabajo de Título aborda esta problemática por medio de la utilización de sensores de medición y la construcción de una red de monitoreo en tiempo real que permita la caracterización del flujo y de los canales.

Para esto se genera un modelo de simulación de un canal objetivo dentro de la red que abarca la Junta de Vigilancia de la primera sección del río Aconcagua, consistente en un punto de medición actual por canal de la red. Este modelo generado en el software HEC-RAS es calibrado con información real obtenida a través de la propia Junta de Vigilancia y de proyectos existentes en la zona.

Las simulaciones corresponden a la caracterización de la condición normal, definida como base, e identificar los cambios que esta presente ante eventos de aportes o extracciones no controladas, obstrucciones, embanque y variación del coeficiente de Manning. Estos cambios son detectados por medio de variaciones en la Curva de Descarga en distintos puntos dentro del canal a través del concepto del residual (diferencia entre alturas de escurrimiento influenciada por eventos y la condición base) neto y porcentual.

Del análisis de los resultados obtenidos se puede indicar que sí es posible caracterizar tanto la condición base como los eventos por medio de residuales. Además, es posible determinar la distribución de sensores en el canal con objeto de efectuar el monitoreo y control de este, resultando necesario en este caso la incorporación de cuatro sensores de altura a los existentes en el canal.

Si bien es efectivo el control en tiempo real, no es posible la detección instantánea de qué tipo de evento se puede estar produciendo ni distinguir entre embanque o variación del Manning solo con información de altura. Para mejorar la detección, es necesario además caracterizar la velocidad e incorporar esta medición en la red de monitoreo.

No obstante, el monitoreo solo de la altura de escurrimiento permite la detección temprana de anomalías en el escurrimiento, mejorando el tiempo de detección actual y dando oportunidad a una respuesta temprana ante los eventos.

A mí, familia y amigos, aquellos que siempre están...

AGRADECIMIENTOS

A mi profesor guía, Cristian Hadad, por su apoyo y buena disposición a lo largo de este trabajo, además de la paciencia y consejos.

A Rodrigo Riveros, Gerente de la Junta de Vigilancia de la primera sección del río Aconcagua, por apoyar este trabajo en las distintas visitas a terreno realizadas, la información facilitada y consultas resueltas durante la ejecución de este trabajo.

A mi familia, por su apoyo durante todo este proceso, desde que entre a la Universidad hasta ahora último. Sus oraciones parecen haber sido escuchadas.

A mis amigos de “*La Cafeta*”, tanto a los actuales como a los que han pasado, por la buena onda, apoyo y sobre todo paciencia. A Katy, Su y Roarce, en especial por el apoyo y valiosas conversaciones de este último tiempo. A todos ustedes: ¡Gracias por tanto estimados!

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	i
DEDICATORIA... ..	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
TABLA DE CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos	2
1.1.1. Objetivo General	2
1.1.2. Objetivos Específicos	2
1.2. Alcances	2
1.3. Metodología	3
CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Derechos de Agua	4
2.2. Organizaciones de Usuarios del Agua	4
2.3. Medición de Caudal	6
2.3.1. Método Volumétrico	6
2.3.2. Método Superficie – Velocidad.....	7
2.3.3. Estructuras Hidráulicas	8
2.3.4. Método Superficie – Pendiente	9
2.4. Obras Civiles de Riego y Aforadores	11
2.4.1. Bocatomas.....	11
2.4.2. Marcos Partidores.....	12
2.4.3. Compuertas.....	14
2.4.4. Desarenador.....	15
2.4.5. Vertederos.....	15
2.4.6. Canales	16
2.4.7. Tranques	16
2.5. Métodos de Cálculo y Simulación del Flujo en Redes de Canales	18
2.5.1. Eje Hidráulico	18
2.5.2. Ecuaciones de Saint-Venant.....	20
2.5.3. Modelo <i>lattice Boltzmann</i>	23
2.5.4. Modelo <i>Integrator Delay Zero (IDZ)</i>	24
2.6. Sensores de Medición	26
2.6.1. Sensores de Altura	27

2.6.2.	Sensores de Velocidad	27
2.6.3.	Sensores de Caudal	28
2.6.4.	Sensores de Presión	29
2.7.	Implementación Redes de Monitoreo	29
CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y CANAL OBJETIVO		33
3.1.	Rio Aconcagua	33
3.2.	Primera Sección Río Aconcagua y su Junta de Vigilancia	35
3.3.	Canal objetivo del estudio	38
3.4.	Campañas de Terreno y Recolección de Datos	40
3.4.1.	Campañas de Terreno	40
3.4.2.	“PROYECTO DE MEJORAS Y REVESTIMIENTO CANAL HURTADO”, MAS Recursos Naturales S.A. & WATS (2016)	42
3.4.3.	“FACTIBILIDAD UNIFICACIÓN DE BOCATOMAS RIO ACONCAGUA, PRIMERA SECCIÓN, V REGIÓN”, CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda. (2011)	42
CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA DE ESTUDIO.....		44
4.1.	Elaboración modelo HEC-RAS del Canal Hurtado.....	44
4.2.	Determinación de puntos de interés	44
4.2.1.	Punto 1: River Station 920.....	45
4.2.2.	Punto 2: River Station 1620.....	45
4.2.3.	Punto 3: River Station 2548,21.....	47
4.3.	Determinación hidrograma representativo y eventos a simular	48
4.4.	Análisis de los resultados de las simulaciones	54
4.4.1.	Elaboración Residuales.....	54
4.4.2.	Variabilidad Superficial del escurrimiento	55
CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y ANÁLISIS		58
5.1.	Modelo HEC-RAS del Canal Hurtado	58
5.2.	Puntos de interés	61
5.3.	Escurrecimiento en los eventos simulados.....	63
5.4.	Tiempo de Viaje	67
5.5.	Curvas de Descarga.....	70
5.5.1.	Punto 1: River Station 920.....	70
5.5.2.	Punto 2: River Station 1620.....	74
5.5.3.	Punto 3: River Station 2548,21.....	77
5.6.	Residuales	80
5.6.1.	Punto 1: River Station 920.....	80
5.6.2.	Punto 2: River Station 1620.....	82

5.6.3. Punto 3: River Station 2548,21.....	84
5.7. Corroboración/Determinación de puntos de medición.....	87
5.8. Detección de eventos por medio del registro de alturas de escurrimiento	92
5.9. Tabla característica de registro y metodología de levantamiento de alertas.....	98
5.10. Red de medición propuesta.....	101
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES	103
BIBLIOGRAFÍA.....	105
ANEXOS	107
A Curvas de Descarga en puntos de la red propuesta.....	107
B Gráficos de Escurrimiento de los eventos simulados.....	111
B.1 Base	111
B.2 Aporte en RS 500 del 20%.....	111
B.3 Aporte en RS 500 del 50%.....	113
B.4 Aporte en RS 500 del 80%	114
B.5 Aporte en RS 1250 del 20%	115
B.6 Aporte en RS 1250 del 50%	117
B.7 Aporte en RS 1250 del 80%	118
B.8 Aporte en RS 1998,21 del 20%	119
B.9 Aporte en RS 1998,21 del 50%	121
B.10 Aporte en RS 1998,21 del 80%	122
B.11 Extracción en RS 500 del 20%.....	123
B.12 Extracción en RS 500 del 50%.....	125
B.13 Extracción en RS 500 del 80%.....	126
B.14 Extracción en RS 1250 del 20%	127
B.15 Extracción en RS 1250 del 50%	129
B.16 Extracción en RS 1250 del 80%	130
B.17 Extracción en RS 1998,21 del 20%.....	131
B.18 Extracción en RS 1998,21 del 50%.....	133
B.19 Extracción en RS 1998,21 del 80%	134
B.20 Embanque desde RS 800 a 1420	135
B.21 Obstrucción en RS 920 del 30%	137
B.22 Obstrucción en RS 920 del 50%	138
B.23 Obstrucción en RS 920 del 80%	139
B.24 Obstrucción en RS 1620 del 30%.....	141
B.25 Obstrucción en RS 1620 del 50%.....	142
B.26 Obstrucción en RS 1620 del 80%.....	143

B.27	Obstrucción en RS 2548,21 del 30%.....	145
B.28	Obstrucción en RS 2548,21 del 50%.....	146
B.29	Obstrucción en RS 2548,21 del 80%.....	147
B.30	Variación Manning desde RS 800 al 1420.....	149
C	Obras de Arte	151
C.1	OA – 01: Bocatoma	151
C.2	OA – 02: Compuerta Lateral	152
C.3	OA – 03: Muro Lateral	153
C.4	OA – 04: Compuerta de Regulación.....	154
C.5	OA – 05: Descarga desde Canal	156
C.6	OA – 06: Atravieso	158
C.7	OA – 07: Canalización	159
C.8	OA – 08: Atravieso	160
C.9	OA – 09: Puente	161
C.10	OA – 10: Puente.....	162
C.11	OA – 11: Descarga desde Canal	163
C.12	OA – 12: Descarga desde Canal.....	164
C.13	OA – 13: Compuerta de Regulación	165
C.14	OA – 14: Atravieso.....	166
C.15	OA – 15: Tranque Vizcachas	168

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Ubicación estaciones fluviométricas DGA vigentes en Primera Sección Río Aconcagua.	35
Tabla 3-2: Derechos de agua de asociados a la Junta de Vigilancia primera sección río Aconcagua.	37
Tabla 3-3: Ubicación Obras de Arte en canal objetivo.	39
Tabla 4-1: Descripción eventos de simulación sobre el canal.	50
Tabla 5-1: Coeficientes de Manning en modelo de simulación.	60
Tabla 5-2: Descripción coeficientes de contracción/expansión utilizados.	61
Tabla 5-3: Resumen escurrimiento por evento a caudal base máximo.	65
Tabla 5-4: Tabla característica de registro propuesta.	98
Tabla 5-5: Ejemplo de uso Tabla característica de registro.....	100
Tabla C-1: Descripción obra OA-01.....	151
Tabla C-2: Descripción obra OA-02.....	152
Tabla C-3: Descripción obra OA-03.....	153
Tabla C-4: Descripción obra OA-04.....	154
Tabla C-5: Descripción obra OA-05.....	156
Tabla C-6: Descripción obra OA-06.....	158
Tabla C-7: Descripción obra OA-07.....	159
Tabla C-8: Descripción obra OA-08.....	160
Tabla C-9: Descripción obra OA-09.....	161
Tabla C-10: Descripción obra OA-10.....	162
Tabla C-11: Descripción obra OA-11.....	163
Tabla C-12: Descripción obra OA-12.....	164
Tabla C-13: Descripción obra OA-13.....	165
Tabla C-14: Descripción obra OA-14.....	166
Tabla C-15: Descripción obra OA-15.....	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Cálculo del caudal en cañerías a partir de la altura de un chorro vertical.	6
Figura 2.2: Ejemplos de curvas de igual velocidad en diferentes secciones de canal.	7
Figura 2.3: Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal abierto (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994).	7
Figura 2.4: Esquema sección transversal subdividida.	8
Figura 2.5: Variación de la curva de descarga en un río a lo largo del tiempo.	9
Figura 2.6: Alteraciones en la curva de descarga debido a fenómenos puntuales.	10
Figura 2.7: Esquema bocatoma superficial en un río.	12
Figura 2.8: Vista desde aguas arriba (izquierda) y desde aguas abajo (derecha) bocatoma Canal Matriz, Primera Sección río Aconcagua.	12
Figura 2.9: Esquema marco partididor de escurrimiento crítico.	13
Figura 2.10: Ejemplo marco partididor.	13
Figura 2.11: Esquema compuerta plana.	14
Figura 2.12: Vista desde aguas arriba compuertas en bocatoma Canal Matriz, Primera Sección río Aconcagua.	14
Figura 2.13: Ejemplos de vertederos de pared gruesa y pared delgada (de izquierda a derecha, respectivamente).	15
Figura 2.14: Esquema vertedero lateral.	16
Figura 2.15: Esquema tipo embalse de regulación corta.	17
Figura 2.16: Vista aérea Tranque Vizcachas, Primera Sección río Aconcagua.	18
Figura 2.17: Esquema eje hidráulico.	19
Figura 2.18: Tramo elemental de canal para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant.	22
Figura 2.19: Vista longitudinal (izquierda) y lateral (derecha) de un canal rectangular abierto.	24
Figura 2.20: Representación de velocidades modelo LB D1Q3.	24
Figura 2.21: Esquema sensor ultrasónico.	27
Figura 2.22: Esquema sensor de velocidad ultrasónico.	27
Figura 2.23: aforo mediante sensor ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler).	28
Figura 2.24: Sensor Qliner (izquierda) y aforo de un cauce con el dispositivo (derecha).	28
Figura 2.25: Ejemplo de sensores hidrostáticos.	29
Figura 2.26: Compuertas FlumeGate (izquierda) y SlimMeter (derecha).	30
Figura 2.27: Componentes básicos de SCADA.	31
Figura 3.1: Secciones Cuenca Río Aconcagua.	33
Figura 3.2: Cauces principales en la cuenca del río Aconcagua.	34
Figura 3.3: Curva de Variación Estacional estación Río Aconcagua en Chacabuquito (registro caudales medios mensuales de abril de 1987 a marzo 2017, DGA).	34
Figura 3.4: Primera Sección Río Aconcagua - Canales de riego existentes, cauces principales y estaciones fluviométricas DGA vigentes.	36
Figura 3.5: Esquema canal objetivo - Canales Matriz y Hurtado.	38
Figura 3.6: Esquema ubicación obras de arte en canal objetivo.	39
Figura 3.7: Visita Terreno 1 – Canal La Pirca y sensor de medición, vista desde aguas arriba (izquierda); Compuerta de Regulación Canal Ahumada vista desde aguas abajo (derecha).	40

Figura 3.8: Visita Terreno 2 – Canal Santander y sensor de medición, sección con embanque (izquierda); Sensor de medición Canal Rinconada, vista desde aguas arriba (derecha).....	41
Figura 3.9: Visita Terreno 3 - Captación/Entrega a Tranque (izquierda) y Compuerta de Descarga a río desde Tranque (derecha).	41
Figura 3.10: Localización Tramo Canal Hurtado objeto del levantamiento.	42
Figura 4.1: Zona RS 920.....	45
Figura 4.2: Esquema planta puente atravieso.	46
Figura 4.3: Vista aérea puente atravieso.....	46
Figura 4.4: Esquema vista en planta atravieso quebrada “El Huape”.	47
Figura 4.5: Vista hacia aguas arriba de la quebrada "El Huape".	48
Figura 4.6: Hidrograma representativo condición base.....	49
Figura 4.7: Ubicación eventos de aporte/extracción en el canal.....	52
Figura 4.8: Ubicación eventos de obstrucción en el canal.	52
Figura 4.9: Ubicación eventos de embanque y variación de Manning en el canal.	53
Figura 4.10: Esquemización embanque en canal objetivo.	53
Figura 4.11: Esquema ilustrativo variabilidad natural descrita.	56
Figura 5.1: Vista en planta modelo de simulación generado.....	58
Figura 5.2: Perfil longitudinal Canal Hurtado en modelo HEC-RAS.	59
Figura 5.3: Ubicación Obras de Arte en Canal Objetivo.....	59
Figura 5.4: Calibración coeficiente de Manning en lecho (1).	60
Figura 5.5: Calibración coeficiente de Manning en lecho (2).....	61
Figura 5.6: Sección Transversal Primer punto de interés, RS 920.	62
Figura 5.7: Sección Transversal Segundo punto de interés, RS 1620.	62
Figura 5.8: Sección Transversal Tercer punto de interés, RS 2458,21.	63
Figura 5.9: Esquema Puntos y Zonas de Interés en el canal (perfil longitudinal).....	64
Figura 5.10: Esquema Puntos y Zonas de Interés en el canal (vista en planta).....	64
Figura 5.11: Tiempo de Viaje por RS.....	67
Figura 5.12: Tiempo de Viaje Parametrizado por RS	68
Figura 5.13: Tiempo de Viaje en RS 920, 1620 y 2548,21.	69
Figura 5.14: Tiempo de Viaje y holguras asociadas en puntos de interés.	69
Figura 5.15: Curva de Descarga RS 920.	70
Figura 5.16: Curvas de Descarga por evento en RS 920.	71
Figura 5.17: Resultados en RS 920 de eventos de extracción en RS 500.....	72
Figura 5.18: Resultados en RS 920 de condición base sobre el canal.	72
Figura 5.19: Resultados en RS 920 de eventos de aporte en RS 500.	73
Figura 5.20: Curvas de Descarga final por evento en RS 920.	73
Figura 5.21: Curva de Descarga RS 1620.	74
Figura 5.22: Curvas de Descarga por evento en RS 1620.....	75
Figura 5.23: Curvas de Descarga final por evento en RS 1620.....	75
Figura 5.24: Resultados en RS 1620 de eventos de extracción en RS 1250.	76
Figura 5.25: Resultados en RS 1620 de condición base sobre el canal.	76
Figura 5.26: Curva de Descarga RS 2548,21.....	77
Figura 5.27: Curvas de Descarga por evento en RS 2548,21.	78
Figura 5.28: Resultados en RS 1998,21 de eventos de extracción en RS 2548,21.	78
Figura 5.29: Resultados en RS 2548,21 de condición base sobre el canal.	79
Figura 5.30: Curvas de Descarga final por evento en RS 2548,21.	79
Figura 5.31: Residual neto base RS 920.	80
Figura 5.32: Residual porcentual base RS 920.....	81

Figura 5.33: Rango residuales netos asociados a RS 920.	81
Figura 5.34: Rango residuales porcentuales asociados a RS 920.	82
Figura 5.35: Residual neto base RS 1620.....	83
Figura 5.36: Residual porcentual base RS 1620.	83
Figura 5.37: Rango residuales netos asociados a RS 1620.	84
Figura 5.38: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1620.....	84
Figura 5.39: Residual neto base RS 2548,21.	85
Figura 5.40: Residual porcentual base RS 2548,21.	85
Figura 5.41: Rango residuales netos asociados a RS 2548,21.	86
Figura 5.42: Rango residuales porcentuales asociados a RS 2548,21.....	86
Figura 5.43: Rango residuales netos asociados a RS 910.	88
Figura 5.44: Rango residuales porcentuales asociados a RS 910.....	88
Figura 5.45: Rango residuales netos asociados a RS 1220.	89
Figura 5.46: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1220.....	89
Figura 5.47: Rango residuales netos asociados a RS 1617,78.....	90
Figura 5.48: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1617,78.	90
Figura 5.49: Rango residuales netos asociados a RS 2418,21.	91
Figura 5.50: Rango residuales porcentuales asociados a RS 2418,21.	91
Figura 5.51: Tiempo de Viaje puntos de medición propuestos para red de monitoreo. ...	92
Figura 5.52: Velocidades en el canal para el caso base y el aporte en RS 1250 del 80%. .	95
Figura 5.53: Velocidades en el canal para el caso base y la extracción en RS 1250 del 80%.	96
Figura 5.54: Velocidades en el canal para el caso base y la obstrucción en RS 920 del 80%.	96
Figura 5.55: Velocidades en el canal para el caso base y el embanque entre RS 800 y RS 1420.	97
Figura 5.56: Velocidades en el canal para el caso base y la variación del Manning entre RS 800 y RS 1420.	97
Figura 5.57: Distribución puntos de medición red propuesta (perfil longitudinal).	102
Figura 5.58: Distribución puntos de medición red propuesta (vista en planta).....	102
Figura A.1: Curva de Descarga en RS 0.....	107
Figura A.2: Curva de Descarga en RS 910.	108
Figura A.3: Curva de Descarga en RS 1220.	108
Figura A.4: Curva de Descarga en RS 1617,78.	109
Figura A.5: Curva de Descarga en RS 1877,3.....	109
Figura A.6: Curva de Descarga en RS 2418,21.....	110
Figura B.1: Esguerrimiento caso base, caudal base mínimo.	111
Figura B.2: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 20%, caudal base mínimo.	112
Figura B.3: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 20%, caudal base máximo.	112
Figura B.4: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 50%, caudal base mínimo.	113
Figura B.5: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 50%, caudal base máximo.....	114
Figura B.6: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 80%, caudal base mínimo.....	115
Figura B.7: Esguerrimiento Aporte en RS 500 del 80%, caudal base máximo.....	115
Figura B.8: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 20%, caudal base mínimo.	116
Figura B.9: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 20%, caudal base máximo.	116
Figura B.10: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 50%, caudal base mínimo.....	117
Figura B.11: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 50%, caudal base máximo.	118
Figura B.12: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 80%, caudal base mínimo.....	119
Figura B.13: Esguerrimiento Aporte en RS 1250 del 80%, caudal base máximo.	119

Figura B.14: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 20%, caudal base mínimo.	120
Figura B.15: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 20%, caudal base máximo.	120
Figura B.16: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 50%, caudal base mínimo.	121
Figura B.17: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 50%, caudal base máximo.	122
Figura B.18: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 80%, caudal base mínimo.	123
Figura B.19: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 80%, caudal base máximo.	123
Figura B.20: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 20%, caudal base mínimo.	124
Figura B.21: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 20%, caudal base máximo.	124
Figura B.22: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 50%, caudal base mínimo.	125
Figura B.23: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 50%, caudal base máximo.	126
Figura B.24: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 80%, caudal base mínimo.	127
Figura B.25: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 80%, caudal base máximo.	127
Figura B.26: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 20%, caudal base mínimo.	128
Figura B.27: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 20%, caudal base máximo.	128
Figura B.28: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 50%, caudal base mínimo.	129
Figura B.29: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 50%, caudal base máximo.	130
Figura B.30: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 80%, caudal base mínimo.	131
Figura B.31: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 80%, caudal base máximo.	131
Figura B.32: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 20%, caudal base mínimo. .	132
Figura B.33: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 20%, caudal base máximo. .	132
Figura B.34: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 50%, caudal base mínimo. .	133
Figura B.35: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 50%, caudal base máximo. .	134
Figura B.36: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 80%, caudal base mínimo. .	135
Figura B.37: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 80%, caudal base máximo. .	135
Figura B.38: Escurrimiento Embanque desde RS 800 a 1420, caudal base mínimo.	136
Figura B.39: Escurrimiento Embanque desde RS 800 a 1420, caudal base máximo. ...	136
Figura B.40: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 30%, caudal base mínimo.	137
Figura B.41: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 30%, caudal base máximo.	138
Figura B.42: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 50%, caudal base mínimo.	139
Figura B.43: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 50%, caudal base máximo.	139
Figura B.44: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 80%, caudal base mínimo.	140
Figura B.45: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 80%, caudal base máximo.	140
Figura B.46: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 30%, caudal base mínimo.	141
Figura B.47: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 30%, caudal base máximo. ...	142
Figura B.48: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 50%, caudal base mínimo. ...	143
Figura B.49: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 50%, caudal base máximo. ...	143
Figura B.50: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 80%, caudal base mínimo. ...	144
Figura B.51: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 80%, caudal base máximo. ...	144
Figura B.52: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 30%, caudal base mínimo.	145
Figura B.53: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 30%, caudal base máximo.	146
Figura B.54: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 50%, caudal base mínimo.	147
Figura B.55: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 50%, caudal base máximo.	147
Figura B.56: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 80%, caudal base mínimo.	148
Figura B.57: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 80%, caudal base máximo.	148

Figura B.58: Escurrimiento Variación Manning desde RS 800 al 1420, caudal base mínimo.	149
Figura B.59: Escurrimiento Variación Manning desde RS 800 al 1420, caudal base máximo.	150
Figura C.1: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-01.	152
Figura C.2: Vista desde Bocatoma (izquierda) y vista desde camino E-765 (derecha). .	153
Figura C.3: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-03.....	154
Figura C.4: Vista desde aguas arriba (arriba izquierda), vista desde aguas abajo (arriba derecha) y esquema planta (abajo) obra OA-04.....	155
Figura C.5: Imagen (arriba) y esquema planta (abajo) obra OA-05.	157
Figura C.6: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-06.	158
Figura C.7: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-07.	159
Figura C.8: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-08.	160
Figura C.9: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-09.	161
Figura C.10: Imagen (izquierda) y esquema sección transversal (derecha) obra OA-10.	162
Figura C.11: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-11.....	163
Figura C.12: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-12.....	164
Figura C.13: Esquema planta obra OA-13.....	165
Figura C.14: Vista hacia aguas abajo desde obra OA-13.....	166
Figura C.15: Imagen (arriba izquierda), esquema planta (arriba derecha) y esquema sección transversal (abajo) obra OA-14.	167
Figura C.16: Vista aérea obra OA-15.	168

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

Los actuales sistemas de medición y telemetría, dada su tendencia a la baja en términos de costo (respecto a su instalación y mantención, a medida que avanza el conocimiento y tecnología de estos), se presentan como una oportunidad de ser implementados a gran escala en canales de regadío, tomando como objetivo principal el modernizar y mejorar tanto la medición como la gestión de los sistemas de reparto actuales. En esa línea es que se desea aportar herramientas para construir una red de monitoreo, complementaria a las estaciones fluviométricas convencionales de gran escala, que permitan monitorear en tiempo real las redes de canales de riego y entregar herramientas para modernizar y mejorar los sistemas de reparto.

Por medio de la lectura de datos de sensores se puede obtener información de altura, caudal y en ocasiones incluso velocidad, además de representar la variabilidad temporal de lo que se mida. Con esta información es que se busca identificar los parámetros hidráulicos más relevantes en el diseño y operación de los canales de regadío, como por ejemplo rugosidad, embancamientos, socavación, presencia de obstrucciones, zonas de desborde o aportes no controlados, entre otros, con la finalidad de dotar a la red de elementos de autodiagnóstico al controlar temporalmente el estado de los parámetros identificados y su influencia en la gestión de la red, entendida como el abastecimiento de los derechos consuntivos de los diferentes miembros de la red.

Dentro del contexto de canales de regadío, se estima que el agua para riego representa el 80% del consumo total de agua dulce del mundo y que solo el 30% de esta agua se entrega efectivamente a la planta. Por lo tanto, la eficiencia del agua en los sistemas de regadío es muy baja y esto se debe en parte a su manejo (Litrico & Fromion, 2009).

La agricultura de riego representa el 40% de la producción de alimentos a nivel mundial (Litrico & Fromion, 2009). Si se considera la creciente demanda producto del crecimiento de la población, la agricultura debe enfrentar el reto de aumentar la producción agrícola mientras, a la vez, controla el consumo de agua. Esto, sumado a que el agua también es consumida/utilizada por otros usuarios (domésticos o industriales) constituye un fuerte incentivo para modernizar la gestión de los canales de riego utilizando métodos de control modernos.

Por otra parte, resulta importante destacar que perfeccionar el monitoreo de canales de regadío se enmarca no solo dentro de la necesidad de mejorar la gestión, sino del propio interés de canalistas (en este caso la Junta de Vigilancia Primera Sección Río Aconcagua) y de las políticas públicas del país, como consta en la “Política Nacional para los recursos hídricos 2015” (Ministerio del Interior y Seguridad Pública, 2015), en donde dentro de las medidas para enfrentar el déficit hídrico proyectado destaca la iniciativa de “Impulsar el desarrollo de nuevas tecnologías para mejorar disponibilidad y ahorro de los recursos hídricos”.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo General

El presente trabajo de título tiene por objetivo principal el poder definir los principales aspectos hidráulicos que puedan incorporarse al diseño de una plataforma de gestión y monitoreo de canales de regadío, orientada tanto a los recursos como a la infraestructura.

1.1.2. Objetivos Específicos

1. Realizar una descripción de la situación actual en la gestión de los recursos hídricos en canales de regadío, y un diagnóstico en terreno de la situación actual de la Primera Sección Río Aconcagua, caracterizando la zona en estudio y el estado de la infraestructura existente, incluyendo elementos de monitoreo preexistentes.
2. Identificar conceptualmente las variables hidráulicas más relevantes, asociadas a la gestión del recurso y la infraestructura, y realizar una revisión de las tecnologías existentes respecto de sensores de medición, y su aplicabilidad en cada caso.
3. Seleccionar un sector estratégico del canal, con información suficiente y simular por medio del software HEC-RAS, diferentes escenarios de escurrimiento, tanto esperados como posibles eventos puntuales por determinar, que permita incorporar posibles puntos de medición, y que sirva de calibración a un posterior modelo numérico de rápida resolución, que represente la modelación en HEC-RAS y que permita describir la variación temporal del escurrimiento.
4. Analizar los resultados de la simulación y definir la densidad y ubicación necesaria de los sensores más relevantes para la correcta descripción temporal de los parámetros hidráulicos anteriormente identificados.

1.2. Alcances

Este estudio tiene por objeto el caracterizar la respuesta del canal objetivo frente a distintos eventos posibles a ocurrir, entender y parametrizar estos eventos por medio de conceptos hidráulicos que los identifiquen (preferentemente la altura de escurrimiento), para así lograr establecer los puntos de medición apropiados que permitan lograr el monitoreo del canal.

No es objeto de estudio el definir que tecnología asociar a la telemetría ni la elaboración de una plataforma de interacción con el usuario final, sino acoplar a la ya existente en la zona de estudio los puntos de medición necesarios para lograr el monitoreo y como realizar la detección de eventos a ocurrir, por medio del mismo registro realizado en el canal.

1.3. Metodología

Para alcanzar lo antes planteado se propone la siguiente metodología de trabajo:

1. Revisión del estado del arte de la gestión de recursos hídricos en canales de regadío y su tecnología: Para esto se realizará una revisión bibliográfica en papers científicos, documentos de instituciones educacionales y/o de estado con tal de caracterizar el estado actual de la gestión de recursos hídricos en canales de regadío. En este punto se enfatizará tanto en el propio estado de la gestión del recurso como en los procedimientos adoptados comúnmente, modelos numéricos en la gestión del recurso, tecnologías utilizadas, casos donde se utilicen sensores de medición en canales y transmisión por telemetría, y la aplicabilidad de esta última tecnología. Respecto de este último punto, se realizará una revisión del estado actual de la tecnología y las opciones disponibles en el mercado, tanto de sensores como de aspectos generales de telemetría.
2. Descripción detallada del canal objetivo: Se debe caracterizar la red de monitoreo existente, y el canal desde el punto de vista hidráulico. Se propone para estos fines una(s) visita(s) a terreno para la inspección y el levantamiento de toda la información relevante, incluyendo eventuales aforos, registros de caudal y dimensiones generales del canal, con el objetivo de identificar el estado de la infraestructura existente. Por otra parte, por medio de la Junta de Vigilancia de la Primera Sección del Río Aconcagua, se espera acceder a documentación histórica y descriptiva del canal objetivo, poniendo énfasis en las falencias actuales referentes a la medición.
3. Estudio y planteamiento de una red de monitoreo complementaria y la identificación de los parámetros hidráulicos que puedan ser incorporados: Acorde a la revisión bibliográfica y a las características del canal objetivo, se realizará sobre la base de las actuales secciones de medición, el diseño conceptual de una red de monitoreo y un levantamiento de las variables hidráulicas más relevantes, asociadas tanto a la gestión del recurso como a la infraestructura existente.
4. Simulaciones del sistema: Una primera simulación del sistema se realizará por medio de HEC-RAS, con la finalidad de caracterizar el comportamiento del sistema y que este sirva de calibración e implementación de un algoritmo, en este caso de resolución numérica, que permita describir la variación temporal del escurrimiento y de los parámetros anteriormente identificados. Dichas simulaciones se efectuarán bajo distintos escenarios de escurrimiento tanto esperados como posibles eventos puntuales por representar de acuerdo a los resultados del levantamiento efectuado en el punto anterior.
5. Recomendación y definición de variables hidráulicas que puedan ser incorporadas a la red: Sobre la base de los resultados de la simulación, y el levantamiento final de los parámetros hidráulicos más destacados, y los requerimientos relacionados con la densidad, ubicación de sensores de medición y/u obras civiles necesarias para que el monitoreo de dichos parámetros sea incorporado como elemento de gestión del sistema completo de regadío.

CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

El presente capítulo se estructura de forma temática abarcando los conceptos técnicos y jurídicos que son necesarias a revisar y tomar en cuenta en la realización de este trabajo de título.

2.1. Derechos de Agua

Un punto importante a tener en cuenta es el aspecto normativo de las aguas en el país. Para que una persona, natural o jurídica, pueda utilizar este recurso, debe contar con un derecho de aprovechamiento, el cual se define como un derecho real que recae sobre las aguas y consiste en el uso y goce de ellas, con los requisitos y en conformidad a las reglas que prescribe el Código de Aguas (1981). A su vez, este derecho es de dominio de su titular, quien podrá usar, gozar y disponer de él en conformidad a la ley (Art. 6° Código de Aguas, 1981).

Para poder adjudicar este derecho se debe tener claridad de qué es lo que se entregará. Esta cuestión queda zanjada por el Código de Aguas (Art. 5°) en donde se indica que las aguas son bienes nacionales de uso público y que se otorga a los particulares el derecho de aprovechamiento de las mismas. Pero este artículo, según la discusión que actualmente se mantiene en el Senado del país, podría sufrir modificaciones en cuanto a introducir el concepto de prioridades en el uso, esperando así poder dotar a la entidad fiscalizadora (DGA) de mayores atribuciones y de poder asegurar los usos preferenciales en situaciones de escasez hídrica.

Otro aspecto importante, y que aparentemente no sufriría modificaciones, es la obligación de aforar por parte de los usuarios del agua, y que este aforo, junto con el derecho de aprovechamiento, se expresará en volumen por unidad de tiempo (Art 7° Código de Aguas, 1981).

2.2. Organizaciones de Usuarios del Agua

Se entiende por organizaciones de usuarios del agua a aquellas organizaciones reglamentadas por el Código de Aguas. Estas tienen por objeto administrar las fuentes de agua y las obras a través de las cuales estas son extraídas, captadas y/o conducidas (Código de Aguas, 1981). La conforman personas naturales o jurídicas que tienen derechos de aprovechamiento en las aguas de un mismo canal, cauce, embalse, o aprovechan las aguas de un mismo acuífero; derechos que deben ser previamente otorgados por la Dirección de Aguas.

Ya sean estas organizaciones de usuarios del agua o un único propietario de derechos de aprovechamiento, según sea el caso, está en la obligación de construir a lo menos una bocatoma con compuertas de cierre y de descarga y un canal que permita devolver las aguas o su exceso al cauce de origen, además de los dispositivos que permitan controlar y aforar el agua que se extrae (Art 38° Código de Aguas, 1981).

Se pueden distinguir tres tipos de organizaciones de usuarios del agua según el Código de Aguas: Comunidades de Aguas, Asociaciones de Canalistas y Juntas de Vigilancia.

Las Comunidades de Agua tienen por objetivo distribuir el recurso de acuerdo a los derechos de aprovechamiento que poseen los usuarios en cada una de las obras que les son comunes. Se organizan en torno de cauces artificiales y su funcionamiento está normado en el artículo 187 y siguientes del Código de Aguas.

Resulta interesante mencionar en este punto que, si bien lo anterior es estrictamente en términos del Código de Aguas, en el Atlas del Agua – Chile 2016 (Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, 2015) se hace mención a dos tipos de Comunidad de Aguas:

- Comunidad de Aguas superficiales: Son aquellas organizaciones de usuarios conformadas por todos los titulares de derechos de aguas que captan, conducen y distribuyen, las aguas a que tienen derecho en la fuente natural por medio de una obra hidráulica de aprovechamiento común.
- Comunidad de Aguas Subterráneas: Son aquellas organizaciones de usuarios formadas por el conjunto de titulares de derecho que aprovechan las aguas de un mismo Sector Hidrogeológico de Aprovechamiento Común (SHAC) o acuífero. Su función principal es el control de extracciones con el objeto de regular la explotación del acuífero a través del manejo de la información de usuarios, pozos y disponibilidad del recurso del SHAC o acuífero.

Por su parte, las Asociaciones de Canalistas se constituyen en torno a cauces artificiales, y normalmente se organizan en los canales matrices de los sistemas de riego extra prediales, cuya fuente es el cauce natural. Están normadas en el artículo 257° y siguientes del Código de Aguas.

Las Juntas de Vigilancia son organizaciones de usuarios que en cualquier forma aprovechen aguas superficiales o subterráneas de una misma cuenca u hoya hidrográfica (Art 263° Código de Aguas, 1981). Estas tienen por finalidad administrar y distribuir las aguas a que tienen derecho sus miembros en los cauces naturales; explotar y conservar las obras de aprovechamiento común, y realizar los demás fines que les encomienden la ley y sus estatutos. Podrán construir nuevas obras relacionadas o mejorar las existentes, con autorización de la Dirección General de Aguas.

Es común ver, dada las formas de organización existentes, Juntas de Vigilancia cuyos usuarios sean Asociaciones de Canalistas, Comunidades de Agua y/o personas naturales o jurídicas con derechos de aprovechamiento. Así, la responsabilidad que le compete a la Junta de Vigilancia es supervisar que el recurso se entregue en la cantidad que a cada asociación, comunidad o persona le corresponde, por lo que su competencia es desde la bocatoma hasta el punto en el que se hace la entrega al usuario respectivo. En el caso de comunidades y asociaciones, es responsabilidad de estas distribuir el recurso en la cantidad que tengan derecho de aprovechamiento sus usuarios.

Cabe mencionar que, según indica el artículo 206° del Código de Aguas, los propios usuarios son los responsables de extraer el agua por medio de dispositivos que permitan aforarla, tales como compuertas, marcos partidores u otros, previa autorización para la construcción de tal dispositivo por parte del directorio de la Comunidad, Asociación o Junta de Vigilancia respectiva.

2.3. Medición de Caudal

Los métodos de medir caudales se pueden clasificar en directos e indirectos. De estos los más utilizados son:

Métodos directos:

Método Volumétrico

Método Superficie - Velocidad

Métodos indirectos:

Estructuras Hidráulicas.

Método Superficie - Pendiente.

Estos métodos pueden ser utilizados tanto en cauces naturales como artificiales, dependiendo de las condiciones y magnitud de cada cauce el poder utilizar uno u otro método.

2.3.1. Método Volumétrico

Corresponde a medir el tiempo que se demora en llenar un recipiente de volumen conocido. Es de los métodos más simples, preferentemente utilizado para pequeños caudales. Para mejorar la precisión de la medición es recomendable repetir la metodología sucesivamente y comparar la diferencia entre cada oportunidad.

Si la corriente se puede desviar hacia una cañería de manera que descargue sometida a presión, el caudal se puede calcular a partir de mediciones del chorro. Si la cañería se puede colocar de manera que la descarga se efectúe verticalmente hacia arriba, la altura que alcanza el chorro por encima del extremo de la tubería se puede medir y el caudal se calcula a partir de una fórmula adecuada tal como se indica en la Figura 2.1 (Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2017).

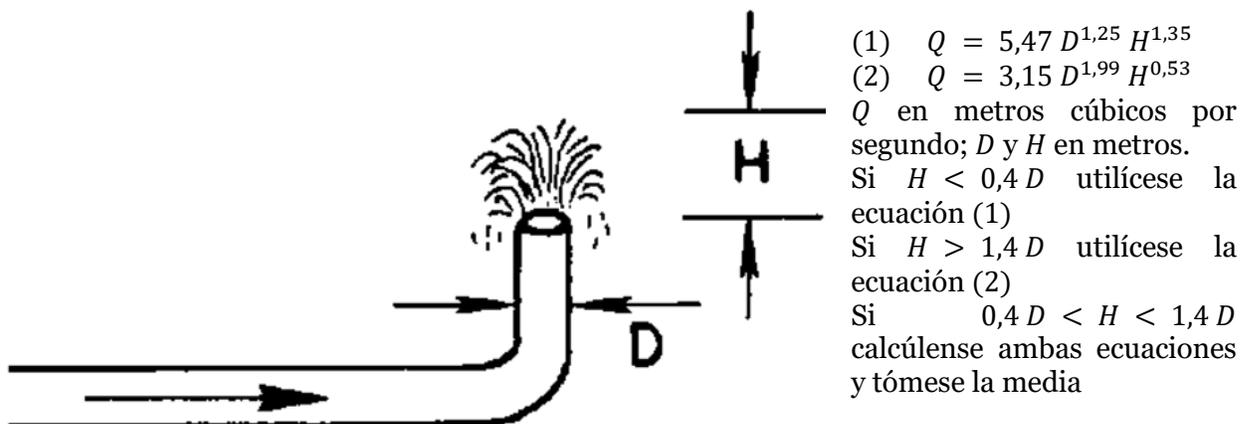


Figura 2.1: Cálculo del caudal en cañerías a partir de la altura de un chorro vertical.

Modificado de FAO (2017).

2.3.2. Método Superficie – Velocidad

Este método se basa en medir la velocidad media de la línea de corriente del flujo y la sección transversal que esta atraviesa. El caudal se obtiene de la forma $Q(m^3/s) = v(m/s) \times A(m^2)$.

Una manera sencilla de medir la velocidad es medir el tiempo que demora un objeto flotante en recorrer, en la dirección y sentido del flujo, una distancia conocida.

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del cauce, las velocidades en este no están uniformemente distribuidas en su sección transversal. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0,05 a 0,25 de la profundidad (ver Figura 2.2) (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994)

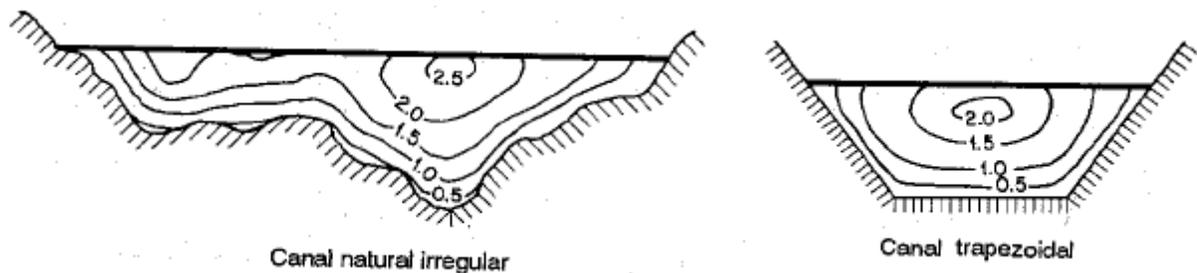


Figura 2.2: Ejemplos de curvas de igual velocidad en diferentes secciones de canal.

Modificado de Chow (1994).

La distribución de velocidades en una sección de canal depende también de otros factores, como una forma inusual de la sección, la rugosidad del canal y la presencia de curvas. En una corriente ancha, rápida y poco profunda o en un canal muy liso, la velocidad máxima por lo general se encuentra en la superficie libre. La rugosidad del canal causa un incremento en la curvatura de la curva de distribución vertical de velocidades (ver Figura 2.3). En una curva, la velocidad se incrementa de manera sustancial en el lado convexo, debido a la acción centrífuga del flujo. Contrario a la creencia usual, el viento de la superficie tiene muy poco efecto en la distribución de velocidades (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994).

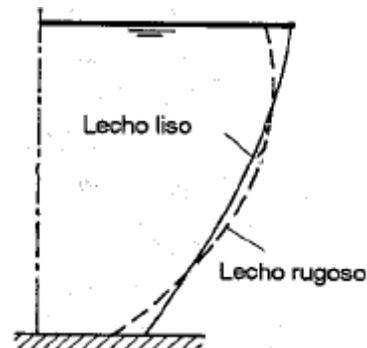


Figura 2.3: Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal abierto (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994).

Por esta razón es que se utiliza, como procedimiento habitual, el dividir la sección transversal en secciones más pequeñas en donde se puede medir un valor representativo de la velocidad media. En este caso se utiliza el instrumento denominado molinete y se caracteriza cada sección con su caudal representativo, siendo el caudal del cauce la suma de los caudales de cada sección definida.

Otro método consiste en verter en la corriente una cantidad de colorante muy intenso y medir el tiempo en que recorre aguas abajo una distancia conocida. El colorante debe añadirse rápidamente con un corte neto, para que se desplace aguas abajo como una nube colorante. Se mide el tiempo que tarda el primer colorante y el último en llegar al punto de medición aguas abajo, y se utiliza la media de los dos tiempos para calcular la velocidad media.

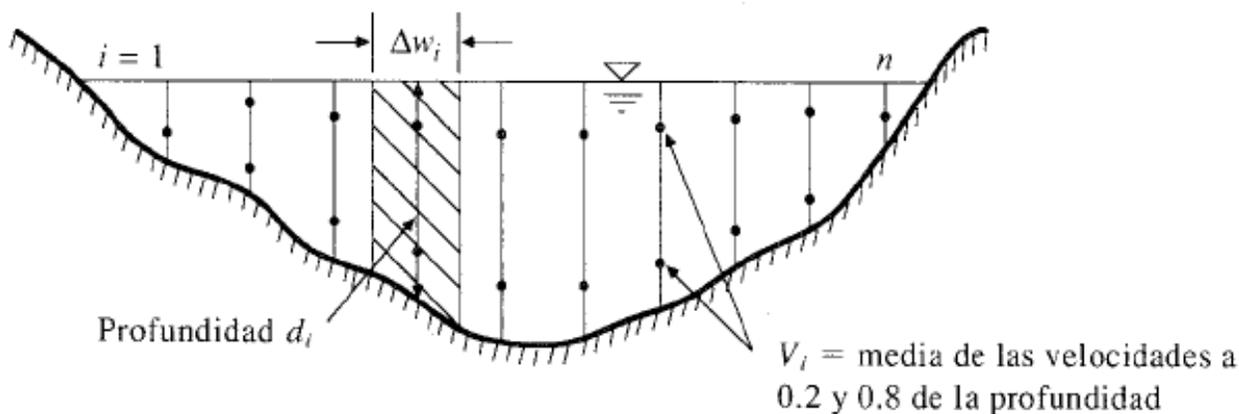


Figura 2.4: Esquema sección transversal subdividida.
Modificado de Chow (1994).

En las corrientes turbulentas la nube colorante se dispersa rápidamente y no se puede observar y medir; es posible usar otros indicadores, ya sean productos químicos o radioisótopos; este se conoce como el método de la dilución. Una solución del indicador de densidad conocida se añade a la corriente a un ritmo constante medido y se toman muestras en puntos situados aguas abajo. La concentración de la muestra tomada aguas abajo se puede comparar con la concentración del indicador añadido y la dilución es una función del caudal, la cual es posible calcular.

2.3.3. Estructuras Hidráulicas

El principio de funcionamiento de todas las estructuras hidráulicas es establecer una sección de control, donde a partir de la altura de escurrimiento se pueda estimar el caudal. Las estructuras hidráulicas más comunes para este tipo de medidas son las denominadas aforadores, en donde se pueden establecer relaciones entre el caudal Q y la lámina de agua H del tipo $Q = C \times H^n$, donde C y n son coeficientes que dependen de la forma del aforador.

La característica que la mayoría de estas estructuras comparten, es la ocurrencia de escurrimiento crítico, que en términos prácticos significa una separación hidráulica del canal a través de características conocidas e identificables (medibles) (Bos, M. G., 2001) . En este tipo de estructuras, generalmente se observa como una aceleración del flujo y una caída o resalto, lo que se logra ya sea por una elevación del fondo como también por un estrangulamiento del flujo. Además, debido a que se basan en una relación analítica, la determinación de la ecuación que gobierna el flujo puede determinarse de acuerdo a la

geometría y, si es preciso, calibrarse a partir de un único aforo, calculando de esta manera el denominado “coeficiente de gasto” propio de la estructura, y con ello poder establecer la relación anteriormente descrita de altura-caudal para cualquier condición, denominada “curva de descarga”.

Para el caso de cauces naturales, se ha constatado la variabilidad de esta curva de descarga en el tiempo (Figura 2.5) (Herschly, 2009).

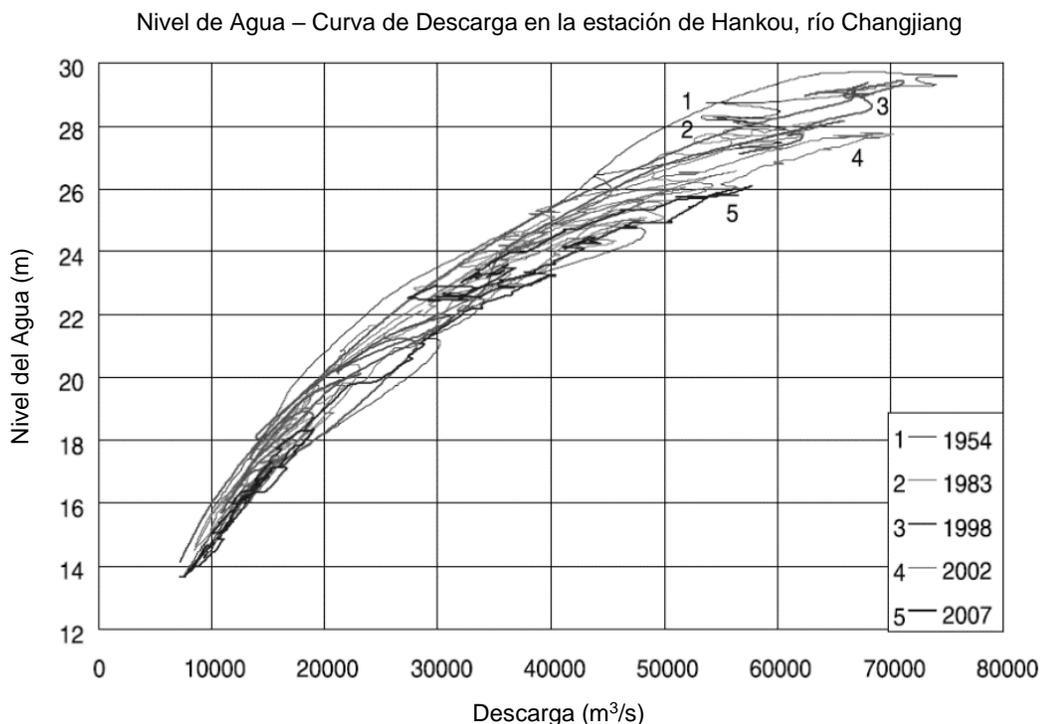


Figura 2.5: Variación de la curva de descarga en un río a lo largo del tiempo.

Modificado de Herschly (2009)

Además, se han establecido tipos de variaciones de la curva de descarga dependiendo del fenómeno que ejerce la influencia (Figura 2.6) (Herschly, 2009).

Cabe destacar que los ejemplos anteriores están orientados a ríos, pero en caso de canales sin revestir se esperaría un comportamiento similar en ciertos parámetros, sobre todo aquellas secciones que están influenciadas por aguas abajo, embancadas, o en mal estado.

2.3.4. Método Superficie – Pendiente

La velocidad del agua que se desliza en un cauce está determinada por varios factores, como lo son el gradiente o pendiente de energía del flujo, la rugosidad del cauce y la forma de este. Todos estos factores se relacionan por medio de la ecuación de Manning, la que permite establecer que la velocidad media v del flujo viene dada por:

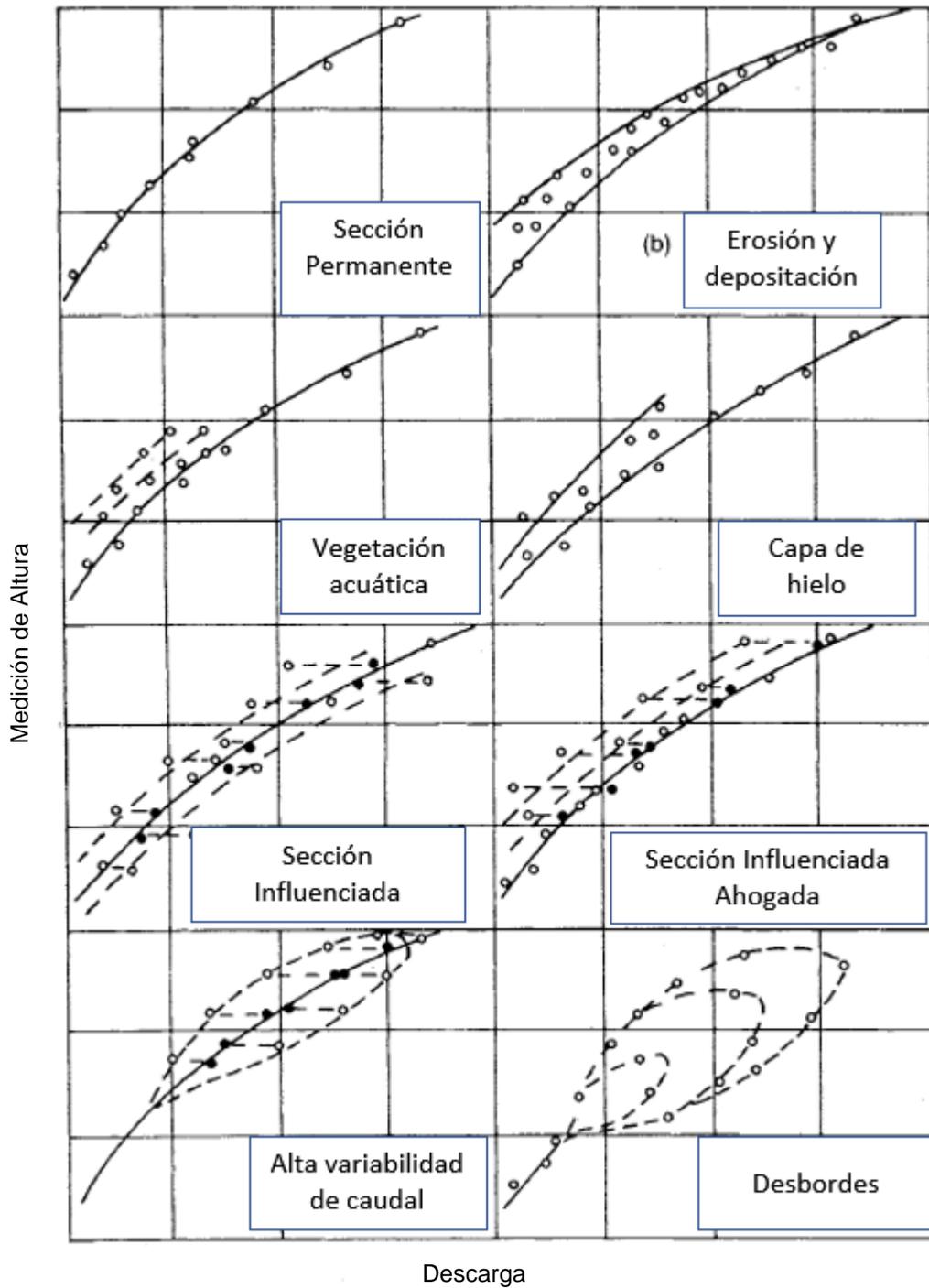


Figura 2.6: Alteraciones en la curva de descarga debido a fenómenos puntuales.
Modificado de Herschy (2009)

$$v = (R_h^{2/3} J^{1/2})/n \quad (2.1)$$

donde R_h corresponde al radio hidráulico, J es la pendiente de la línea de energía (que si se reemplaza por la pendiente de fondo permite obtener la velocidad normal del flujo) y n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

2.4. Obras Civiles de Riego y Aforadores

Se entiende por obra civil (en el marco del Código de Aguas, Art 36°) toda obra construida por el hombre que tenga por finalidad la captación, conducción, distribución y descarga del agua. Es así como se pueden identificar estructuras como bocatomas, canoas, sifones, tuberías, marcos partidores y compuertas como obras civiles comúnmente constitutivas de una red de canales de regadío. Los embalses, presentes en ocasiones, también son obras civiles que tienen por objeto almacenar el agua en cierto periodo para luego distribuirla.

Dentro de lo que refiere el caso en estudio, es necesario entender no solo el sistema actual sino también cómo este fue diseñado. El diseño de las obras es en el año 1925 (Pizarro, 1925) y consistió principalmente en la utilización de un aforador tipo marco partidor, en donde se mide directamente la altura crítica en la sección de aforo y luego, por medio de relaciones analíticas, se obtiene el caudal pasante. Este diseño es la base principal del actual sistema, el cual ha sufrido modificaciones en el tiempo. Para la época, los criterios de diseño utilizados provienen esencialmente de las experiencias del ingeniero Francisco Javier Domínguez (Domínguez, 1999) en donde se establecen las relaciones analíticas utilizadas.

Con el tiempo estos criterios se han desarrollado y extendido en rigurosidad y nuevos elementos constitutivos de los sistemas de riego, como lo son por ejemplo nuevas soluciones en compuertas y vertederos (Mery, 2013; Chow, 1994; Bos, 1989). Además, las instituciones del estado, en pos de normar y regular el uso y diseño de estructuras de riego, han dictado criterios a cumplir en el diseño de estos elementos que, en caso de necesidad de intervenir o proponer una nueva estructura hidráulica, son necesarios de tomar en cuenta (CNR, 2016; CNR-CIREN, 1996; MOP 2015).

2.4.1. Bocatomas

Esta es una obra destinada a captar un cierto caudal líquido de un río, de un lago o embalse. En el caso que la captación se desde un río o cauce natural, la bocatoma es superficial, en cambio cuando se capta en un embalse la bocatoma es profunda. En una bocatoma superficial generalmente la obra de conducción es un canal abierto y, por el contrario, en una bocatoma profunda la obra de conducción es un túnel en presión (Mery M., 2013).

Es importante, en el diseño de esta obra, tener en cuenta el periodo de utilización de esta obra de captación, ya que la obra debe captar el caudal de diseño para toda la gama de caudales del río. Ejemplo de esto son las bocatomas denominadas de temporada, como lo son las destinadas a abastecer un sistema de regadío, en las que la captación debe operar durante una cierta época del año y permanece cerrada, generalmente, en el periodo de invierno.

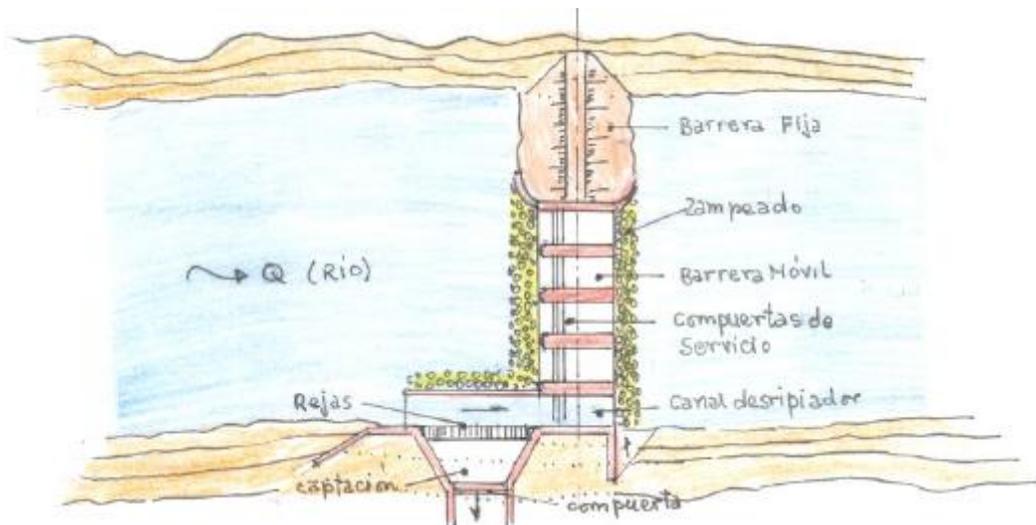


Figura 2.7: Esquema bocatoma superficial en un río.
Modificado de Mery (2013).



Figura 2.8: Vista desde aguas arriba (izquierda) y desde aguas abajo (derecha) bocatoma Canal Matriz, Primera Sección río Aconcagua.

2.4.2. Marcos Partidores

Un marco partidor es, como su nombre lo indica, una construcción colocada en un canal que divide las aguas conforme a derecho (Salas Edwards, 2011). Esta definición está orientada a la repartición de las aguas de un cauce en función de los derechos de agua que tenga cada regante. Desde el punto de vista hidráulico, un marco partidor se puede entender como aquella obra que divide automáticamente los gastos variables de un canal en una proporción fija (Domínguez, 1999).

Existen distintas variaciones de esta obra, entre las que se encuentran los de escurrimiento crítico, por barrera y por estrechamiento. Las características comunes son rápida aceleración que en lo posible iguale las velocidades; y un aislamiento de la sección de partición de variaciones del escurrimiento de aguas abajo, en donde dicha sección de

partición corresponde típicamente a una plancha de acero de poco espesor paralela a la dirección de la corriente (Domínguez, 1999).

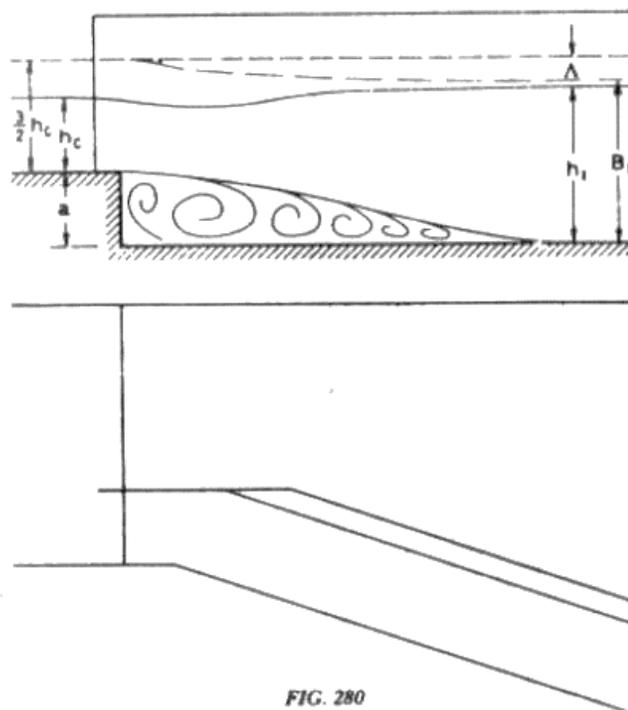


FIG. 280

Figura 2.9: Esquema marco partidor de escurrimiento crítico.
Modificado de Domínguez (1999).



Figura 2.10: Ejemplo marco partidor.

2.4.3. Compuertas

Se puede describir a una compuerta como una hoja, generalmente metálica, que permite regular la abertura de pasada del agua y que, además, permite controlar el caudal en un canal abierto (Mery M., 2013).

Existen variados tipos de compuertas, siendo las más utilizadas las compuertas de tipo radial y las compuertas planas.

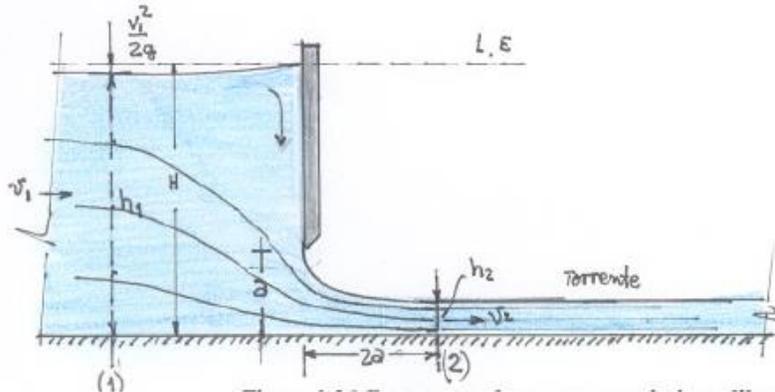


Figura 2.11: Esquema compuerta plana.
Modificado de Mery (2013)



Figura 2.12: Vista desde aguas arriba compuertas en bocatoma Canal Matriz, Primera Sección río Aconcagua.

2.4.4. Desarenador

Producto de la tendencia natural de los cauces al arrastre de sedimentos, en ocasiones es necesario disponer de obras que permitan remover los depósitos de sedimentos acumulados inmediatamente aguas arriba de la bocatoma. Dentro de estos dispositivos están los desarenadores, que son obras que comúnmente son ubicadas al inicio del canal de aducción, cuyo fin es justamente remover material de tipo arena o más fino que este. Se distinguen dos tipos de desarenadores, dependiendo de cómo es el sistema de purga con el que remueven el material depositado. Estos tipos son los desarenadores de purga continua (llamados de tipo Dufour) y los desarenadores de purga discontinua (Mery M., 2013).

2.4.5. Vertederos

Para el presente estudio, la idea de vertedero se entenderá como aquella obra hidráulica cuyo fin es el de levantar el nivel de las aguas del cauce, a diferencia de las obras de evacuación de crecidas en presas que comparten el mismo nombre.

La cresta del vertedero se diseña para generar el máximo caudal pasante sobre ella. Dependiendo del espesor de la cresta del vertedero, estos se pueden clasificar como pared gruesa, pared intermedia o pared delgada, donde cada uno de ellos presenta su respectivo análisis en base a la energía del escurrimiento, pero coincidiendo en la incidencia del coeficiente de gasto en cada caso.

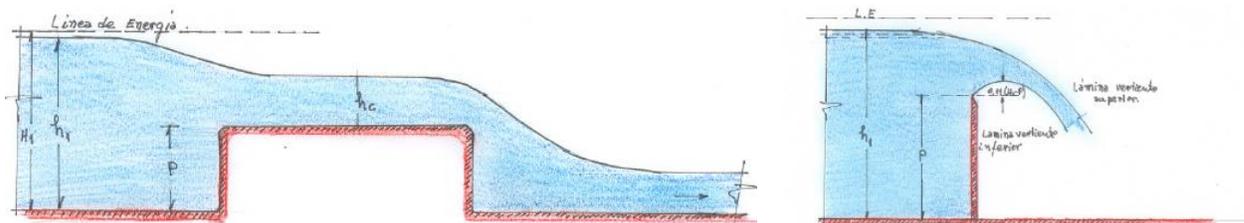
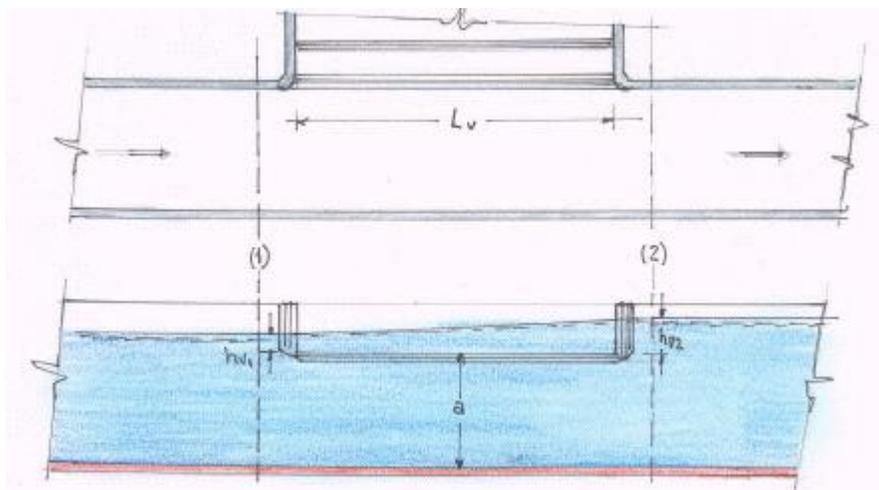


Figura 2.13: Ejemplos de vertederos de pared gruesa y pared delgada (de izquierda a derecha, respectivamente).

Modificado de Mery (2013).

Mención aparte son las obras conocidas como vertederos laterales, comúnmente utilizadas como obra de excedencia o de seguridad en los canales abiertos. Es usual que el umbral del vertedero se disponga paralelo al fondo del canal i con la misma pendiente.



*Figura 2.14: Esquema vertedero lateral.
Modificado de Mery (2013).*

2.4.6. Canales

Los canales son obras excavadas en el terreno, destinadas a transportar agua desde una fuente de origen hasta un lugar de destino, donde es consumida o utilizada. La condición que los caracteriza es que el escurrimiento se produce en superficie libre, sin presión.

Geoméricamente son cuerpos prismáticos de gran longitud, a través de los cuales el agua fluye desde origen a destino de manera gravitacional, debido a la pendiente del fondo. Se pueden clasificar desde distintos puntos de vista.

- Por la geometría de su sección transversal.
- Por el régimen de escurrimiento.
- Por el tipo de revestimiento.
- Por su función.

2.4.7. Tranques

Consiste en un depósito artificial en donde se almacenan las aguas destinadas a riego provenientes de un cauce. Su función también puede ser la de regulación, ya sea para crecidas o entre temporadas, o también de derivación.

Usualmente estas obras están compuestas por un muro presa, obras de evacuación, obras de toma y un área de inundación.

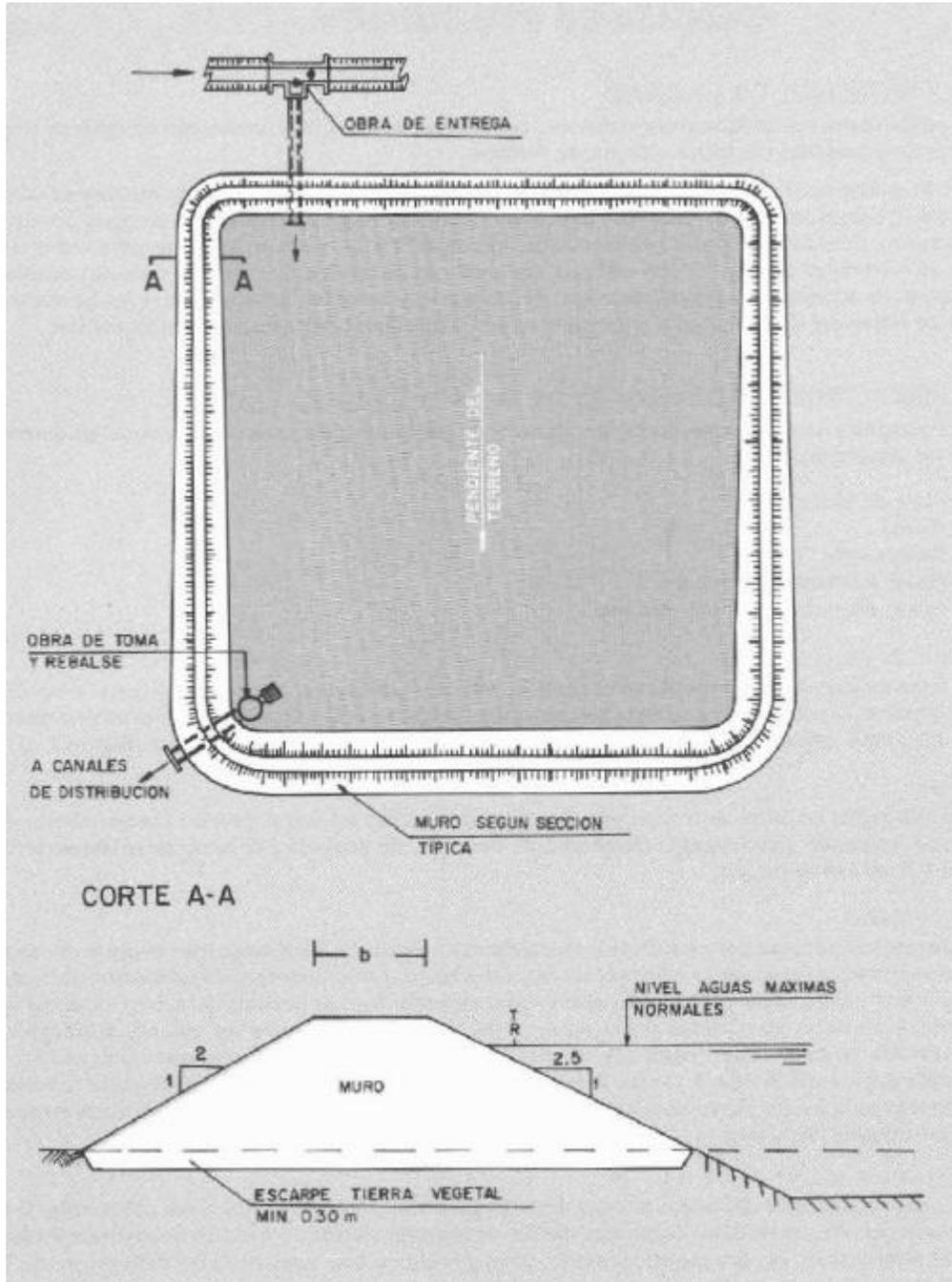


Figura 2.15: Esquema tipo embalse de regulación corta.
Modificado de CNR (1996).



Figura 2.16: Vista aérea Tranque Vizcachas, Primera Sección río Aconcgua.

2.5. Métodos de Cálculo y Simulación del Flujo en Redes de Canales

2.5.1. Eje Hidráulico

Este método de cálculo consiste en resolver la denominada ecuación de la curva del eje hidráulico (ecuación (2.2)) (Domínguez, 1999), en donde se busca obtener la altura de escurrimiento del cauce, de la forma:

$$dh = \frac{V^2(i - J)}{V^2 - U^2} ds \quad (2.2)$$

donde

$$V^2 = g \frac{\Omega}{l} ; J = \frac{Q^2}{C^2 \Omega^2 R_h} ; U^2 = \frac{Q^2}{\Omega^2} \quad (2.3)$$

con

dh : diferencia de altura de escurrimiento.

h : altura de escurrimiento.

z : cota de fondo.

V : velocidad crítica del flujo.

i : pendiente de fondo del cauce.

J : pendiente de la línea de energía del flujo.

U : velocidad media del flujo.

ds : elemento diferencial longitudinal.

Ω : superficie transversal de escurrimiento.

l : largo superficial de la sección

Q : caudal.

C : coeficiente de Chèzy.

R_h : radio hidráulico de la sección.

g : aceleración de gravedad.

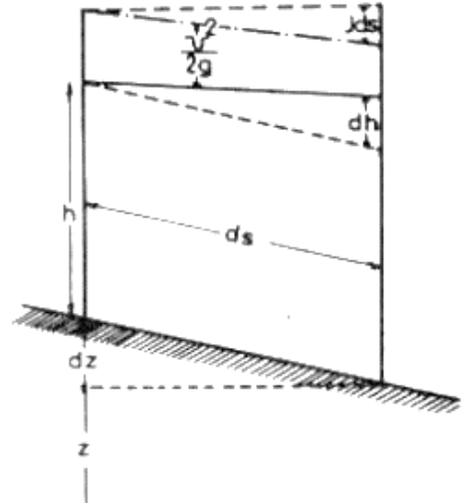


Figura 2.17: Esquema eje hidráulico.

Modificado de Domínguez (1999).

Aplicando la ecuación (2.2) entre dos secciones S_0 y S_1 se puede obtener la relación:

$$z_0 + h_0 + \frac{U_0^2}{2g} = z_1 + h_1 + \frac{U_1^2}{2g} + \int_{S_0}^{S_1} J ds \quad (2.4)$$

Identificando que $h_0 + \frac{U_0^2}{2g} = B_0$ es el Bernoulli de la sección de aguas arriba, y que $h_1 + \frac{U_1^2}{2g} = B_1$ es el Bernoulli de la sección de aguas abajo, se puede obtener que:

$$B_0 - B_1 = z_1 - z_0 + \int_{S_0}^{S_1} J ds \quad (2.5)$$

Geoméricamente se puede comprobar que $z_1 - z_0 = -i (s_1 - s_0)$. Además, asumiendo que la diferencia de los Bernoulli es pequeña (hecho que se puede verificar en la resolución numérica) se puede asumir que la integral $\int_{S_0}^{S_1} J ds$ corresponde al valor de la media aritmética de J entre las secciones S_0 y S_1 , pudiéndose definir de la forma:

$$\int_{s_0}^{s_1} J ds = J_m = \frac{(J_0 + J_1)}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{U_0^2}{C_0^2 R_{h0}} + \frac{U_1^2}{C_1^2 R_{h1}} \right) \quad (2.6)$$

Finalmente, llamando x a la distancia $s_1 - s_0$ y reordenando los términos en la expresión (2.5), se obtiene que:

$$x = \frac{B_0 - B_1}{J_m - i} \quad (2.7)$$

Con esta última expresión, se puede establecer un proceso de resolución numérica para poder describir el eje hidráulico partiendo desde un punto donde se conozcan los valores de h , U , Ω , Q y C .

Alternativamente, se puede relacionar el coeficiente de Chèzy C con el coeficiente de Manning n , de la forma (Mery M., 2013):

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (2.8)$$

En la literatura se pueden encontrar valores y métodos de cálculo del coeficiente de Manning n (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994), por lo que se presenta como alternativa a variar la metodología anterior, y así lograr obtener el eje hidráulico de un cauce en función del coeficiente de Manning en vez del coeficiente de Chèzy.

Cabe mencionar que el análisis anterior es correcto para el caso de flujo permanente.

2.5.2. Ecuaciones de Saint-Venant

En la descripción de las ecuaciones de Saint-Venant se deben tomar en cuenta los supuestos realizados en su deducción, los cuales se detallan a continuación (Chow, Hidrología Aplicada, 1994):

1. El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal del canal. Esto implica que la velocidad del agua es constante y que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje longitudinal del canal.
2. Se supone que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
3. El eje longitudinal del canal es aproximadamente en línea recta.
4. La pendiente del fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo; es decir, los efectos de socavación y deposición son despreciables.
5. Los coeficientes de resistencia para el flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que relaciones tales como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.
6. El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo.

La ecuación de continuidad, aplicada ya sea canales prismáticos o no prismáticos, en su forma conservativa queda descrita por:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (2.9)$$

donde

Q : caudal.

x : dirección longitudinal.

A : área promedio de la sección transversal.

t : tiempo.

q : caudal de entrada lateral.

Descrita en su forma no conservativa, para un ancho unitario de flujo, en donde se cumple que $A = y \cdot 1 = y$ y $Q = VA = Vy$, con y la altura de escurrimiento, V la velocidad media del flujo, la ecuación de continuidad se establece como:

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2.10)$$

La ecuación de momentum considera que la suma de las fuerzas aplicadas es igual a la tasa de cambio del momentum almacenado dentro del volumen de control más el flujo de salida neto de momentum a través de la superficie de control (Chow, Hidrología Aplicada, 1994). Tomando en cuenta fuerzas de gravedad, fricción, contracción/expansión, fuerza cortante del viento y presión, en su forma conservativa la ecuación de momentum queda descrita por:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad (2.11)$$

donde

β : coeficiente de Boussinesq.

g : aceleración de gravedad.

h : altura de escurrimiento.

S_f : pendiente de pérdidas de fricción.

S_e : pendiente de pérdidas de *eddy* (flujo circulatorio).

v_x : velocidad con la que entra el flujo lateral en la dirección x .

W_f : factor de corte del viento.

B : ancho superficial del cauce.

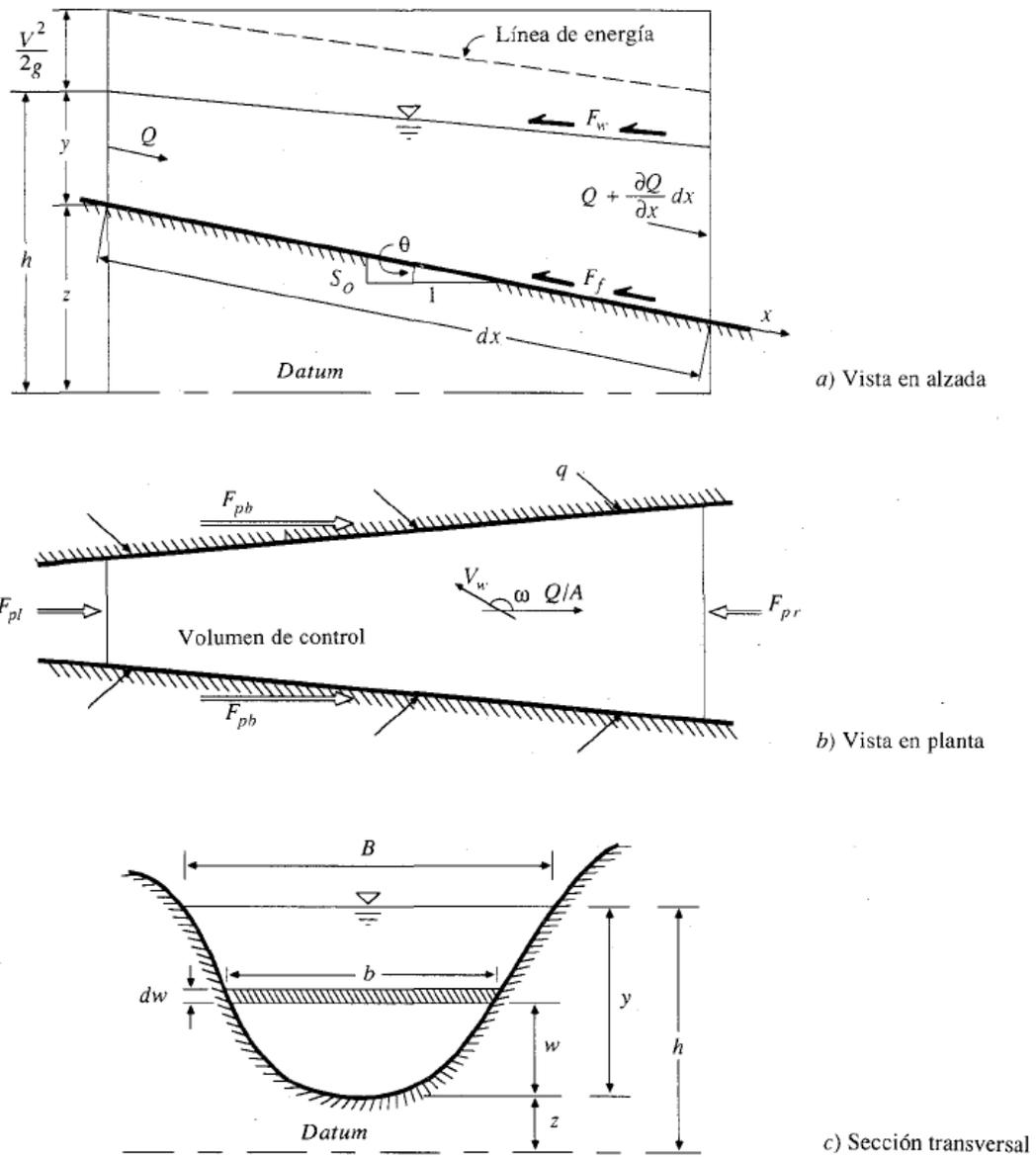


Figura 2.18: Tramo elemental de canal para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant. Modificado de Chow (Hidrología Aplicada, 1994).

En su forma no conservativa la ecuación de momentum queda descrita, despreciando las pérdidas de *eddy*, los efectos del esfuerzo cortante por viento, el flujo lateral y para un ancho unitario, por:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \quad (2.12)$$

donde

S_0 : pendiente de fondo del cauce.

2.5.3. Modelo *lattice Boltzmann*

El modelo del enrejado de Boltzmann (*lattice Boltzmann*, LB) es un método de resolución numérica para la simulación de flujos y otros fenómenos físicos (van Thang, Chopard, Lefèvre, Anda Ondo, & Mendes, 2010).

En este método se considera la dinámica de partículas de fluido idealizado dentro de un enrejado. Se definen de esta manera funciones de distribución de densidad $f_i(x, t)$, que denotan la densidad de partículas entrando en un punto x , a un cierto tiempo t y con cierta velocidad v_i en la dirección i . En el movimiento de estas partículas, se asume que las que entran al mismo tiempo y al mismo punto, con densidad de entrada $f_i^{in}(x, t)$, colisionan entre si. Como consecuencia se obtiene una nueva distribución de salida $f_i^{out}(x, t)$. Así, en el siguiente paso de tiempo $t + \Delta t$, las partículas salientes de esta colisión se mueven a un nuevo punto dentro del entramado, lugar determinado por sus nuevas velocidades adquiridas. De este modo, se define el método LB como la alternancia entre fases de colisión y flujo de partículas, respectivamente como:

$$f_i^{out}(x, t) = f_i^{in}(x, t) + \Omega_i(f^{in}) \quad (2.13)$$

$$f_i^{in}(x + v_i \Delta t, t + \Delta t) = f_i^{out}(x, t) \quad (2.14)$$

donde

Ω_i : operador de colisión.

f^{in} : vector de todos los f_i^{in} .

Este método se vale de las ecuaciones de Saint-Venant descritas anteriormente, las que para este caso se utilizan en su forma no conservativa de la manera (continuidad y momentum, respectivamente):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} = 0 \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} gh^2 + hu^2 \right) = F \quad (2.16)$$

donde h es la altura de escurrimiento y u la velocidad del flujo (F representa la fuerza producto de la pendiente del lecho junto con la pendiente de la energía J , siendo esta última evaluada según la fórmula de Manning en ecs. (2.1)), que vienen dadas por:

$$h = \sum_i f_i \quad (2.17)$$

$$hu = \sum_i v_i f_i \quad (2.18)$$

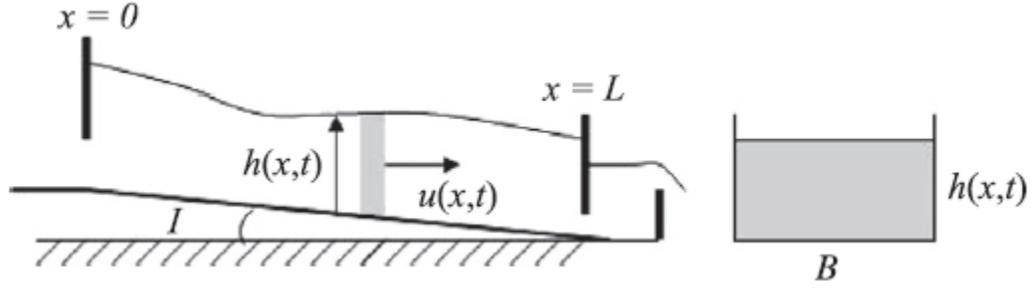


Figura 2.19: Vista longitudinal (izquierda) y lateral (derecha) de un canal rectangular abierto. Modificado de Van Thang et al. (2010).

Van Thang et al. (2010), utilizan el método LB para definir un modelo del flujo de agua, denominado D1Q3, el cual corresponde a la simulación de un flujo en una dirección y que cuenta con tres velocidades (ver Figura 2.20), donde $v_0 = 0$, $v_1 = v$, $v_2 = -v$ y $v = \Delta x / \Delta t$.

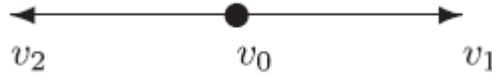


Figura 2.20: Representación de velocidades modelo LB D1Q3.

2.5.4. Modelo Integrator Delay Zero (IDZ)

Este modelo, elaborado por Litrico y Fromion (2009), considera la linealización de las ecuaciones de Saint-Venant con tal de obtener parámetros (funciones) dependientes de características físicas del canal y, por tanto, de fácil medición. Dichos parámetros, identificados como una matriz de transferencia, para el caso de régimen uniforme se definen como (Litrico & Fromion, 2009):

$$p_{11}(s) = \frac{1}{A_u s} + \tilde{b}_u \quad (2.19)$$

$$p_{12}(s) = -\left(\frac{1}{A_u s} + b_u\right) e^{-\tau_u s} \quad (2.20)$$

$$p_{21}(s) = \left(\frac{1}{A_d s} + b_d\right) e^{-\tau_d s} \quad (2.21)$$

$$p_{22}(s) = -\left(\frac{1}{A_d s} + \tilde{b}_d\right) \quad (2.22)$$

donde A_u y A_d corresponden a las áreas equivalentes de remanso para los niveles de agua aguas arriba y aguas abajo, respectivamente; τ_d y τ_u los tiempos de retardo en la propagación ondas (de frecuencia s) hacia aguas arriba y hacia aguas abajo; y b_u , \tilde{b}_u , b_d y \tilde{b}_d son constantes positivas que se obtienen como el valor medio de $|p_{ij}(s)|$ cuando $s \rightarrow \infty$.

La altura de escurrimiento en este caso se puede determinar de la forma:

$$Y_n(Q_0) \approx \left(\frac{Q_0}{Q_1}\right)^{2/N} Y_n(Q_1) \quad (2.23)$$

donde N se calibra según

$$N = 2 \frac{\log(Q_1/Q_2)}{\log(Y_n(Q_1)/Y_n(Q_2))} \quad (2.24)$$

Mientras tanto, para el caso de régimen no uniforme se tienen los parámetros definidos como:

$$p_{11}(s) = p_{11}^{(1)}(s) + \frac{p_{12}^{(1)}(s)p_{21}^{(1)}(s)}{p_{11}^{(1)}(s) - p_{22}^{(1)}(s)} \quad (2.25)$$

$$p_{12}(s) = -\frac{p_{12}^{(1)}(s)p_{12}^{(2)}(s)}{p_{11}^{(2)}(s) - p_{22}^{(1)}(s)} \quad (2.26)$$

$$p_{21}(s) = \frac{p_{21}^{(1)}(s)p_{21}^{(2)}(s)}{p_{11}^{(2)}(s) - p_{22}^{(1)}(s)} \quad (2.27)$$

$$p_{22}(s) = p_{22}^{(1)}(s) - \frac{p_{12}^{(2)}(s)p_{21}^{(2)}(s)}{p_{11}^{(2)}(s) - p_{22}^{(1)}(s)} \quad (2.28)$$

donde $p_{ij}^{(1)}(s)$ denota las funciones de transferencia linealizada de Saint-Venant de la zona de aguas arriba entre el punto o (origen) y algún x_1 , y $p_{ij}^{(2)}(s)$ denota las funciones de transferencia linealizada de Saint-Venant de la zona de aguas abajo entre x_1 y L (fin del tramo a evaluar), y se calculan según lo expuesto desde la ecuación (2.19) a la (2.22) junto con las siguientes relaciones para la áreas equivalentes:

$$A_u = A_u^{(1)} \left(1 + \frac{A_u^{(2)}}{A_d^{(1)}} \right) \quad (2.29)$$

$$A_d = A_d^{(d)} \left(1 + \frac{A_d^{(1)}}{A_u^{(2)}} \right) \quad (2.30)$$

En este caso, el escurrimiento viene dado por las expresiones

$$\tilde{Y}(x) = \begin{cases} Y_1 & x \in [0, x_1] \\ Y_1 + (x - x_1)S_b & x \in [x_1, L] \end{cases} \quad (2.31)$$

$$Y_1 = \begin{cases} Y_n & x_1 \neq 0 \\ Y_L - LS_L & x_1 = 0 \end{cases} \quad (2.32)$$

Las expresiones del escurrimiento vienen de resolver por separado el flujo desde aguas arriba, que para el caso se asume paralelo a la cota de fondo del canal y una altura equivalente a la altura normal, mientras que en la condición de aguas abajo se responde a la expresión (2.2), siendo x_1 el punto donde se encuentran las dos soluciones, y queda determinado por:

$$x_1 = \begin{cases} \max \left(L - \frac{Y_L - Y_n}{S_L} \right) & S_L \neq 0 \\ L & S_L = 0 \end{cases} \quad (2.33)$$

2.6. Sensores de Medición

Dado el avance en la tecnología de los dispositivos de medición, o sensores, es que en la actualidad existen múltiples diseños de estos además de múltiples usos (Soloman, 2010). Producto de esta multiplicidad de usos, es que se pueden detectar o medir las características físicas de un objeto a través de sensores, como por ejemplo tamaño, velocidad, aceleración, color, temperatura, presión, volumen, caudal, altitud, latitud, cantidad, deformación, homogeneidad, topografía, viscosidad, tensión eléctrica, corriente eléctrica, resistencia eléctrica, texturas superficiales, microfisuras, vibraciones, ruido, acidez, contaminación, ingrediente activo, concentración de ensayo, composición química de fármacos y virus de la sangre (Soloman, 2010).

Dentro del alcance de este trabajo de título, los fenómenos físicos que se analizarán son los que permitan caracterizar el flujo en estudio, siendo en primera instancia la altura, velocidad, presión y caudal.

2.6.1. Sensores de Altura

Los más comunes y utilizados son los basados en *lasers* o de tipo ultrasónicos (Soloman, 2010), los que permiten obtener la altura de escurrimiento tomando en cuenta el tiempo que demora en volver la señal desde que se emite desde el sensor hacia la zona donde se presenta el flujo.

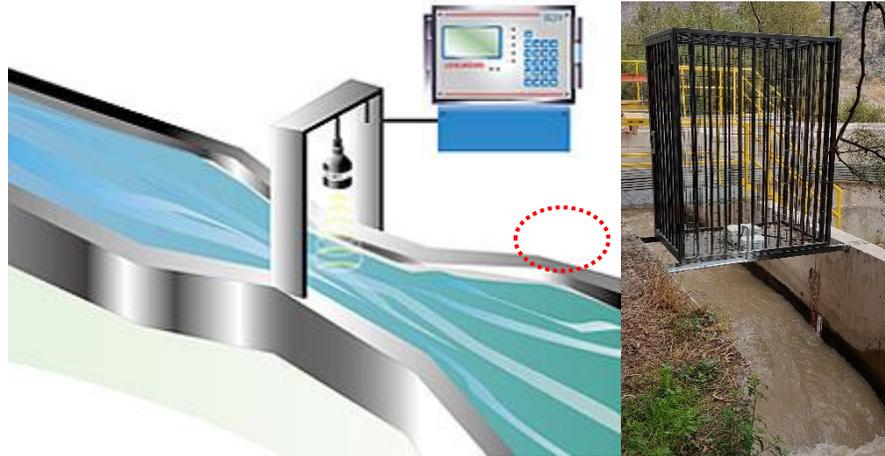


Figura 2.21: Esquema sensor ultrasónico.

2.6.2. Sensores de Velocidad

Denominados como anemómetros, dependiendo de la tecnología utilizada en el desarrollo de cada sensor, estos se pueden basar en la teoría reconocida como “tubo de Pitot”, en diferencias térmicas del flujo o en mediciones de tipo laser o ultrasónicos por medio del efecto Doppler (Wester, 1999).

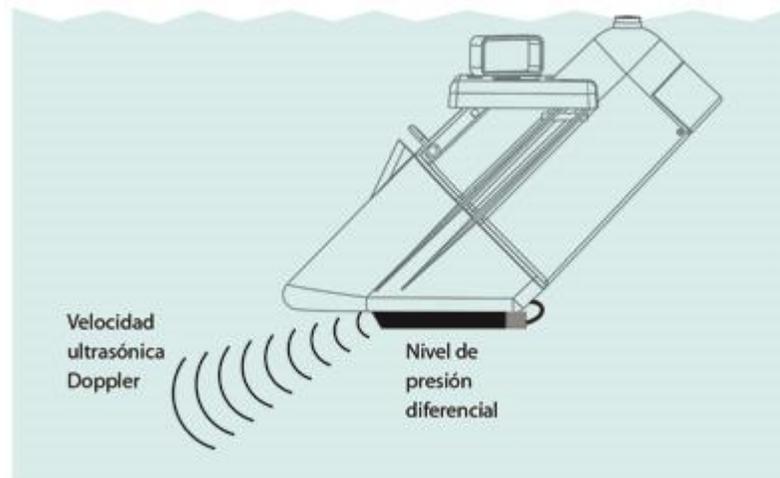


Figura 2.22: Esquema sensor de velocidad ultrasónico.



Figura 2.23: aforo mediante sensor ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler).

2.6.3. Sensores de Caudal

En esencia corresponden a los anteriores mencionados, con la diferencia que la calibración del instrumento es más extensa, incorporando las características geométricas necesarias que permitan, por medio de relaciones analíticas, determinar el caudal que escurre en la zona de medición. Ejemplo de esto es un sensor basado en el efecto Doppler, que mide directamente la velocidad del flujo y que permite así obtener el caudal, denominado como “Ott Hydromet Qliner” (U.S. Geological Survey, 2015).



Figura 2.24: Sensor Qliner (izquierda) y aforo de un cauce con el dispositivo (derecha).

2.6.4. Sensores de Presión

Típicamente, los sensores de medición de presión son diseñados para proporcionar una deformación y luego un desplazamiento, una fuerza o una torcedura (Ripka & Tipek, 2007). Existe una gran variedad de instrumentos de este tipo ya que existe una amplia gama en la magnitud del fenómeno físico a medir.

En cuanto a la medición de presión en agua existen sensores de presión hidrostática ampliamente utilizados en la determinación del nivel de agua en pozos de agua o estanques, basados en el hecho que la presión es proporcional a la altura. Los sensores de este tipo aprovechan la piezorresistividad de algunos materiales, conductores y semiconductores ya que permiten la deformación de estos, produciéndose una diferencia de potencial eléctrico que es cuantificada, lográndose la medición.



Figura 2.25: Ejemplo de sensores hidrostáticos.

2.7. Implementación Redes de Monitoreo

Producto del avance de la tecnología y la necesidad de mejorar la eficiencia del recurso hídrico, se han desarrollado redes de monitoreo en cauces naturales o artificiales cuyo objetivo principal es mantener un registro del estado del cauce. Dependiendo de la frecuencia en el registro de la información, estas redes pueden ser utilizadas para identificar en un tiempo oportuno las condiciones del recurso y así levantar alertas al detectarse anomalías en el registro.

En el caso de sistemas de canales de riego, distintas experiencias en el extranjero han impulsado y demostrado la efectividad en la implementación de redes de monitoreo en base a mediciones efectuadas por sensores, principalmente de altura, los cuales acoplados a un sistema de telemetría y procesamiento de datos han permitido mejorar los tiempos de respuesta en la detección de anomalías en la red y, por tanto, la determinación de alertas en el estado del flujo.

Inicialmente, en la historia, la automatización y control del recurso hídrico se tradujo en la implementación en el canal en cuestión (o red de canales) de estructuras automatizadas,

principalmente compuertas hidromecánicas de control. Una de las primeras compuertas automatizadas en comercializarse fueron las compuertas AMIL en la década de 1930 por la compañía francesa Neyrpic, consistentes en compuertas hidromecánicas que usan un flotador y dos contrapesos para mantener el nivel del agua aguas arriba de la compuerta cercano a un punto de referencia establecido. Años después la misma compañía desarrolló compuertas hidromecánicas (AVIS y AVIO) de similar funcionamiento pero que permiten el control del agua aguas debajo de la compuerta (Cassan, y otros, 2011).

A pesar de su efectividad y uso incluso en la construcción de nuevos canales de regadío (el canal PHLC en Pakistán y el canal Atbarra en Sudan) (Cassan, y otros, 2011), esta tecnología por si sola no permite la instauración de una red de monitoreo en tiempo real. Para esto las estructuras deben ser acompañadas de sensores dotados de telemetría, como es el caso de las compuertas diseñadas por Rubicon Water por ejemplo, en donde los modelos FlumeGate y SlipMeter permiten el control remoto y automatización de la operación, además del monitoreo y registro de las condiciones de flujo al tener incorporados sensores de medición y estar dotadas con la capacidad de comunicación y acoplamiento a plataformas de control (Rubicon Water, 2018).



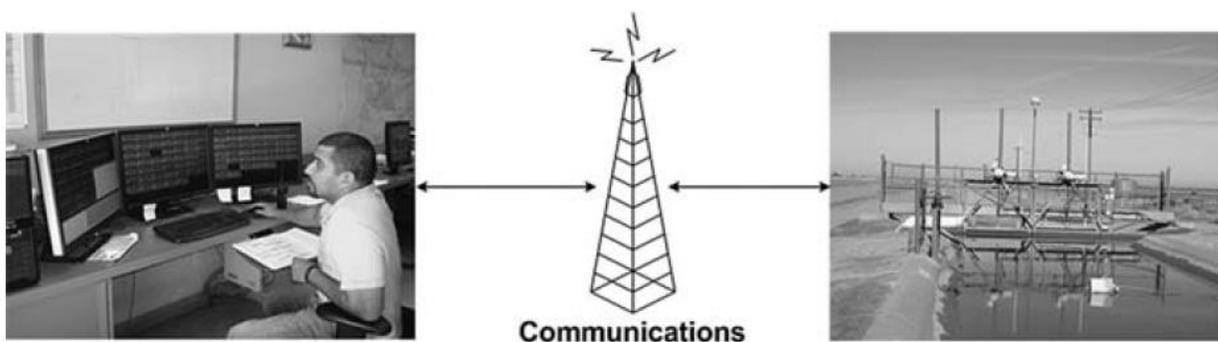
Figura 2.26: Compuertas FlumeGate (izquierda) y SlimMeter (derecha).

Uno de los primeros y más amplios diseños en el monitoreo de un sistema de canales proviene de CAP (por su sigla en inglés, Central Arizona Project) en Estados Unidos. Consiste en un sistema de acueductos que entrega agua desde el Río Colorados hacia el centro y sur del estado de Arizona, permitiendo transportar $85 \text{ m}^3/\text{s}$ a lo largo de 300 kilómetros. Este sistema inicialmente utilizó métodos de control y monitoreo por computadora, donde una estación maestra supervisa la información proveniente de las estaciones a lo largo de la red y automáticamente desarrolla acciones de control y las envía a las estructuras automatizadas, correspondientes en este caso a compuertas y bombas de impulsión (United States Bureau of Reclamation, 1991).

Otra experiencia pero a menor escala es la de un canal en Sri Lanka (canal principal de Kirindi Oya Right Bank), donde se desarrolló un modelo de simulación del canal como herramienta de apoyo a la toma de decisiones por parte de los operadores del canal, ayudándolos en la operación y mantenimiento diario del sistema (Malaterre, Baume, Belaud, & Le Guennec, 2014).

La comunicación entre los distintos dispositivos que componen una red, ya sean sensores de medición o estructuras automatizadas con el servidor de control/registro es usualmente vía redes GSM/GPRS, aunque el protocolo o tecnología de transmisión dependa de la distancia entre los dispositivos a comunicar. Para redes de largo alcance es usualmente utilizada la tecnología FHSS, mientras para las de corto alcance resulta más conveniente la utilización del protocolo ZigBee de transmisión para redes inalámbricas, basado en el estándar IEEE 802.15.4 (IEEE, 2018) (Correa, Ruíz, & Rivera, 2008).

Si bien la estructura de la red puede variar dependiendo de cada caso y uso, una de las más utilizadas es la denominada SCADA (“Supervisory Control And Data Acquisition”). El sistema SCADA hace referencia al conjunto de hardware y software computacionales y a la infraestructura de comunicaciones necesaria que permitan la configuración de una plataforma para el control y monitoreo remoto de distintas aplicaciones industriales (American Society of Civil Engineers, 2014), hecho que puede requerir de un fuerte desarrollo en el caso de canales de riego, dado que su correcta implementación no solo incluye aspectos técnicos en cuanto a los instrumentos computacionales y de telecomunicaciones necesarios, sino también un correcto estudio y caracterización de los canales, capacidad de almacenamiento y procesamiento de datos, para finalmente establecer una plataforma de interacción con el usuario. A pesar de esto, se ha constatado (American Society of Civil Engineers, 2014) la utilidad de un sistema SCADA ya sea para el diseño de una red de monitoreo desde cero o integrándose a una red anterior a la que se le aplique esta idea, como lo es actualmente el caso de CAP donde la distribución del agua es supervisada con un sistema de este tipo, así como lo hace el Canal de Prevence en Francia (Litrico & Fromion, 2009).



*Figura 2.27: Componentes básicos de SCADA.
Modificado de ASCE (2014).*

Algunos casos de estudio en el diseño de redes de monitoreo se han llevado a cabo en canales reales por medio de la validación de algoritmos de simulación que permitan determinar la operación y localización de estructura de control, orientados al estudio del comportamiento de una variable hidráulica de interés. Por ejemplo, en el canal Gignac en Montpellier, al sur de Francia, se aprovechó la red de sensores dispuesta en el canal y el sistema SCADA utilizado en el monitoreo y control sobre sus compuertas de regulación, para la validación de un modelo hidrodinámico de modelación y regulación de canales de regadío enfocado en el estudio de los efectos en el escurrimiento aguas debajo de las compuertas, junto con la determinación de nuevos puntos de medición y control (Malaterre, Baume, Belaud, & Le Guennec, 2014). En España, el Canal B del “Sector B-XII

del Bajo Guadalquivir” del sistema de regadío de Librija, fue utilizado en el estudio del efecto del cambio de la rugosidad proveniente del florecimiento de algas en el canal, permitiendo además identificar efectos sobre el almacenamiento en el canal y así la determinación de los puntos de medición dentro de la red (Lozano, Dorchies, Belaud, Litrico, & Mateos, 2012).

Uno de los primeros beneficios a destacar de implementar una red de monitoreo automatizada por medio de sensores de medición junto con la utilización de telemetría, radica principalmente en mejorar los tiempos de detección y, por consiguiente, de respuesta ante eventos que se escapen del comportamiento esperado en los canales monitoreados. Mantener un registro de la información, identificar la evolución del sistema y poder responder conforme a la necesidad, son otros de los beneficios esperables, además de mejorar la seguridad en el suministro del recurso a todos los puntos de la red.

CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y CANAL OBJETIVO

A continuación, se describe la zona utilizada para el estudio, ubicada en la primera sección del río Aconcagua, desde aspectos generales que la involucran en su administración hasta aspectos más específicos y técnicos de relevancia para el estudio.

3.1. Río Aconcagua

El río Aconcagua se ubica en la V Región de Valparaíso del país. Este río presenta una cuenca de tipo exorreica que nace en la cordillera de Los Andes y desemboca en el océano Pacífico en la bahía de Concón. Particularmente este río nace de la unión de los ríos Juncal y Blanco, y recibe los aportes los ríos Colorado, Putaendo y de los esteros Quilpué (o San Francisco) y del estero Pocuro como los más significativos, dado que recibe el aporte de cauces menores en todo su desarrollo. Principalmente posee un marcado régimen pluvial, aunque en la parte alta destaca por un régimen nival perceptible hasta aguas abajo de la ciudad de San Felipe.

Preferentemente sus aguas son utilizadas para la actividad agrícola y para satisfacer la demanda de agua potable de la región. En la parte alta de la cuenca, existen también importantes desarrollos hidroeléctricos que son alimentados con aguas del cauce.

Administrativamente, la cuenca del río Aconcagua se divide en cinco secciones.



Figura 3.1: Secciones Cuenca Río Aconcagua.

3.2. Primera Sección Río Aconcagua y su Junta de Vigilancia

La primera sección del río Aconcagua abarca desde las nacientes de los ríos Juncal, Blanco y Colorado en la Cordillera de los Andes hasta el puente del Rey, que corresponde a la entrada sur a la ciudad de San Felipe. Los recursos de agua disponibles en este tramo provienen del caudal propio del río Aconcagua y sus afluentes cordilleranos tales como los ríos Juncal y Blanco, más el río Colorado y esteros menores como Riecillos, Vilcuya y Los Chacayes; Esta sección posee organización legal denominada “Junta de Vigilancia de la Primera Sección del río Aconcagua”, la que obtuvo su reconocimiento mediante el Decreto N° 109 del Ministerio de Obras Públicas de 12 de enero de 1953, siendo sus estatutos aprobados mediante el Decreto Supremo N° 52 de 5 de enero de 1955 del mismo ministerio.

Esta sección del río se encuentra declarada legalmente agotada mediante Resolución DGA N° 209 de 22 de mayo de 1985, por lo que no es posible constituir nuevos derechos consuntivos de ejercicio permanente.

La Junta de Vigilancia de la Primera Sección del río Aconcagua administra y distribuye 12.774 acciones (1 acc. = 1.8 l/s) correspondientes a derechos consuntivos permanentes, 11580 l/s correspondientes a derechos consuntivos eventuales.

De acuerdo a sus estatutos, la Junta de Vigilancia posee la facultad administrar y distribuir los recursos disponibles en el cauce del río, a los que tienen derechos sus asociados, desde la junta de los ríos Juncal y Blanco hasta el puente del Rey, entrada sur a la ciudad de San Felipe.

En esta primera sección del río Aconcagua también se encuentran las siguientes estaciones Fluviométricas de la Dirección General de Aguas:

Tabla 3-1: Ubicación estaciones fluviométricas DGA vigentes en Primera Sección Río Aconcagua.

<i>Estación</i>	<i>Este (WGS 84, UTM 19 Sur)</i>	<i>Norte (WGS 84, UTM 19 Sur)</i>
<i>Río Juncal en Juncal</i>	390690	6363074
<i>Río Blanco en Río Blanco</i>	378428	6357874
<i>Río Aconcagua en río Blanco</i>	377882	6357929
<i>Río Colorado en Colorado</i>	367650	6363280
<i>Río Aconcagua en Chacabuquito</i>	358750	6364302
<i>Esteros Pocuro en el Sifón</i>	355764	6356553

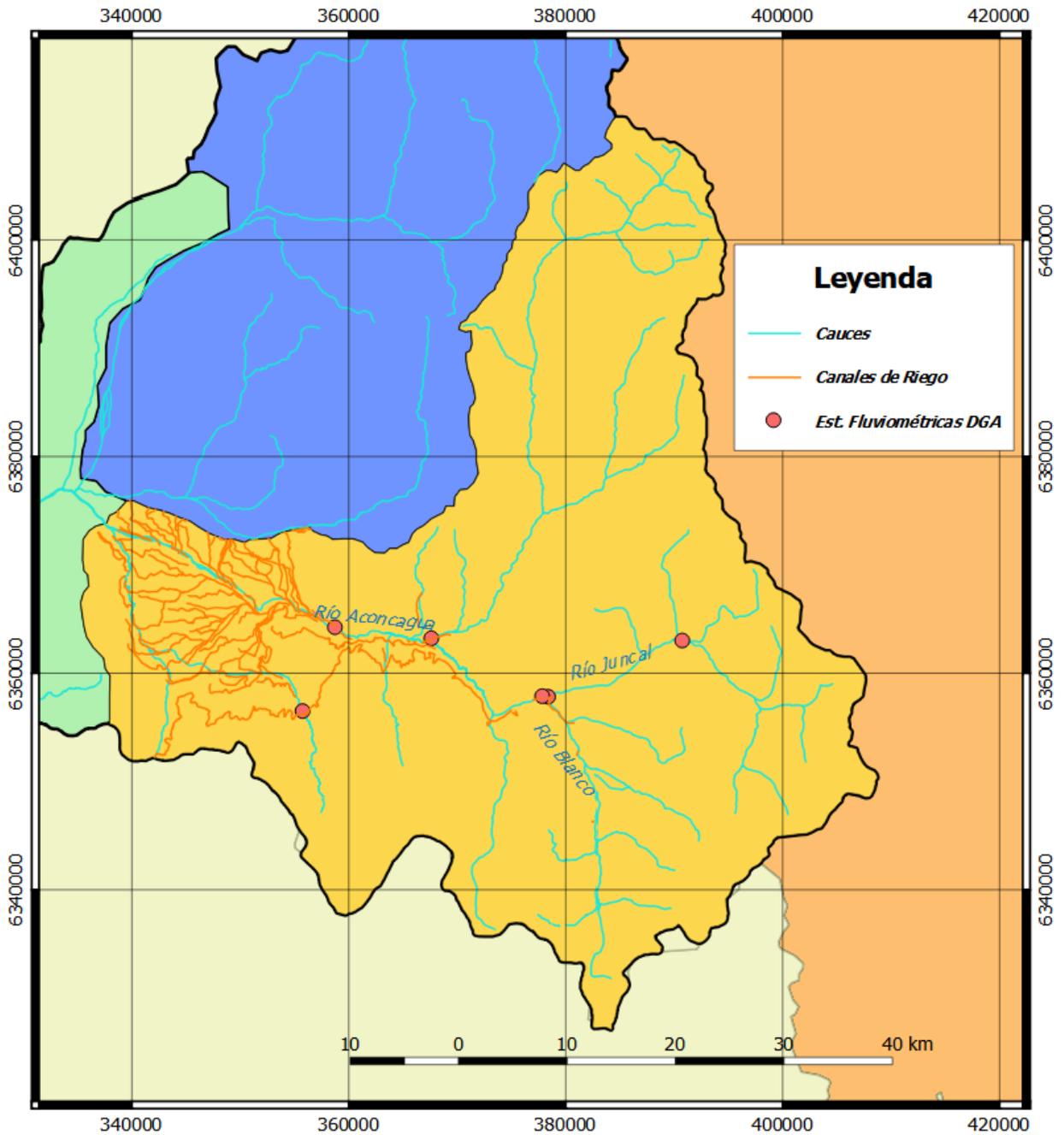


Figura 3.4: Primera Sección Río Aconcagua - Canales de riego existentes, cauces principales y estaciones fluviométricas DGA vigentes.

Tabla 3-2: Derechos de agua de asociados a la Junta de Vigilancia primera sección río Aconcagua.

Fuente: Junta de Vigilancia de la primera sección del río Aconcagua.

CANAL/ASOCIACIÓN O EMPRESA	DERECHOS PERMANENTES (ACC)	DERECHOS PERMANENTES (L/S)	DERECHOS EVENTUALES (L/S)	CAUDAL TOTAL (L/S)
CHACAYES	0,00	0,00	9,45	9,45
LA QUEBRADA	0,00	0,00	16,20	16,20
ZAMORA O LAS VIZCACHAS	33,00	59,40	0,00	59,40
RAMIREZ	83,00	149,40	257,40	406,80
HURTADO O SAN REGIS	645,29	1161,53	1080,00	2241,53
SALERO (O SAN JOSE)	67,00	120,60	540,00	660,60
SAN MIGUEL	1647,58	2965,64	360,00	3325,64
SANTANDER	76,00	136,80	36,00	172,80
QUILPUÉ	887,39	1597,31	153,00	1750,31
ESTANQUERA	227,00	408,60	41,40	450,00
AHUMADA O ALMENDRA	800,00	1440,00	211,68	1651,68
HERRERA	463,08	833,54	149,40	982,94
MONTENEGRO O ALMENDRAL	515,64	928,16	127,80	1055,96
EL SAUCE O ENCON	434,75	782,54	180,00	962,54
EL PUEBLO	218,00	392,40	183,60	576,00
LA PIRCA	74,00	133,20	39,60	172,80
CHACABUCO POLPAICO	0,00	0,00	2998,80	2998,80
LOS QUILOS	228,66	411,58	14,40	425,98
LA PETACA	498,86	897,95	1260,00	2157,95
SANTA ROSA	1205,48	2169,87	1260,00	3429,87
RINCONADA	2430,00	4374,00	563,40	4937,40
SAN RAFAEL	1487,00	2676,60	1260,00	3936,60
LOS CANTOS	277,27	499,09	204,75	703,84
CURIMON	400,00	720,00	90,00	810,00
CERRO VERDE	75,00	135,00	18,00	153,00
LADERA NEGRA	0,00	0,00	525,60	525,60
TOTAL	12774,00	22993,20	11580,48	34573,68

3.3. Canal objetivo del estudio

El canal objetivo de este estudio es el canal Matriz más el primer tramo del canal Hurtado, desde la actual ubicación del sensor de medición (inicio canal Hurtado y término de canal Matriz) hasta 300 metros aguas abajo de la quebrada “El Huape” (ver Figura 3.5). Esta elección se sustenta en la futura relevancia que estas tendrían de llevarse a cabo los proyectos de “Unificación Bocatomas” contempladas en la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas (Dirección de Obras Hidráulicas, 2015), que en síntesis propone convertir al canal Hurtado en un canal matriz desde donde se distribuyan las aguas a los regantes, teniendo así un único punto de intervención en el cauce natural para la ribera norte y no distintas bocatomas para los distintos canales. Además, en la actualidad es uno de los canales con mayor caudal a llevar y cuenta, entre otras obras, con un tranque de almacenamiento producto de las aguas utilizadas por la hidroeléctrica ubicada aguas arriba por el río Aconcagua.

Las distintas obras de arte (ANEXO C Obras de Arte) distribuidas a lo largo del canal objetivo (ver Figura 3.6) se detallan en las siguientes secciones. Las ubicaciones de estas están descritas desde la bocatoma del canal (Tabla 3-3) y cabe destacar que, a pesar que la jurisdicción de la Junta de Vigilancia es solo hasta el punto de medición (1890 metros desde la bocatoma aproximadamente), se cuenta con el catastro completo de los primeros 2800 metros del canal, siendo toda esta información utilizada como se indica más adelante en la modelación del canal.

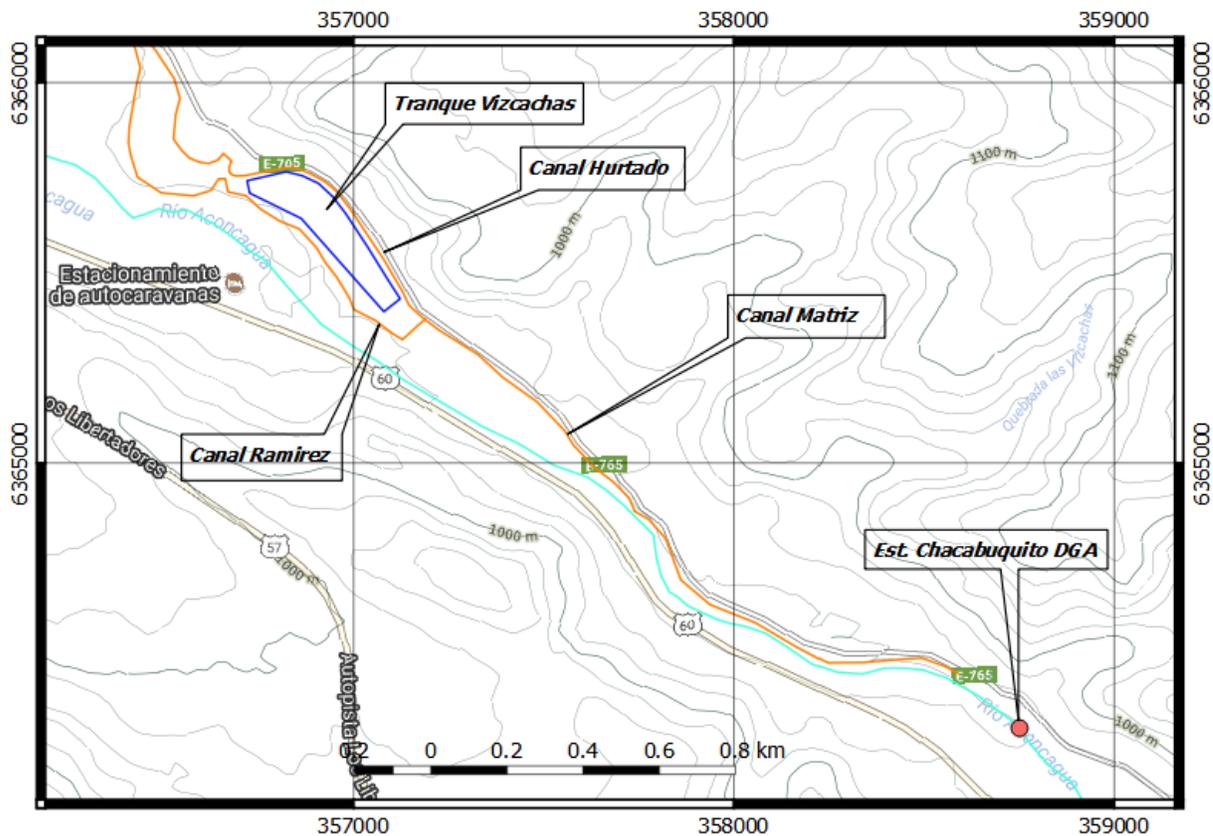


Figura 3.5: Esquema canal objetivo - Canales Matriz y Hurtado.

Tabla 3-3: Ubicación Obras de Arte en canal objetivo.

CODIGO	DISTANCIA DESDE BOCATOMA (M)	OBRA	ESTE (WGS 84, UTM 19 SUR)	NORTE (WGS 84, UTM 19 SUR)
OA-01	0	Bocatoma	358586	6364427
OA-02	20	Compuerta Lateral	358570	6364439
OA-03	De 235 a 258	Muro Lateral	358365	6364473
OA-04	466	Compuerta de Regulación	358165	6364521
OA-05	466	Descarga desde Canal	358165	6364521
OA-06	De 780 a 790	Atraveso	357879	6364685
OA-07	De 1120 a 1140	Canalización	357683	6364956
OA-08	De 1460 a 1470	Atraveso	357445	6365193
OA-09	De 1618 a 1623	Puente	357319	6365289
OA-10	1760	Puente	357201	6365368
OA-11	1780	Descarga desde Canal	357184	6365380
OA-12	1870	Descarga desde Canal	357133	6365452
OA-13	De 1873 a 1889	Compuerta de Regulación	357132	6365454
OA-14	2548	Atraveso	356674	6365809
OA-15	1870	Tranque	357133	6365452

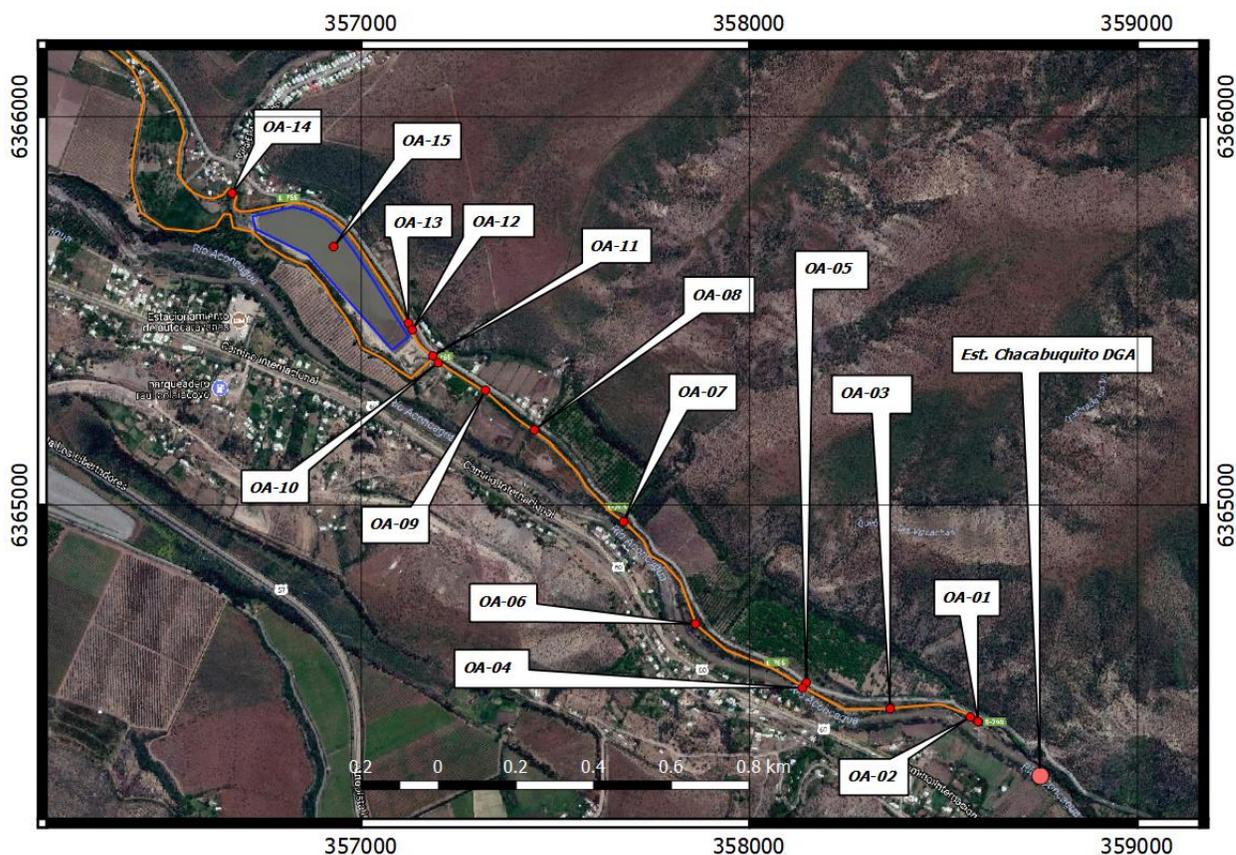


Figura 3.6: Esquema ubicación obras de arte en canal objetivo.

3.4. Campañas de Terreno y Recolección de Datos

3.4.1. Campañas de Terreno

Para la realización de este estudio se efectuaron tres visitas a terreno a la zona de interés, las cuales se describen a continuación:

- **Terrenos 1 y 2:** Efectuados los días martes 18 de abril de 2017 y lunes 24 de abril de 2017 respectivamente, estas dos visitas tuvieron por objeto recorrer las bocatomas y puntos de medición de los canales de riego cuya jurisdicción depende de la Junta de Vigilancia de la primera sección del río Aconcagua y así tomar cuenta del estado de los canales y sus estructuras componentes, identificar posibles puntos de interés para el análisis, tomar cuenta de las reglas de operación utilizada y como se efectúa la distribución del recurso, ya sea acorde a los derechos de agua de los regantes o proporcionales a este en caso de escasez hídrica. Por otra parte, tras estas visitas se pudo constatar el real interés por parte de la Junta de Vigilancia por este trabajo, identificar eventos anteriormente ocurridos en los canales y el acceso a información de los canales por parte de la propia Junta de Vigilancia.

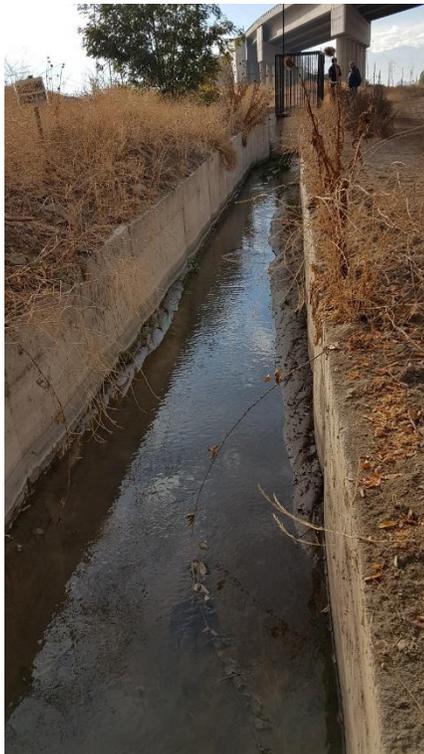


Figura 3.7: Visita Terreno 1 – Canal La Pirca y sensor de medición, vista desde aguas arriba (izquierda); Compuerta de Regulación Canal Ahumada vista desde aguas abajo (derecha).



Figura 3.8: Visita Terreno 2 – Canal Santander y sensor de medición, sección con embanque (izquierda); Sensor de medición Canal Rinconada, vista desde aguas arriba (derecha).

- **Terreno 3:** Realizado el día jueves 04 de enero de 2018, esta visita a terreno tuvo por objetivo la inspección de los puntos de interés particulares para este estudio (los cuales se detallan y justifican en el CAPÍTULO 4 más adelante).

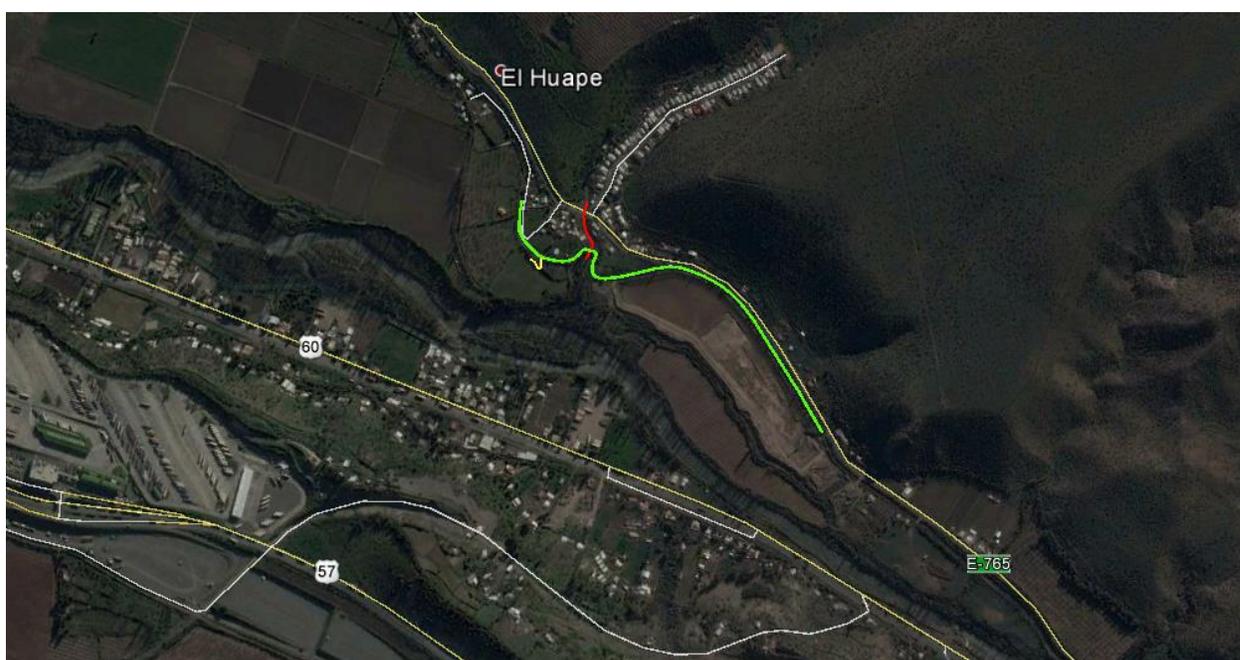


Figura 3.9: Visita Terreno 3 - Captación/Entrega a Tranque (izquierda) y Compuerta de Descarga a río desde Tranque (derecha).

3.4.2. “PROYECTO DE MEJORAS Y REVESTIMIENTO CANAL HURTADO”, MAS Recursos Naturales S.A. & WATS (2016)

Este proyecto tuvo por objeto el detectar deficiencias en el canal e indicar/planificar las mejoras necesarias. Su análisis se centra desde el actual punto de medición existente en el canal (1889 metros desde la bocatoma) hasta doscientos metros aguas abajo del atraveso producto de la quebrada “El Huape”. Para esto se caracterizó topográficamente dicho tramo del canal Hurtado junto a la misma quebrada en cuestión. Dicha información topográfica es la que se utiliza en el presente estudio.

La información de este proyecto fue proporcionada por la propia Junta de Vigilancia.



*Figura 3.10: Localización Tramo Canal Hurtado objeto del levantamiento.
Modificado de MAS Recursos Naturales S.A. & WATS, 2016.*

3.4.3. “FACTIBILIDAD UNIFICACIÓN DE BOCATOMAS RIO ACONCAGUA, PRIMERA SECCIÓN, V REGIÓN”, CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda. (2011)

Este proyecto consistió en realizar un estudio de factibilidad, considerando aspectos técnicos, económicos, territoriales y ambientales, acerca de la unificación de las bocatomas presentes en la primera sección del río Aconcagua por cada ribera.

Particularmente, en este proyecto se efectuó la caracterización topográfica de los canales involucrados en el estudio de factibilidad requerido. Dicha caracterización se desarrolló directamente en los tramos de los canales en donde la Junta de Vigilancia tiene directa

jurisdicción, que en el caso del canal Hurtado corresponde al tramo comprendido desde la bocatoma hasta el punto de medición por telemetría (1889 metros desde la bocatoma).

La información de este proyecto fue proporcionada por la propia consultora CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda.

CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA DE ESTUDIO

En el desarrollo de este trabajo se han llevado a cabo las siguientes actividades, las que si bien se presentan en orden en la práctica resultan iterativas entre ellas, de modo que se explica en las descripciones de cada una.

4.1. Elaboración modelo HEC-RAS del Canal Hurtado

Por medio de los levantamientos topográficos realizados en los proyectos mencionados en el capítulo anterior, se cuenta con suficiente información para la confección de un modelo del canal por medio del software HEC-RAS. Para esto, una primera etapa consiste en estandarizar las referencias utilizadas en cada levantamiento para poder acoplarlos en uno solo, que en este caso el datum es el WGS84 H19S. Esta etapa de acoplamiento se realiza por medio del software CIVIL 3D para luego exportar la geometría directamente a HEC-RAS.

Con esta primera etapa de establecer la geometría del canal el siguiente paso es la calibración del modelo en cuanto a representar efectivamente el flujo visto en terreno y al registrado por la propia Junta de Vigilancia. Para esto se efectúa la simulación del flujo en base al hidrograma representativo (descrito en la sección 4.3 más adelante) y contrastando la curva de descarga obtenida en la sección de aforo con las mediciones registradas por la junta. Cabe mencionar que estas simulaciones de calibración también son efectuadas en régimen transiente. Además, también se verifican tanto la velocidad como la energía desarrolladas a lo largo del eje para cada intervalo de tiempo de simulación, ajustando apropiadamente los coeficientes de contracción/expansión del flujo entre cada punto de evaluación o River Station (según su nomenclatura en HEC-RAS). Como condición de borde para el régimen transiente se utilizó el hidrograma representativo en la bocatoma (condición de aguas arriba) mientras que en el último punto del eje simulado se impuso la curva de descarga de ese mismo punto, pero obtenida tras la evaluación del régimen permanente. La condición de borde para la resolución en régimen permanente se utilizó, tanto en aguas arriba como aguas abajo, altura normal. En ambos casos, régimen permanente y régimen transiente, se evaluaron permitiendo el desarrollo de flujo mixto en el eje dada la geometría que presenta el canal.

4.2. Determinación de puntos de interés

Sobre la base al modelo generado, a resultados preliminares de este, a lo identificado en las dos primeras visitas a terreno y observaciones de la zona por medio de imágenes satelitales, se determinan los puntos de interés del estudio, los cuales se detallan a continuación.

4.2.1. Punto 1: River Station 920

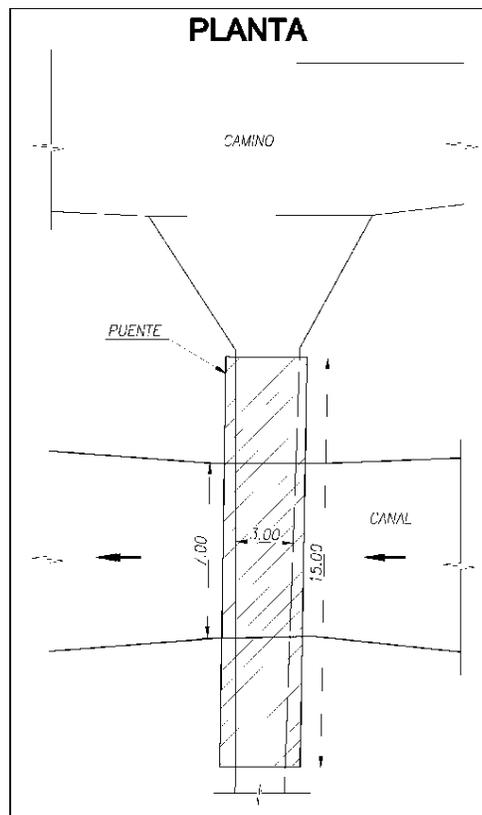
Este punto es escogido tras la revisión de la geometría obtenida del canal dado que representa un punto donde la pendiente del eje cambia bruscamente. Visto en planta, este punto también representa una zona de curvas del canal.



Figura 4.1: Zona RS 920.

4.2.2. Punto 2: River Station 1620

Este punto es identificado ya que corresponde a un puente que atraviesa por sobre el canal, lo que genera un angostamiento cuyo efecto se pudo constatar en la tercera visita a terreno efectuada.



*Figura 4.2: Esquema planta puente travieso.
Modificado de CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda, 2011.*



*Figura 4.3: Vista aérea puente travieso.
Modificado de Google Earth.*

4.2.3. Punto 3: River Station 2548,21

Este punto es destacado producto de ser un atraveso (superior) significativo en el eje del canal simulado, ya que representa un posible punto de aporte de caudal al canal además de posibles obstrucciones provenientes del arrastre de material desde la quebrada El Huape ante eventos de precipitación importantes.

Cabe destacar que este punto está fuera de la directa jurisdicción de la Junta de Vigilancia al encontrarse aguas debajo de la sección de aforo, pero se incluye en el análisis por las posibles influencias aguas arriba que se puedan generar, en caso de alcanzar la sección de aforo.

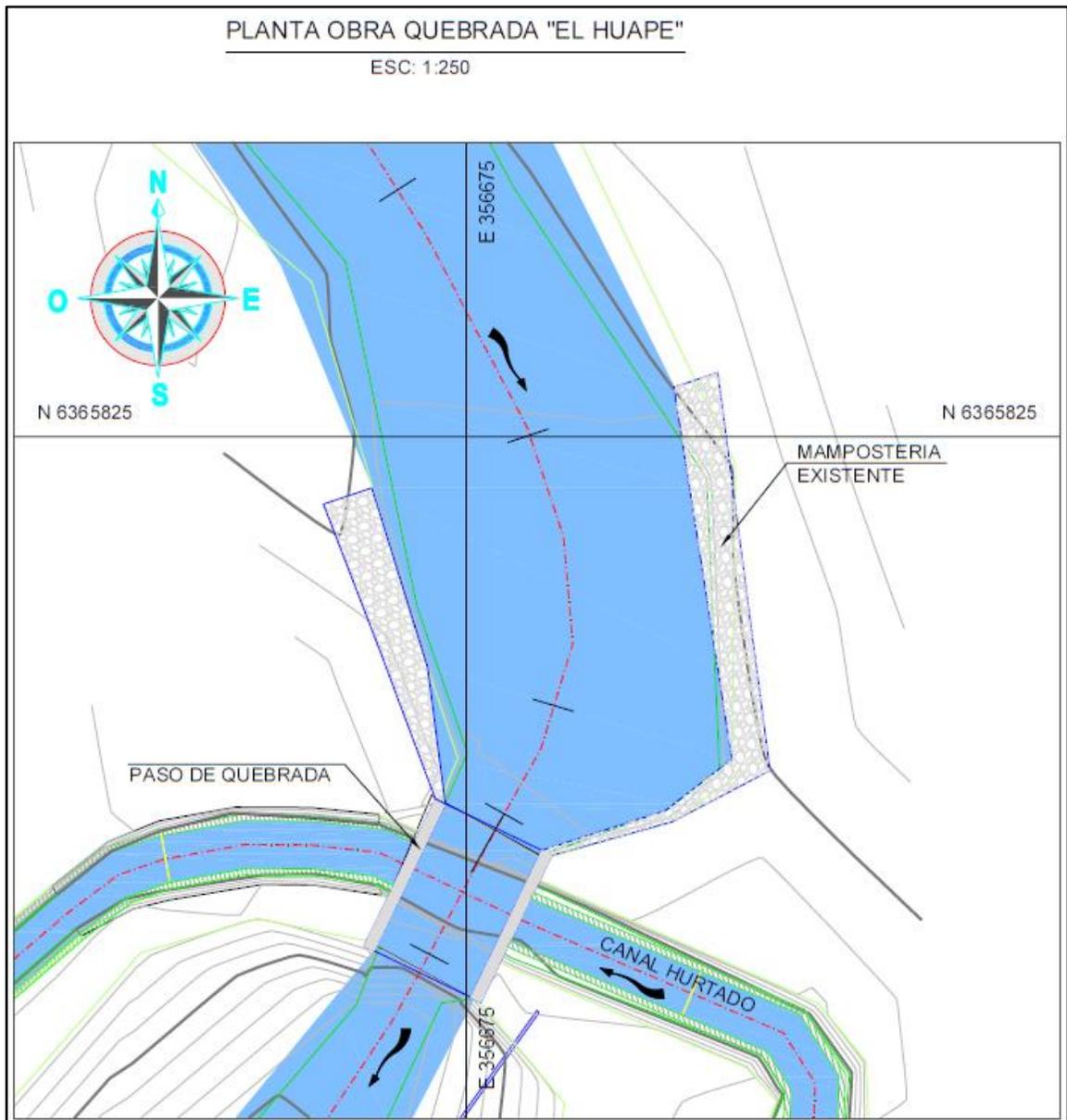


Figura 4.4: Esquema vista en planta atraveso quebrada “El Huape”.
Modificado de MAS Recursos Naturales S.A. & WATS, 2016.



*Figura 4.5: Vista hacia aguas arriba de la quebrada "El Huape".
Modificado de MAS Recursos Naturales S.A. & WATS, 2016.*

4.3. Determinación hidrograma representativo y eventos a simular

Dado que es de interés para este estudio parametrizar posibles cambios temporales en el escurrimiento, es necesario dar resolución al modelo en régimen transiente. Para esto se elabora un hidrograma representativo del flujo en el canal gracias al análisis del registro de mediciones efectuada por la misma Junta de Vigilancia. Dicho registro corresponde a las mediciones efectuadas en las secciones de aforo dispuestas por la junta y no en la bocatoma por lo que, dado que entre la bocatoma y la sección de aforo del canal Hurtado existe una bifurcación por compuertas laterales que alimenta al canal Ramírez, se suman temporalmente ambos registros (Hurtado y Ramírez) para así establecer el caudal total que está entrando por la bocatoma al canal.

Específicamente, para la construcción del hidrograma se tomaron en cuenta los valores mínimo y máximo ($0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente) dentro del registro facilitado y procesado, imponiéndose una tasa de cambio entre estos valores (desde el mínimo hasta el máximo) equivalente a la tasa de cambio promedio obtenida de los datos ($0,02 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada 15 min).

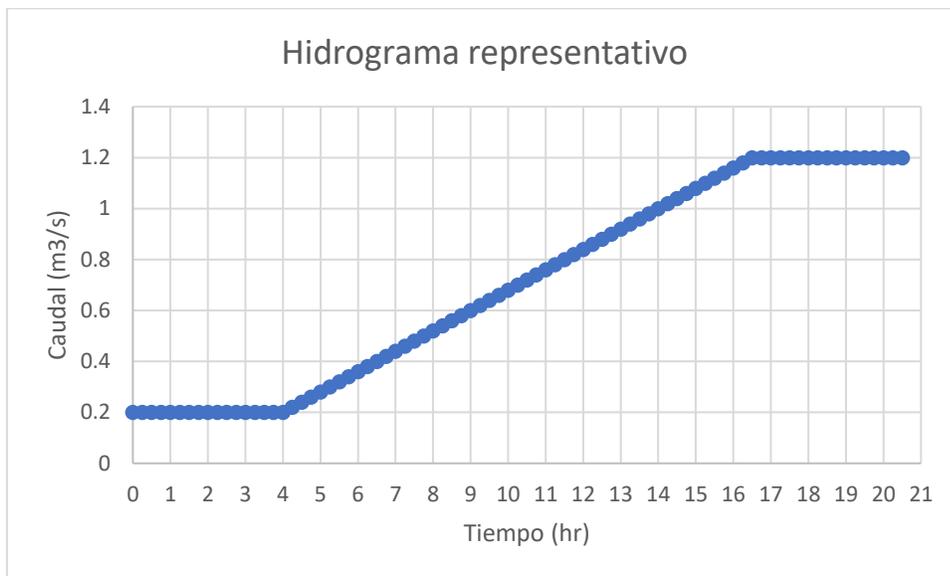


Figura 4.6: Hidrograma representativo condición base.

Este hidrograma representa la condición base en el desarrollo del flujo en el canal, actuando directamente desde la bocatoma (inicio del canal) hacia aguas abajo.

Respecto a los eventos a simular en el estudio, estos provienen del análisis de la propia experiencia de los regantes, además del análisis de la topografía recopilada y de lo observado en las dos primeras visitas a terreno. En cuanto a la ejecución de las simulaciones en sí, se realizan estas imponiendo el hecho que todas las compuertas laterales presentes en el eje (de evacuación, derivación a canal Ramírez, derivación a tranque Las Vizcachas) se encuentran completamente cerradas, con objeto de poder resaltar el efecto de los eventos a simular dentro del canal objetivo y en la línea del proyecto de unificación de las bocatomas del río Aconcagua.

Los tipos de eventos a simular (Tabla 4-1) corresponden a eventos de aporte al canal, extracción desde el canal, obstrucciones del canal en algún punto, embanque y variación del Manning. De las Figura 4.7 a la Figura 4.10 se ilustra la ubicación longitudinal en el canal de los eventos a simular.

En la realización de las simulaciones, el software permite determinar la diferencia de tiempo (dt) con la cual resolver el problema de flujo. En este estudio, para todas las simulaciones efectuadas se establece la mínima posible, correspondiente a 1 segundo.

Tabla 4-1: Descripción eventos de simulación sobre el canal.

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Base	Representa el escurrimiento en el canal producto del hidrograma representativo. Es a esta condición a la cual se le aplicaran los eventos de interés
Aporte en RS 500 del 20%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 500 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base (para esto, y en los siguientes eventos, primero se determina el hidrograma desarrollado en el punto en la condición base y, posteriormente, se vuelve a simular el escurrimiento agregando un 20% al punto señalado)
Aporte en RS 500 del 50%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 500 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 500 del 80%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 500 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1250 del 20%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1250 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1250 del 50%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1250 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1250 del 80%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1250 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1998,21 del 20%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1998,21 del 50%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Aporte en RS 1998,21 del 80%	Corresponde a un aporte de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 500 del 20%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 500 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 500 del 50%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 500 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 500 del 80%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 500 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 1250 del 20%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1250 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 1250 del 50%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1250 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 1250 del 80%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1250 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 1998,21 del 20%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 20% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base

(Continuación Tabla 4-1: Descripción eventos de simulación sobre el canal.)

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Extracción en RS 1998,21 del 50%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 50% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Extracción en RS 1998,21 del 80%	Corresponde a una disminución de caudal en el River Station 1998,21 equivalente al 80% del caudal que estaría pasando por dicho punto en la condición base
Embanque desde RS 800 a 1420	Corresponde a la depositación de sedimento definida en este tramo por ser el que a criterio es el más esperable de presentar este evento. La magnitud del embanque también es definida a criterio
Obstrucción en RS 920 del 30%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 920 equivalente al 30% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 920 del 50%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 920 equivalente al 50% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 920 del 80%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 920 equivalente al 80% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 1620 del 30%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 1620 equivalente al 30% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 1620 del 50%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 1620 equivalente al 50% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 1620 del 80%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 1620 equivalente al 80% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 2548,21 del 30%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 2548,21 equivalente al 30% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 2548,21 del 50%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 2548,21 equivalente al 50% de la sección de flujo base
Obstrucción en RS 2548,21 del 80%	Corresponde a una obstrucción vertical de la sección transversal ubicada en el River Station 2548,21 equivalente al 80% de la sección de flujo base
Variación Manning desde RS 800 al 1420	Corresponde a un aumento de del valor del coeficiente de Manning asociado al lecho del canal en el tramo que se identifica como el más probable de ocurrir

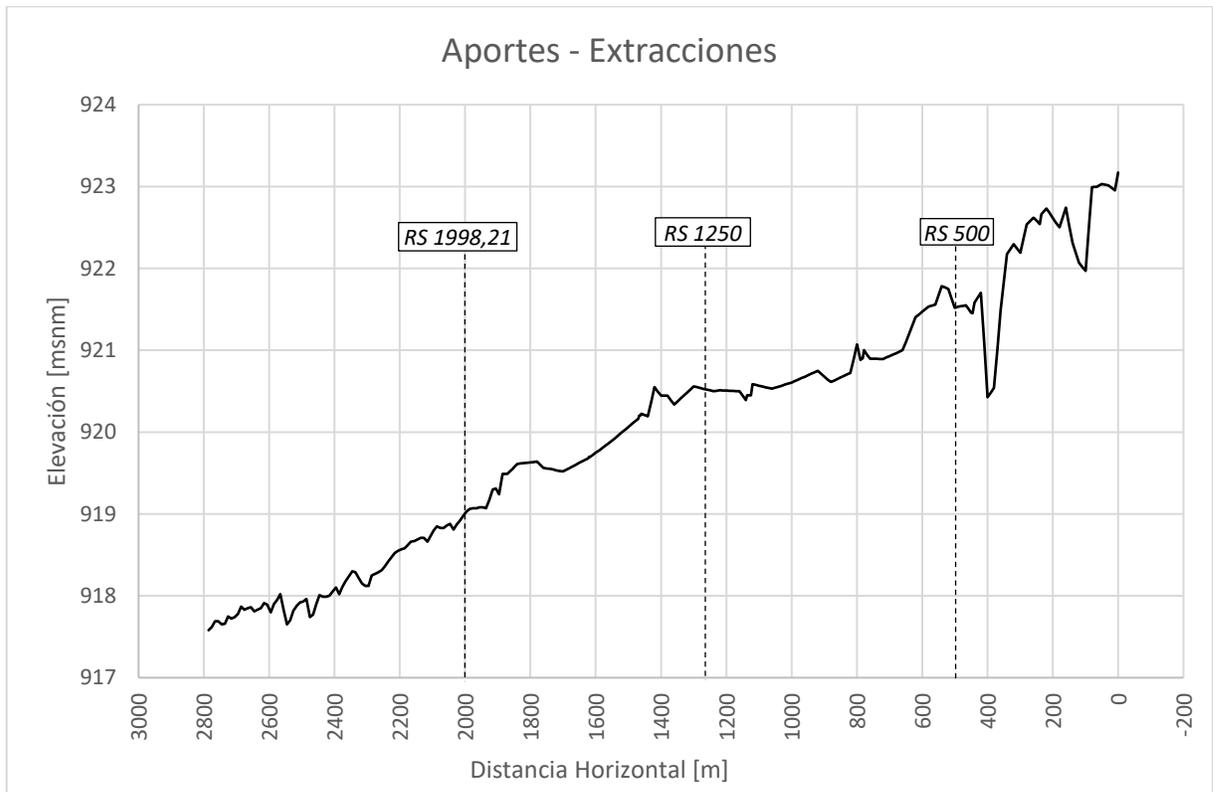


Figura 4.7: Ubicación eventos de aporte/extracción en el canal.



Figura 4.8: Ubicación eventos de obstrucción en el canal.

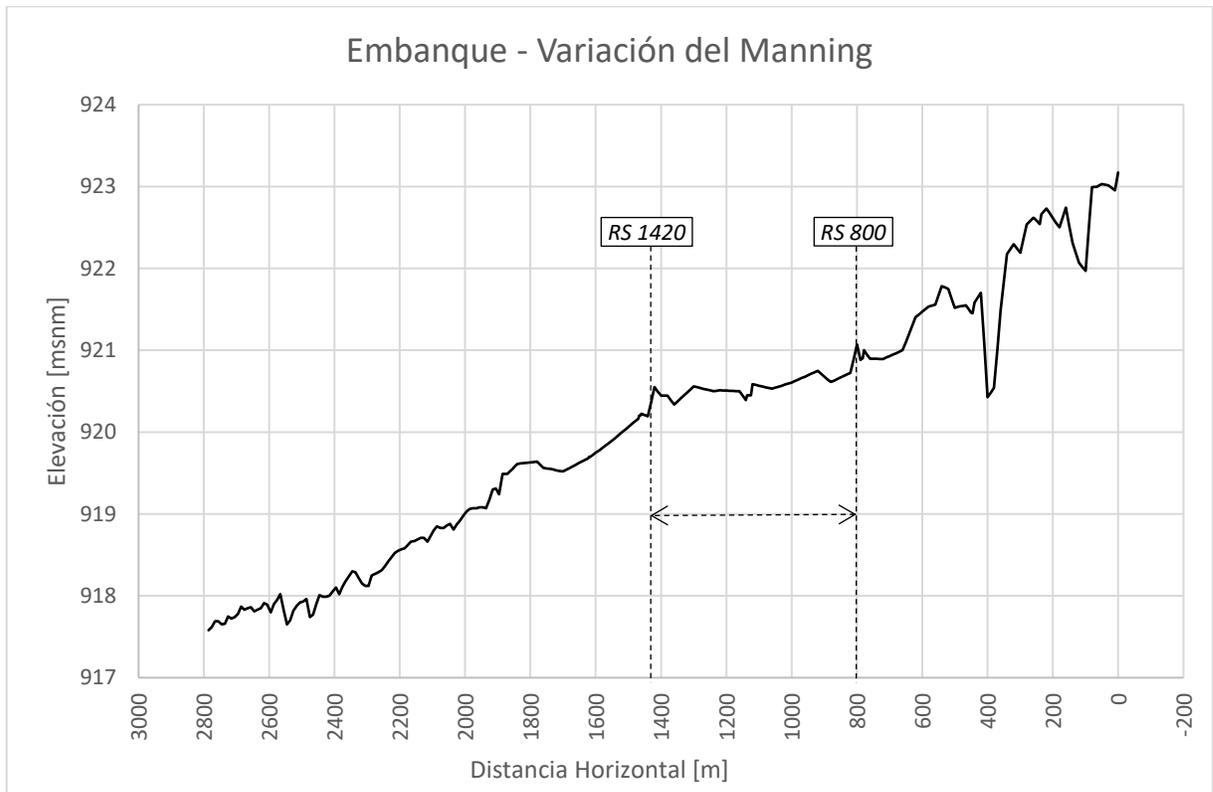


Figura 4.9: Ubicación eventos de embanque y variación de Manning en el canal.

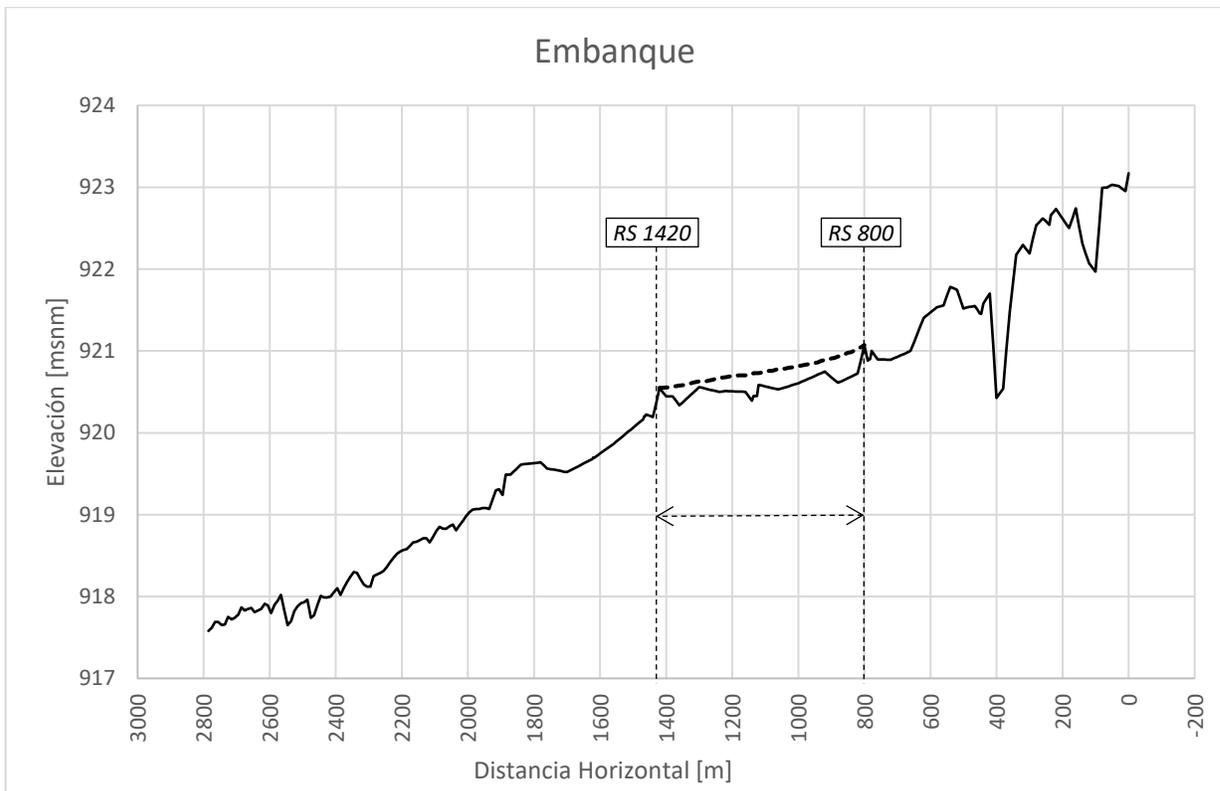


Figura 4.10: Esquematización embanque en canal objetivo.

4.4. Análisis de los resultados de las simulaciones

Si bien el software HEC-RAS permite la visualización de los resultados obtenidos, ya sea por medio de tablas o gráficos (e incluso animaciones), lo que es de interés en este estudio no es solo identificar los cambios netos en el escurrimiento sino además poder relacionar estos entre sí, junto la variabilidad temporal que se tengan entre ellos. Es por esto que los resultados obtenidos de las simulaciones se exportan a softwares que permitan realizar el análisis pretendido, como lo son los softwares MATLAB y EXCEL.

Respecto de los cambios en el escurrimiento, para cada evento simulado se compara el escurrimiento en la situación base frente al del propio evento, identificando la magnitud de las diferencias desarrolladas junto con las porcentuales. Esto se realiza para la situación de mínimo caudal como en la de máximo caudal y así identificar el cambio en la zona de influencia dentro del canal. También se procede a comparar las curvas de descarga de los puntos en su condición base con la que se desarrolla en el evento en cuestión, no solo en la amplitud de los cambios sino también en términos porcentuales. Este análisis de las curvas de descarga se efectúa por medio de la parametrización de los resultados en curvas potenciales, por lo que al ser en procedimiento algebraico se le puede asociar un error de tipo estadístico producto de la parametrización. Este error es el que se utiliza para la obtención de rangos en los que la futura lectura hecha por los sensores puede variar, y así obtener residuales porcentuales que sirvan de indicadores en la determinación futura de cuál es el evento que estaría ocurriendo dada una lectura del sensor.

En cuanto a la variabilidad temporal, esta se refiere específicamente en determinar en cuanto tiempo se debiese desarrollar un caudal que se registra en la bocatoma en algún punto en específico dentro del canal. A este tiempo, durante el desarrollo de este estudio, se le denomina Tiempo de Viaje.

Tanto del análisis de las curvas de descarga de los puntos seleccionados como del análisis temporal en base al concepto introducido de Tiempo de Viaje, se determina la conveniencia o no de incorporar puntos adicionales de medición en cuanto a poder corroborar o validar la ocurrencia de un evento.

4.4.1. Elaboración Residuales

En primera instancia se analizan los residuales producto de la parametrización de la situación base. Estos valores permitirán indicar si una lectura está comprendida dentro de un rango aceptable y así poder tomar dicha lectura como válida para la situación base. De esta manera, teniendo la parametrización de cada curva de descarga y su intervalo de confianza del 95% asociado, estos residuales se pueden obtener como la diferencia entre el valor de los límites (superior e inferior) del intervalo y el valor de la propia parametrización (valor central) de la forma:

$$Res_{max}(Q) = H_{lim\ sup}(Q) - H_{central}(Q) \quad (4.1)$$

$$Res_{min}(Q) = H_{lim\ inf}(Q) - H_{central}(Q) \quad (4.2)$$

Las dos expresiones anteriores permiten obtener el valor de los residuales en igual unidad de medida en que se tienen las alturas desde la curva de descarga (metros). De manera similar, se pueden obtener los residuales porcentuales (en base al valor central) de la forma:

$$Res_{max}(Q) = \left(H_{lim\ sup}(Q) - H_{central}(Q) \right) * 100 / H_{central}(Q) \quad (4.3)$$

$$Res_{min}(Q) = \left(H_{lim\ inf}(Q) - H_{central}(Q) \right) * 100 / H_{central}(Q) \quad (4.4)$$

En caso de ocurrencia de algún evento el procedimiento es similar al anterior, salvo que es necesario determinar los residuales producto de la curva de descarga en el punto bajo la influencia del evento mismo, que en caso de los valores netos queda de la forma:

$$Res_{max\ evento}(Q) = H_{lim\ sup\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) \quad (4.5)$$

$$Res_{min\ evento}(Q) = H_{lim\ inf\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) \quad (4.6)$$

En el caso de los residuales porcentuales, estos se definen de la siguiente manera:

$$Res_{max\ evento}(Q) = \left(H_{lim\ sup\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) \right) * 100 / H_{central\ base}(Q) \quad (4.7)$$

$$Res_{min\ evento}(Q) = \left(H_{lim\ inf\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) \right) * 100 / H_{central\ base}(Q) \quad (4.8)$$

Con estos resultados se compararán los rangos de los residuales para el evento con los de la condición base, y la diferencia entre estos permitirá diferenciar entre la ocurrencia de eventos en el punto del canal analizado.

4.4.2. Variabilidad Superficial del escurrimiento

Hasta este punto se ha hecho mención a un estudio mayoritariamente estadístico de los resultados de las simulaciones, pero hay un aspecto del desarrollo de los distintos flujos a

evaluar que también es necesario mencionar: la variabilidad natural a nivel de la superficie del flujo producto de aspectos como la propia geometría del canal, la rugosidad del mismo o el efecto del viento en la superficie del flujo, entre otros.

Dado que los sensores de medición de altura efectúan un registro de la altura instantánea del flujo, y que el software de resolución empleado para las simulaciones lo hace respecto de la altura media en cada punto del canal, se espera la existencia de una diferencia entre la altura obtenida por la simulación y la registrada instantáneamente por cada sensor, pero ambas correspondientes a un mismo caudal. Esta diferencia puede o no ser contenida por la obtención de residuales de la condición base a través de métodos estadísticos, dependiendo del valor final obtenido para los residuales.

Una manera de abordar este hecho es caracterizar esta variabilidad empíricamente efectuando mediciones de altura en los sensores en el tiempo de manera continua, bajo la condición de un caudal constante en el canal (ver Figura 4.11). Esta condición es justamente la utilizada cuando se realizan campañas de aforo en el canal y así calibrar la curva de operación de la sección de aforo existente. Se propone entonces realizar esta caracterización durante la ejecución de las campañas de aforo, campañas realizadas al menos una vez por año por parte de la Junta de Vigilancia. Además, por intermedio de la empresa encargada de la mantención de la telemetría y plataforma de registro de la sección de aforo existente, se cuenta con la certeza que esta medición continua del flujo es posible, permitiendo así la cuantificación de la variabilidad natural de la superficie del agua.

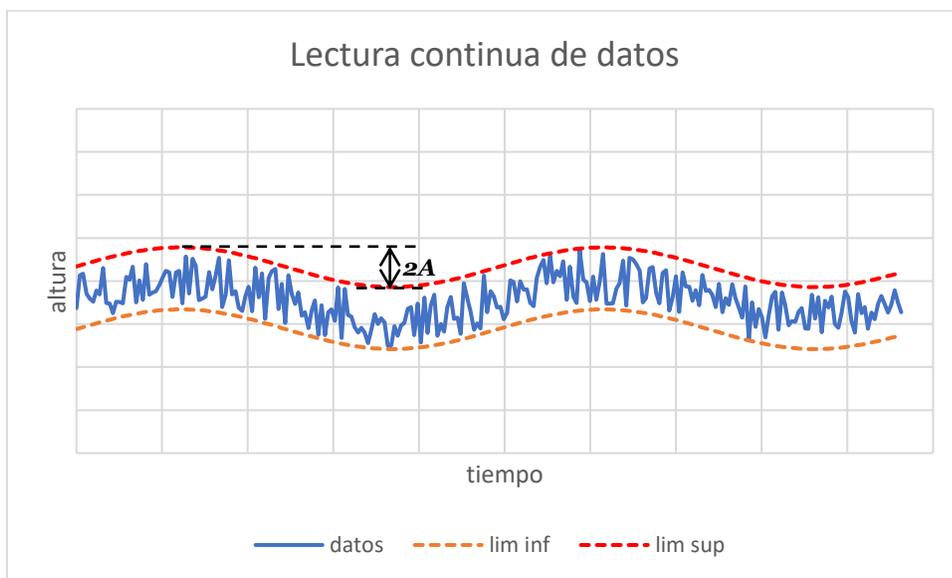


Figura 4.11: Esquema ilustrativo variabilidad natural descrita.

Esta variabilidad debiese ser agregada en la determinación de los residuales propuestos anteriormente, que en caso de los valores netos es de la forma:

$$Res_{max\ evento}(Q) = H_{lim\ sup\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) + A \quad (4.9)$$

$$Res_{min\ evento}(Q) = H_{lim\ inf\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) - A \quad (4.10)$$

Mientras que en el caso de los residuales porcentuales el ajuste debe ser de la forma:

$$Res_{max\ evento}(Q) = (H_{lim\ sup\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) + A) * 100/H_{central\ base}(Q) \quad (4.11)$$

$$Res_{min\ evento}(Q) = (H_{lim\ inf\ evento}(Q) - H_{central\ base}(Q) - A) * 100/H_{central\ base}(Q) \quad (4.12)$$

CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1. Modelo HEC-RAS del Canal Hurtado

El modelo generado incorpora todas las obras de arte antes indicadas (ver CAPÍTULO 3.3 Canal objetivo del estudio), en donde los River Station del modelo a lo más están separados una distancia horizontal de 10 metros entre sí.



Figura 5.1: Vista en planta modelo de simulación generado.

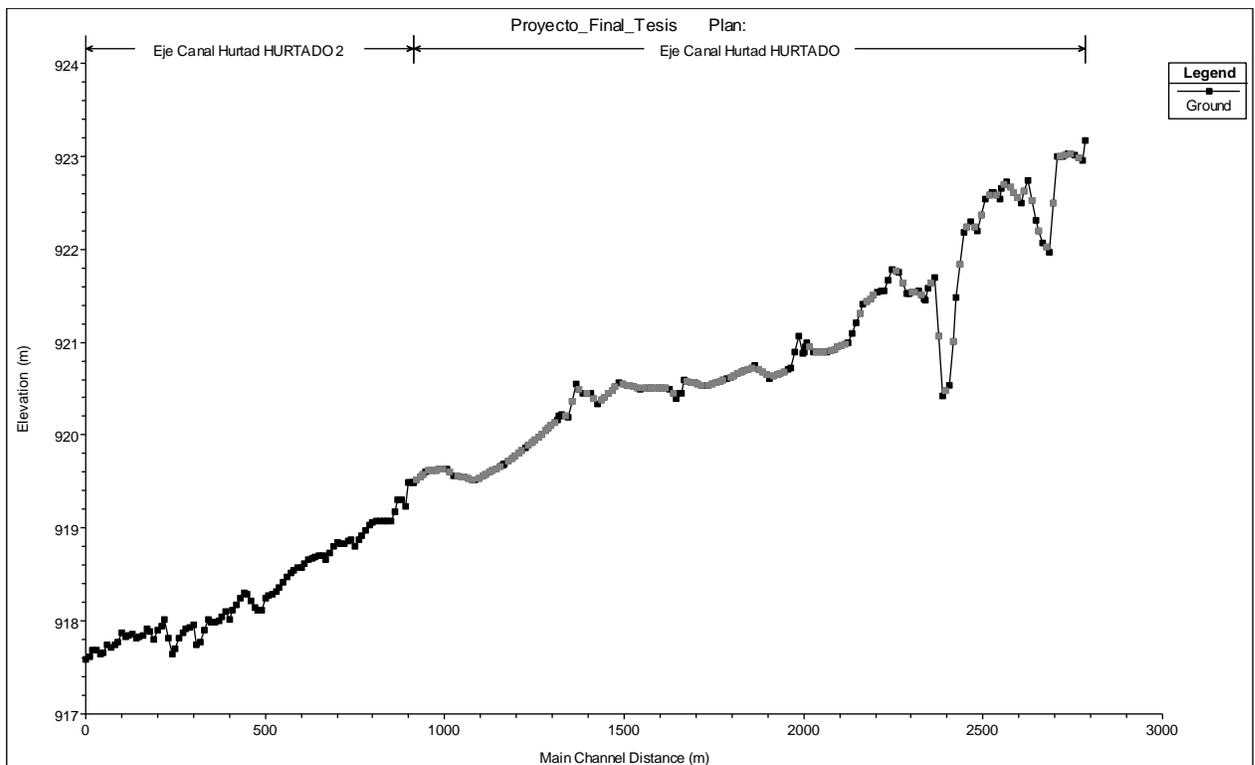


Figura 5.2: Perfil longitudinal Canal Hurtado en modelo HEC-RAS.

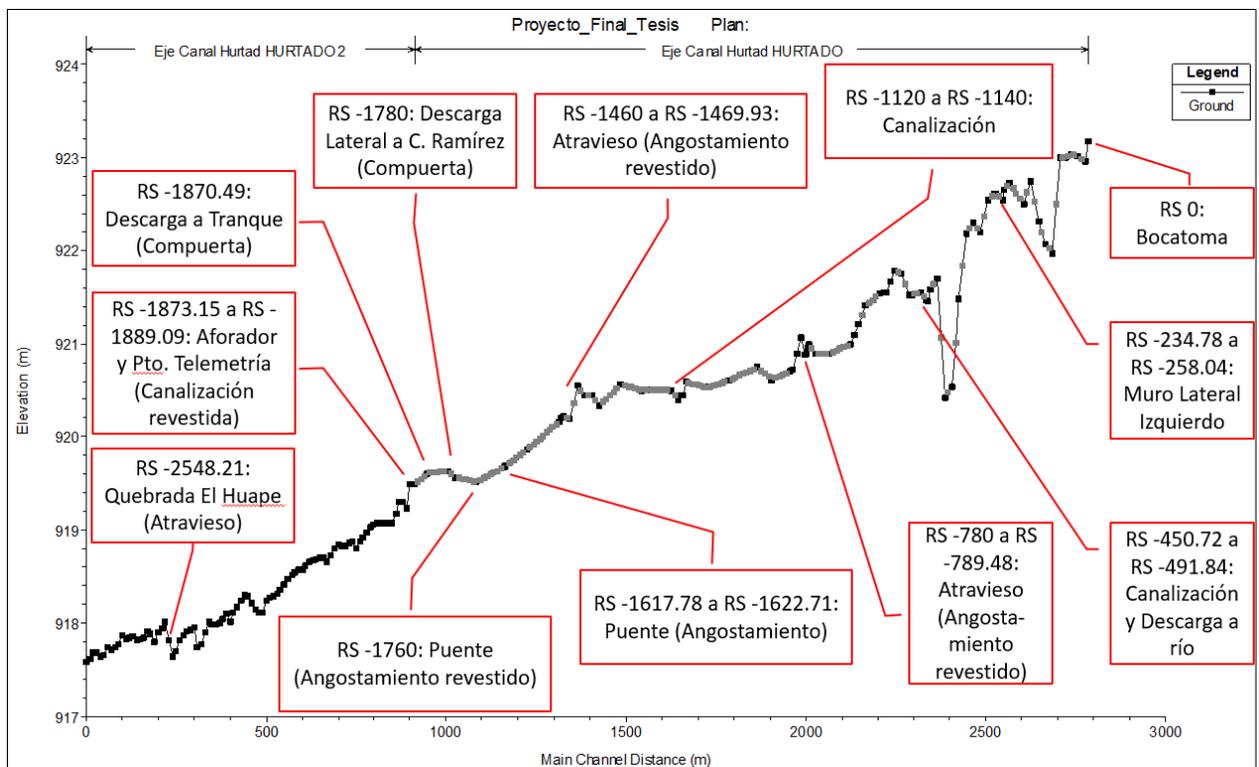


Figura 5.3: Ubicación Obras de Arte en Canal Objetivo.

Los valores del coeficiente de Manning utilizados han sido calibrados según la información facilitada por la Junta de Vigilancia para el caso del coeficiente asociado al lecho del canal, consistente en aforos realizados en distintos periodos en la sección de aforo (punto de medición de telemetría). Respecto de los coeficientes asociados a las riberas del cauce, estos se obtuvieron según las referencias de los mismos proyectos revisados, de referencias bibliográficas (Chow, 1994, y Barnes, 1987) y de la propia inspección tras las dos primeras visitas a terreno. En cuanto a las obras de arte y su coeficiente de Manning asociado, este también se obtuvo de las mismas referencias bibliográficas.

Tabla 5-1: Coeficientes de Manning en modelo de simulación.

SECCIÓN	COEFICIENTE DE MANNING
RIBERA DERECHA	0,03
RIBERA IZQUIERDA	0,03
LECHO	0,02
OBRAS DE ARTE (HORMIGÓN)	0,016

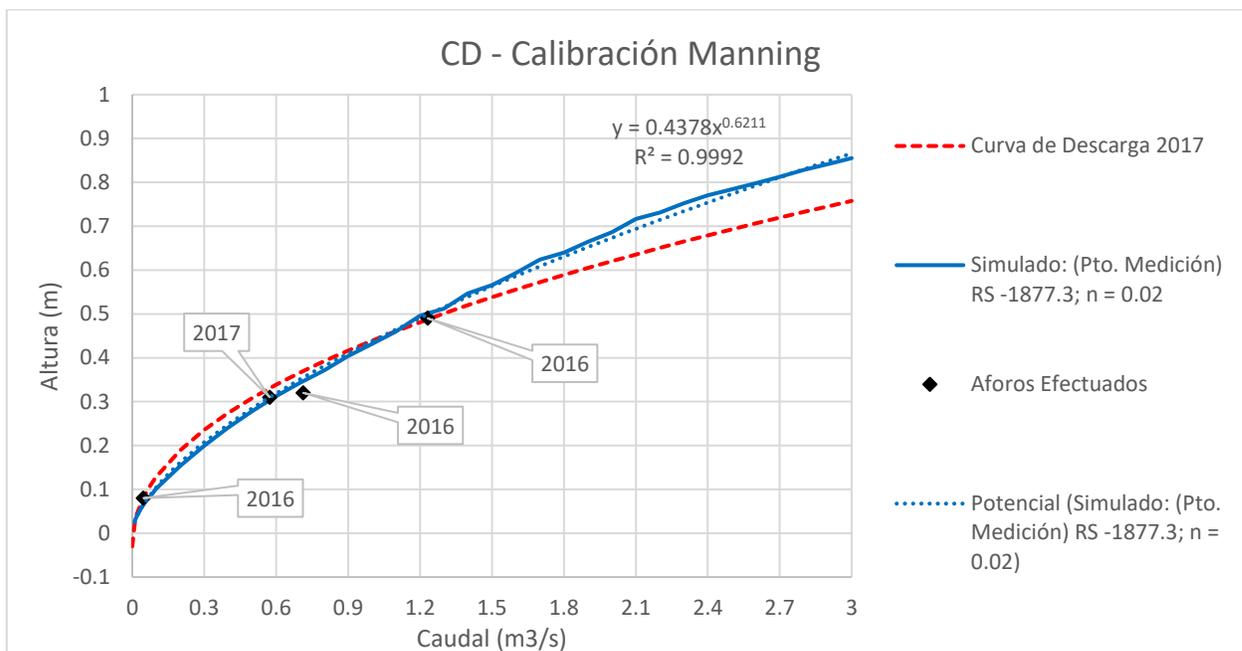


Figura 5.4: Calibración coeficiente de Manning en lecho (1).

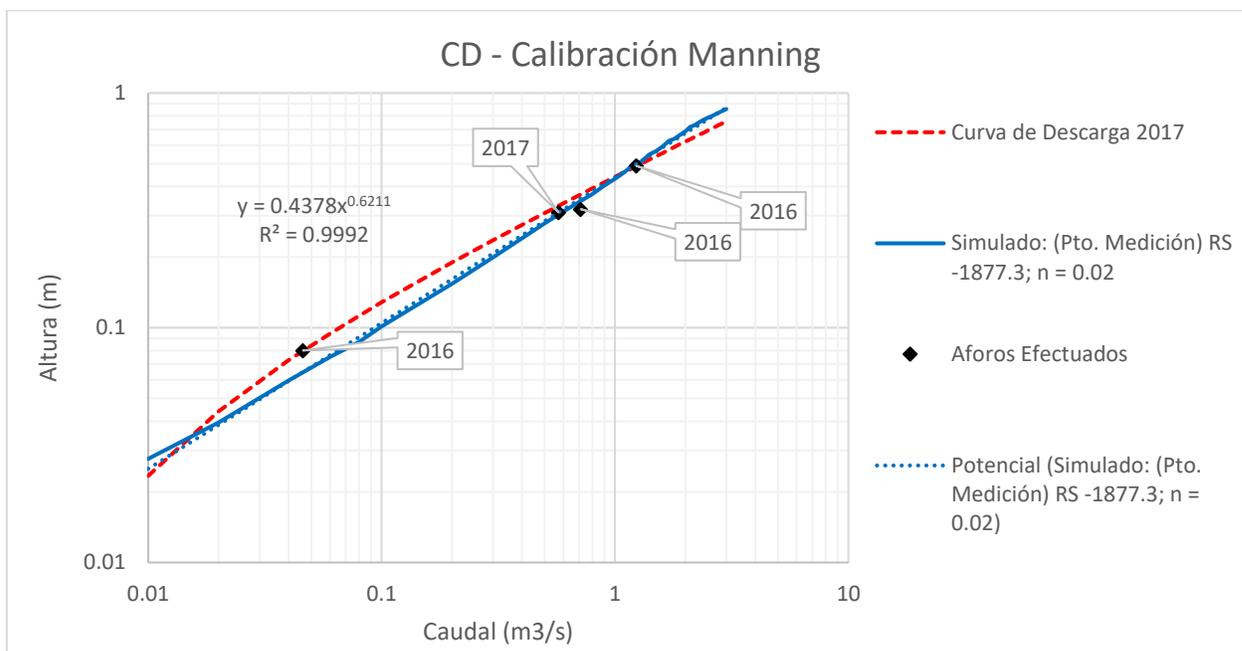


Figura 5.5: Calibración coeficiente de Manning en lecho (2).

Para el caso de los coeficientes de contracción/expansión, estos se calibraron siguiendo la propia metodología y valores sugeridos por el manual del software de simulación (U.S. Army Corps of Engineers, 2010), buscando siempre representar los flujos observados en terreno además de los registrados por la propia Junta de Vigilancia.

Tabla 5-2: Descripción coeficientes de contracción/expansión utilizados.

CARACTERÍSTICA	CONTRACCIÓN	EXPANSIÓN
SIN PÉRDIDA DE TRANSICIÓN CALCULADA	0,0	0,0
TRANSICIONES GRADUALES	0,1	0,3
SECCIONES DE PUENTE TÍPICAS	0,3	0,5
TRANSICIONES ABRUPTAS	0,6	0,8

Los valores determinados para los coeficientes de Manning y de contracción/expansión son ocupados tanto para la resolución en régimen permanente como en transiente.

5.2. Puntos de interés

En las siguientes figuras se esquematiza la descripción transversal lograda en cada punto de interés, indicando a su vez el alcance máximo de la altura de escurrimiento para la condición base definida.

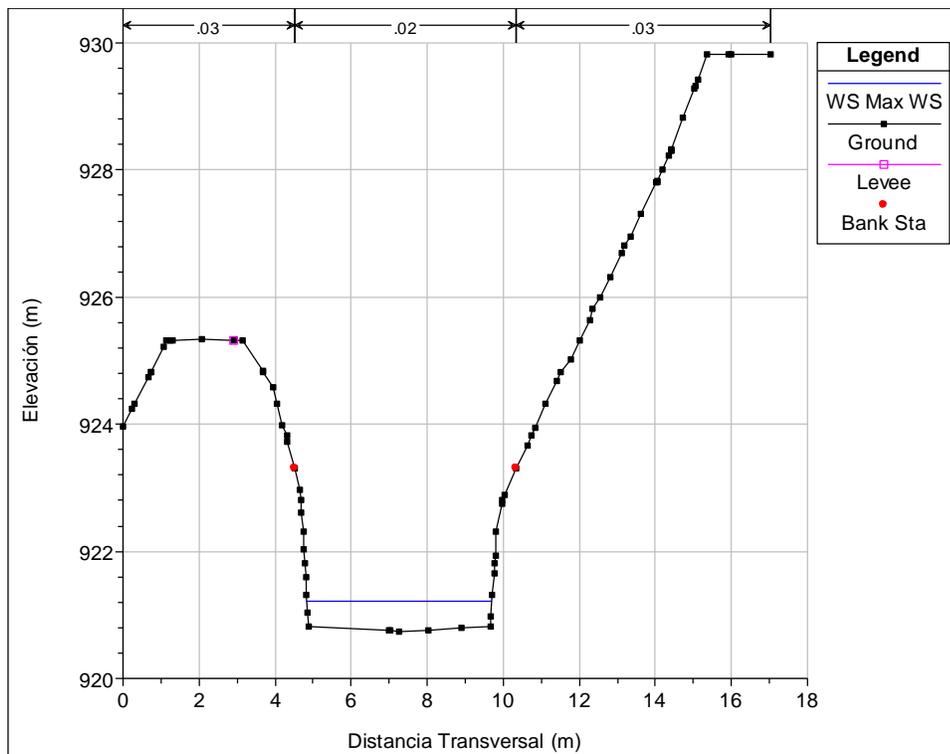


Figura 5.6: Sección Transversal Primer punto de interés, RS 920.

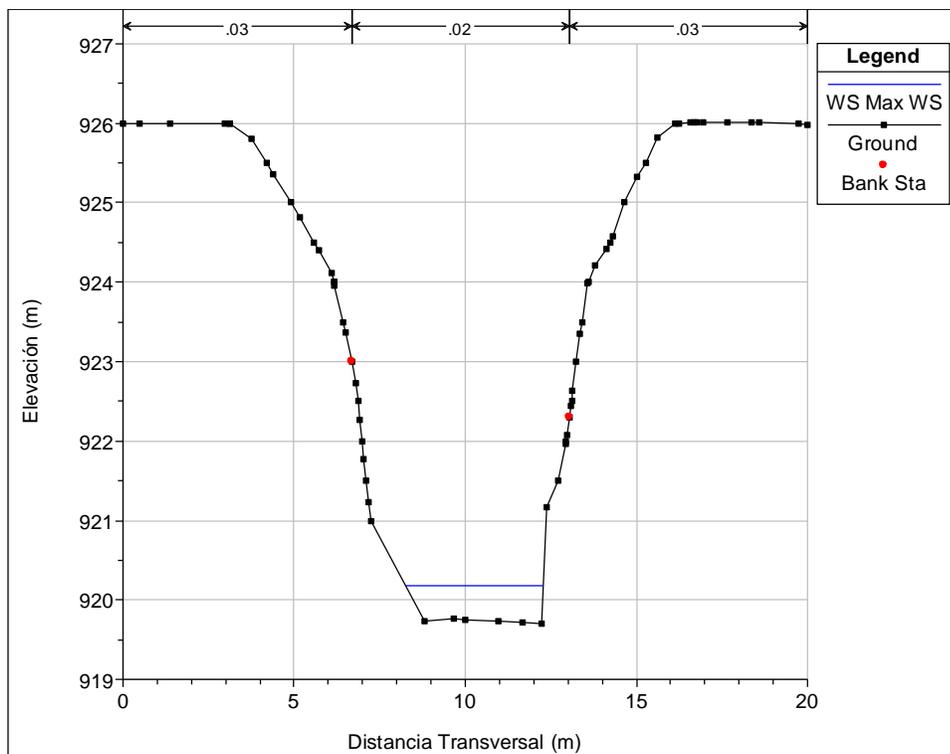


Figura 5.7: Sección Transversal Segundo punto de interés, RS 1620.

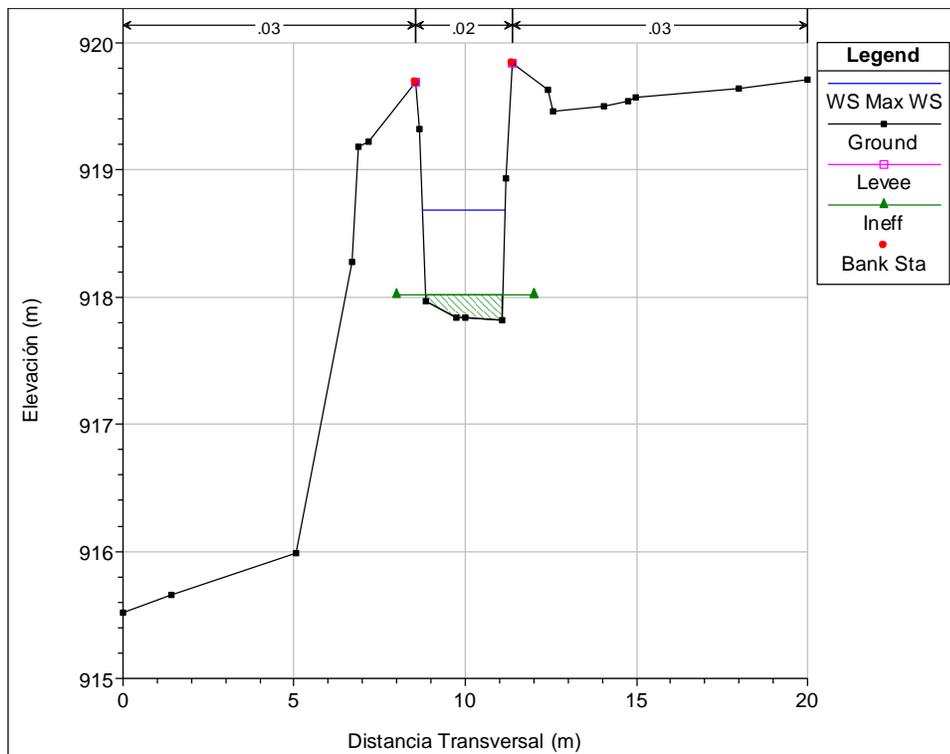


Figura 5.8: Sección Transversal Tercer punto de interés, RS 2458,21.

5.3. Escurrimiento en los eventos simulados

Los datos obtenidos de los eventos simulados permiten caracterizar el canal, particularmente en los puntos de interés. Estos puntos determinan zonas dentro del canal donde se pondrá el énfasis del análisis, con objeto de lograr la caracterización y control de los puntos. Además, existe otra zona comprendida en el tramo de RS 800 a RS 1420 en donde la pendiente del canal es la más baja, por lo que también se enfatiza en ella (ver Figura 5.9 y Figura 5.10).

La Tabla 5-3 muestra un resumen con los resultados más significativos para cada evento simulado a caudal base máximo ($1,2 \text{ m}^3/\text{s}$). El detalle del escurrimiento por evento se encuentra en ANEXOS (ANEXO B Gráficos de Escurrimiento de los eventos simulados).

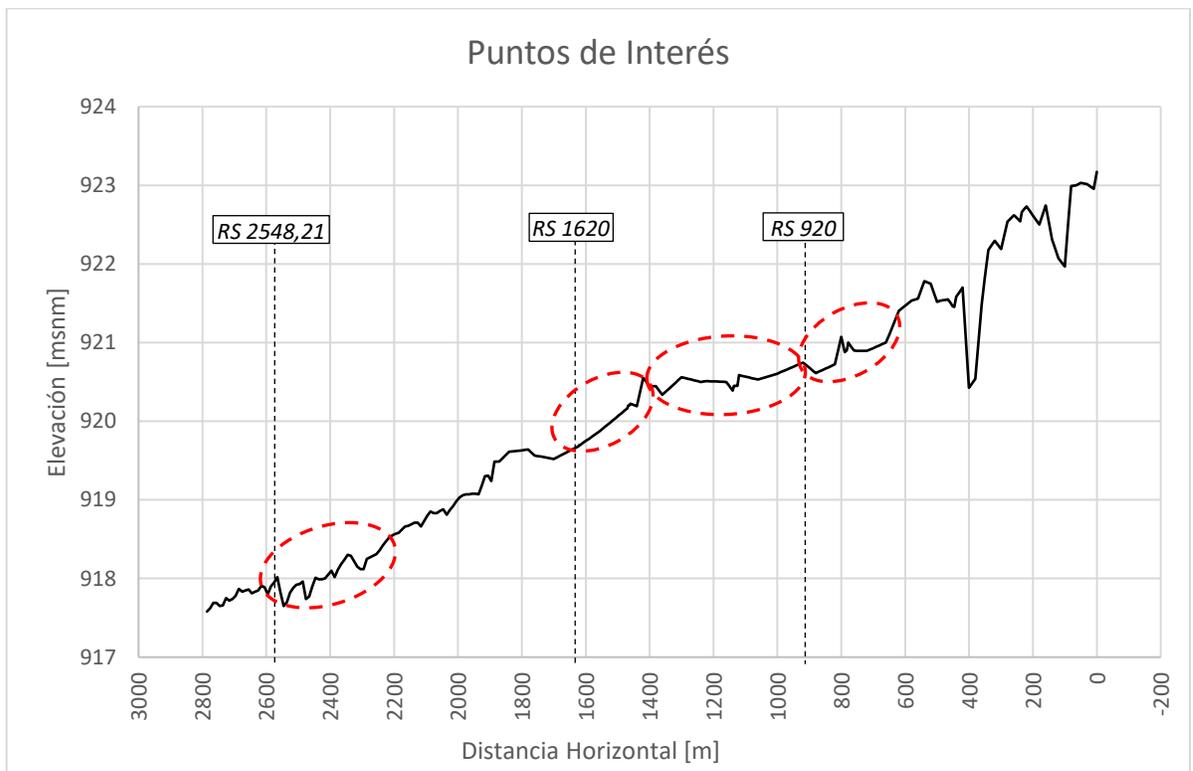


Figura 5.9: Esquema Puntos y Zonas de Interés en el canal (perfil longitudinal).

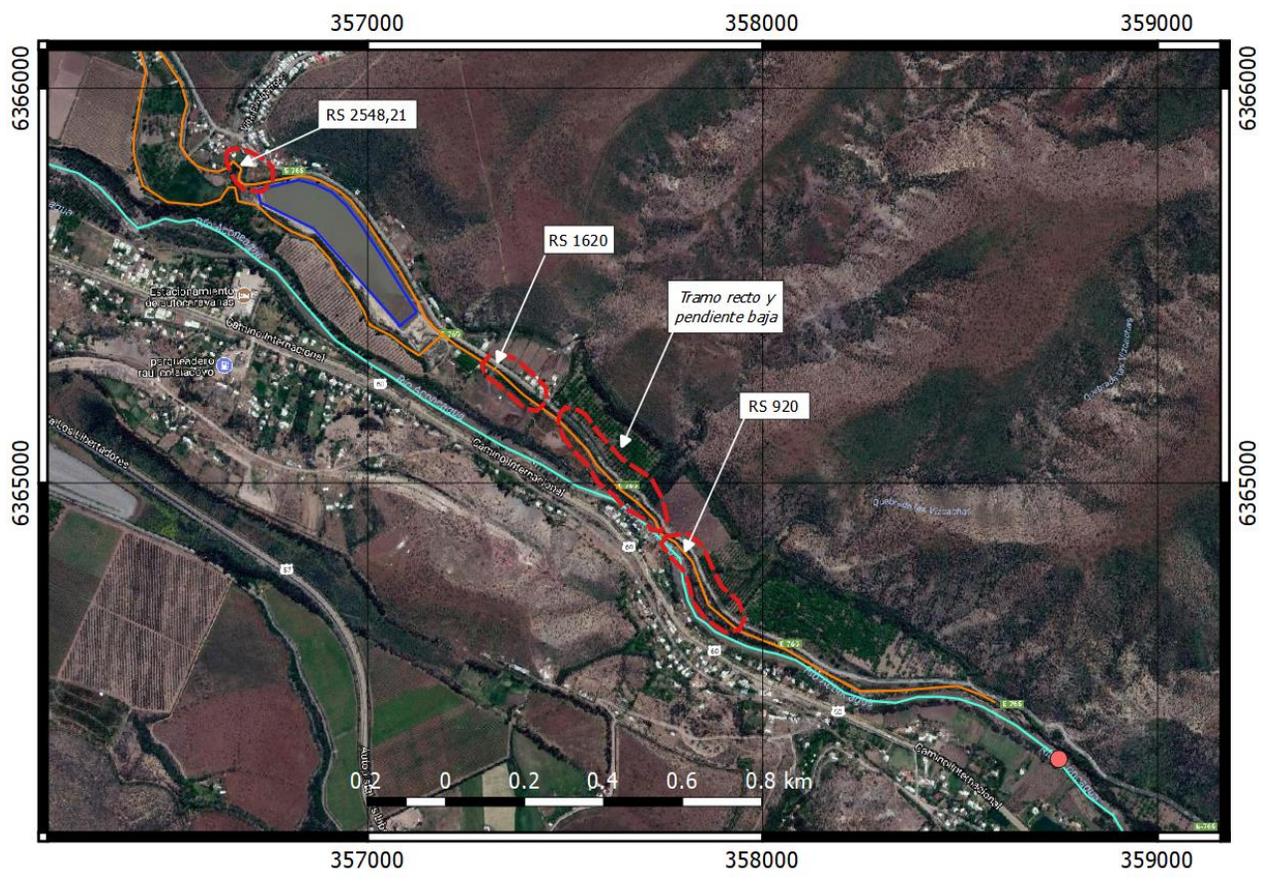


Figura 5.10: Esquema Puntos y Zonas de Interés en el canal (vista en planta).

En síntesis, tanto los aportes como las extracciones simuladas generan influencia en la altura de escurrimiento del canal que se manifiestan desde el punto en que se ejerce el evento hacia aguas abajo, pero hacia aguas arriba la influencia que pueden llegar a tener depende directamente de la magnitud del evento (la cantidad de caudal aportado o extraído). Además, si bien se obtiene la tendencia esperada en cuanto a aumentos en la altura de escurrimiento producto de aportes de caudal y descensos en la altura producto de extracciones, en algunos casos particulares se tienen zonas acotada de descenso a pesar de estar en presencia de un evento de aporte de caudal, como lo son por ejemplo el aporte en RS 500 del 50% a caudal base máximo y el aporte en RS 500 del 80% a caudal base mínimo, descensos que se pueden adjudicar al efecto de la geometría ya que se producen en tramos donde la pendiente gráficamente es mayor que la media del canal.

Las obstrucciones, por su parte, solo generan influencia localizada aguas arriba del punto donde se ejerce la obstrucción. Las diferencias en la altura de escurrimiento son alza y con magnitudes importantes a medida que la obstrucción es mayor, aunque se pueden generar además zonas en que la altura de escurrimiento descienda, producto del efecto no solo en la magnitud de la obstrucción sino también de la geometría del tramo influenciado, como por ejemplo el evento de obstrucción en RS 920 del 80% a caudal base mínimo.

El embanque y la variación en el coeficiente de Manning simulados generan zonas de influencia localizadas en las cercanías de la zona donde se presenta el evento, extendiéndose su efecto hacia aguas arriba de estas dependiendo de la magnitud del caudal base.

Tabla 5-3: Resumen escurrimiento por evento a caudal base máximo.

NOMBRE	ZONA DE INFLUENCIA	EFECTO ALTURA ESCURRIMIENTO
Base	Situación base a comparar	Situación base a comparar
Aporte en RS 500 del 20%	2428,21 m: desde RS 350 a RS 2778,21	Aumento (máximo 9 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 500 del 50%	2448,21 m: desde RS 330 a RS 2778,21	Aumento (máximo 21 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 500 del 80%	2448,21 m: desde RS 330 a RS 2778,21	Aumento (máximo 33 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1250 del 20%	1978,21 m: desde RS 800 a RS 2778,21	Aumento (máximo 9 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1250 del 50%	2000,09 m: desde RS 778,12 a RS 2778,21	Aumento (máximo 21 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1250 del 80%	2148,21 m: desde RS 630 a RS 2778,21	Aumento (máximo 33 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1998,21 del 20%	880 m: desde RS 1898,21 a RS 2778,21	Aumento (máximo 9 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1998,21 del 50%	948,21 m: desde RS 1830 a RS 2778,21	Aumento (máximo 21 cm en RS 2218,21)
Aporte en RS 1998,21 del 80%	1028,21 m: desde RS 1750 a RS 2778,21	Aumento (máximo 33 cm en RS 2218,21)
Extracción en RS 500 del 20%	2408,21 m: desde RS 370 a RS 2778,21	Descenso (máximo 10 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 500 del 50%	2408,21 m: desde RS 370 a RS 2778,21	Descenso (máximo 26 cm en RS 2418,21)

(Continuación Tabla 5 3: Resumen escurrimiento por evento a caudal base máximo.)

NOMBRE	ZONA DE INFLUENCIA	EFECTO ALTURA ESCURRIMIENTO
Extracción en RS 500 del 80%	2398,21 m: desde RS 380 a RS 2778,21	Descenso (máximo 47 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 1250 del 20%	2000,09 m: desde RS 778,12 a RS 2778,21	Descenso (máximo 10 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 1250 del 50%	2108,21 m: desde RS 670 a RS 2778,21	Descenso (máximo 26 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 1250 del 80%	2138,21 m: desde RS 640 a RS 2778,21	Descenso (máximo 47 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 1998,21 del 20%	860 m: desde RS 1918,21 a RS 2778,21	Descenso (máximo 10 cm en RS 1998,21)
Extracción en RS 1998,21 del 50%	860 m: desde RS 1918,21 a RS 2778,21	Descenso (máximo 26 cm en RS 2418,21)
Extracción en RS 1998,21 del 80%	860 m: desde RS 1918,21 a RS 2778,21	Descenso (máximo 47 cm en RS 2418,21)
Embanque desde RS 800 a 1420	620 m: desde RS 630 a RS 1250	Aumento (máximo 12 cm en RS 810)
Obstrucción en RS 920 del 30%	110 m: desde RS 810 a RS 920	Aumento de RS 810 a RS 910 (máximo 1 cm en RS 910) Descenso de RS 910 a RS 920 (máximo 1 cm en RS 920)
Obstrucción en RS 920 del 50%	120 m: desde RS 800 a RS 920	Aumento de RS 800 a RS 910 (máximo 3 cm en RS 910) Descenso de RS 910 a RS 920 (máximo 2 cm en RS 920)
Obstrucción en RS 920 del 80%	300 m: desde RS 620 a RS 920	Aumento (máximo 25 cm en RS 910)
Obstrucción en RS 1620 del 30%	84,88 m: desde RS 1532,9 a RS 1617,78	Aumento (máximo 1 cm en RS 1617,78)
Obstrucción en RS 1620 del 50%	160 m: desde RS 1460 a RS 1620	Aumento (máximo 14 cm en RS 1617,78)
Obstrucción en RS 1620 del 80%	320 m: desde RS 1300 a RS 1620	Descenso de RS 1300 a RS 1420 (máximo 3 cm en RS 1410). Aumento desde RS 1420 (máximo 50 cm en RS 1617,78)
Obstrucción en RS 2548,21 del 30%	350 m: desde RS 2188,21 a RS 2538,21	Aumento (máximo 4 cm en RS 2538,21)
Obstrucción en RS 2548,21 del 50%	420 m: desde RS 2128,21 a RS 2548,21	Aumento (máximo 12 cm en RS 2538,21)
Obstrucción en RS 2548,21 del 80%	600 m: desde RS 1948,21 a RS 2548,21	Aumento (máximo 46 cm en RS 2538,21)
Variación Manning desde RS 800 al 1420	790 m: desde RS 620 a RS 1410	Aumento (máximo 20 cm en RS 810)

5.4. Tiempo de Viaje

Como se indica anteriormente, el concepto de Tiempo de Viaje busca caracterizar el tiempo que demora en manifestarse un caudal en algún punto luego de registrarse en la bocatoma (inicio del canal). Para esto se analizan los resultados obtenidos para la condición base, en particular los hidrogramas generados en cada punto del canal y se obtienen las diferencias temporales para cada valor de caudal, comparando siempre respecto al hidrograma en bocatoma.

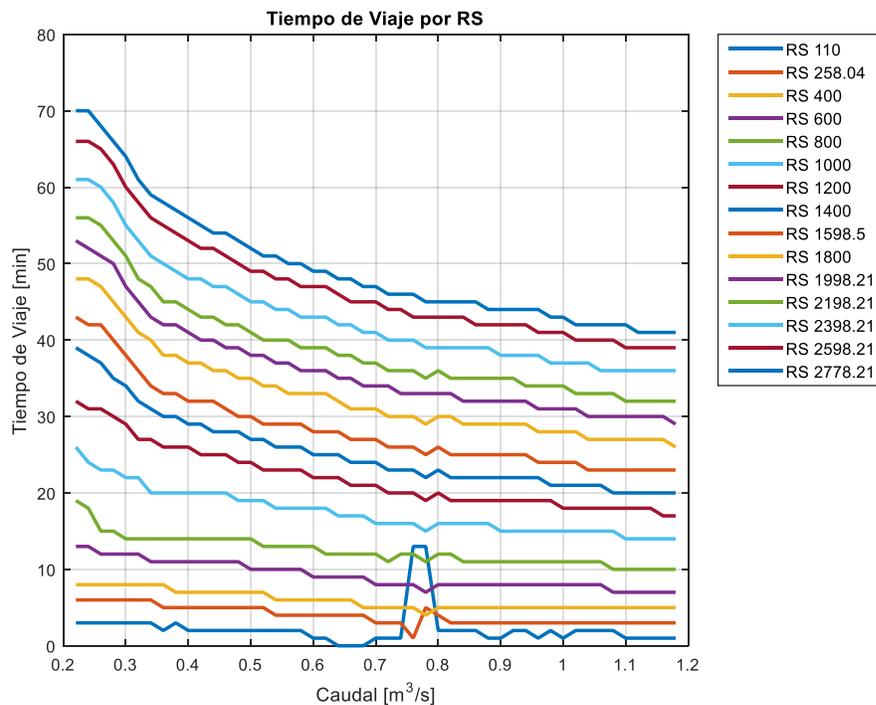


Figura 5.11: Tiempo de Viaje por RS.

Los resultados obtenidos y que se muestran en la Figura 5.11 representan “curvas” indicadoras de cada punto analizado del eje (River Station). Cada una de ellas ilustra cómo es el cambio en el tiempo de viaje para distintos valores de caudal. Si bien se puede establecer una tendencia en la forma adoptada por las curvas, estas presentan un inconveniente proveniente de cómo es la salida de la información por parte del software de simulación HEC-RAS. Este software permite una resolución en la lectura de los resultados distinta al valor con el que se resuelve el problema de flujo, por lo que en este caso se trabajó con la mínima posible por el software, que es de 1 minuto. Esto es lo que explicaría el hecho que representen curvas escalonadas, que distintas curvas coincidan en sus valores en tiempo y caudal, incluso llegando a cruzarse unas con otras. Esto último no tiene sentido físico en su ocurrencia, ya que estaría indicando en algunos casos que un caudal se puede manifestar primero en un punto más alejado de la bocatoma y luego se manifestaría en un punto más cercano. Es por esto que se opta por parametrizar estas curvas por medio de curvas de tipo potencial (dado que estas presentan el mejor ajuste a

los datos obtenidos), extenderlas a todo el rango de caudales que se desarrolla en los distintos eventos simulados (de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ a $2,16 \text{ m}^3/\text{s}$), manteniendo las tendencias originales y asegurando que en ningún punto dentro del nuevo rango de caudales no se intercepten (ver Figura 5.12).

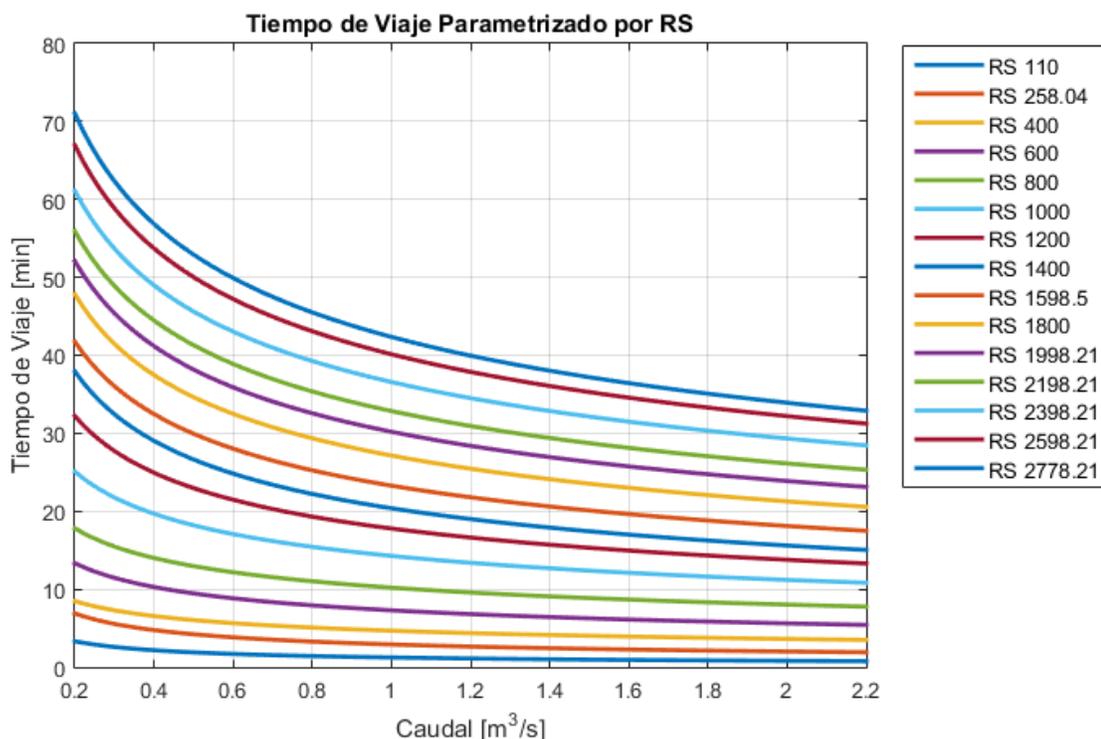


Figura 5.12: Tiempo de Viaje Parametrizado por RS

Para el caso de los puntos de interés definidos previamente, se ilustran las Figura 5.13: Tiempo de Viaje en RS 920, 1620 y 2548,21. Figura 5.13 y Figura 5.14, en donde se puede apreciar lo esperado en cuanto a tener mayores tiempos de viaje mientras más alejado este el punto en cuestión de la bocatoma. Particularmente, en la Figura 5.14 se aprecian además los errores estadísticos asociados a la parametrización de los resultados, los cuales muestran que para caudales menores el error es el mayor, que en el peor de los casos (RS 920) es de $\pm 1,2$ minutos.

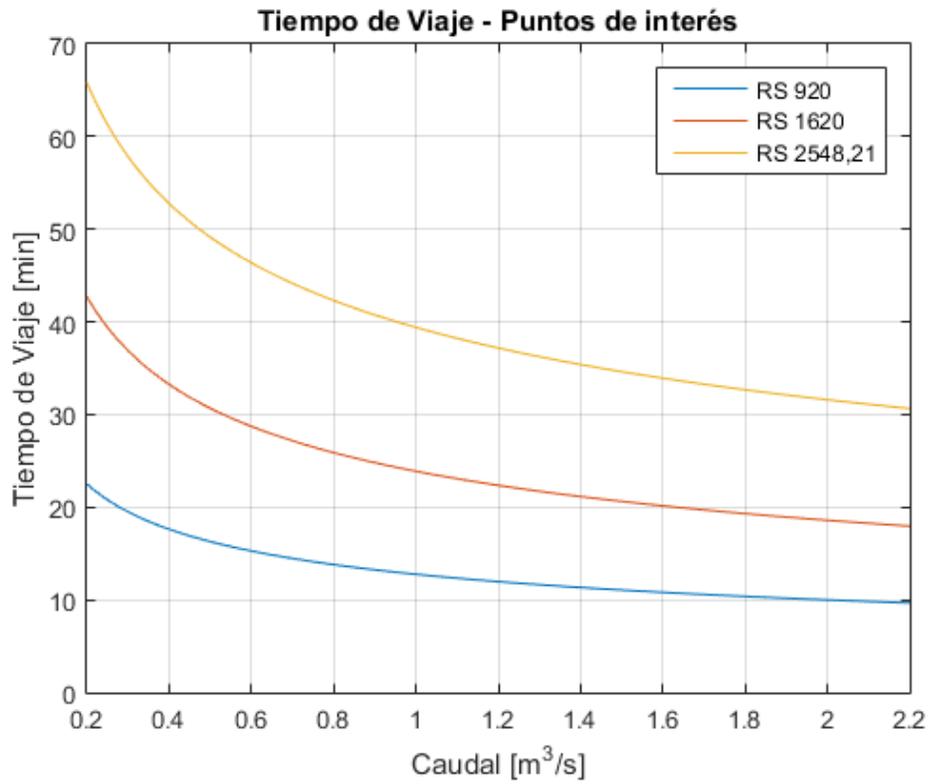


Figura 5.13: Tiempo de Viaje en RS 920, 1620 y 2548,21.

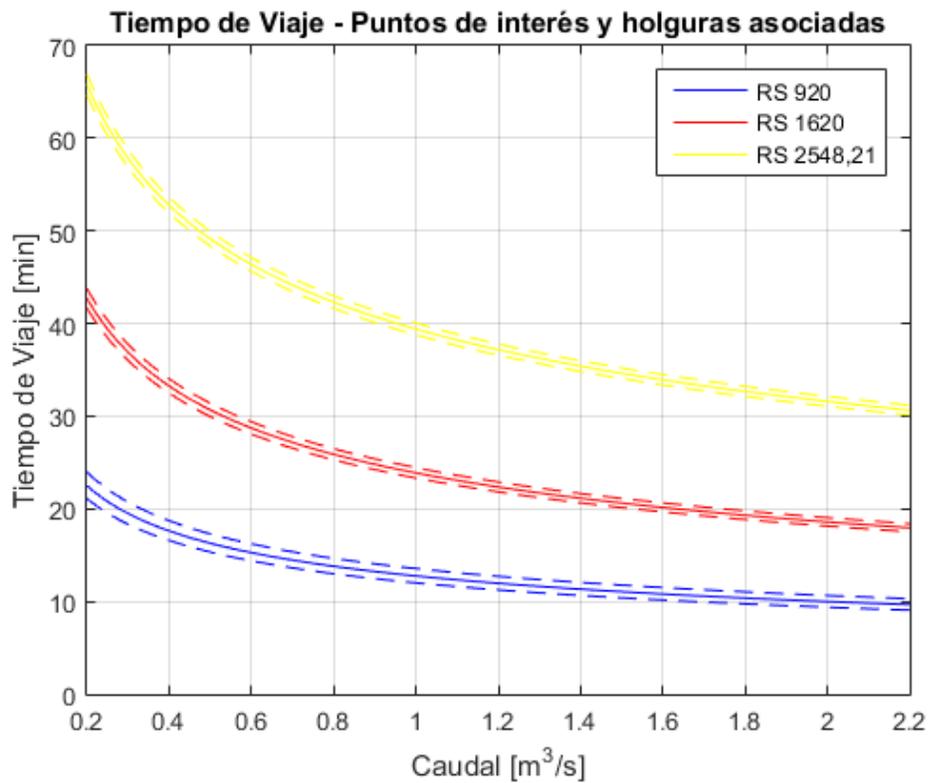


Figura 5.14: Tiempo de Viaje y holguras asociadas en puntos de interés.

5.5. Curvas de Descarga

Para un mayor detalle a continuación se indica el análisis por punto de interés en cuanto a la curva de descarga en su condición base y como esta puede verse influenciada bajo la acción de los eventos simulados. Cabe recordar que los valores obtenidos de las simulaciones han sido procesados ajustándolos a la cantidad de decimales, o resolución, que permite la lectura de datos por parte de los sensores de medición.

5.5.1. Punto 1: River Station 920

La curva de descarga para el punto RS 920, en su condición base, se muestra en la Figura 5.15. En ella se puede apreciar no solo el ajuste sino además el intervalo de confianza del 95% asociado al ajuste. Este intervalo es necesario y base para la determinación del residual base que, como se puede apreciar, en términos de altura neta varía para cada valor de caudal y permite definir el rango aceptable para considerar correcta o representativa la medición que se tenga por parte del sensor.

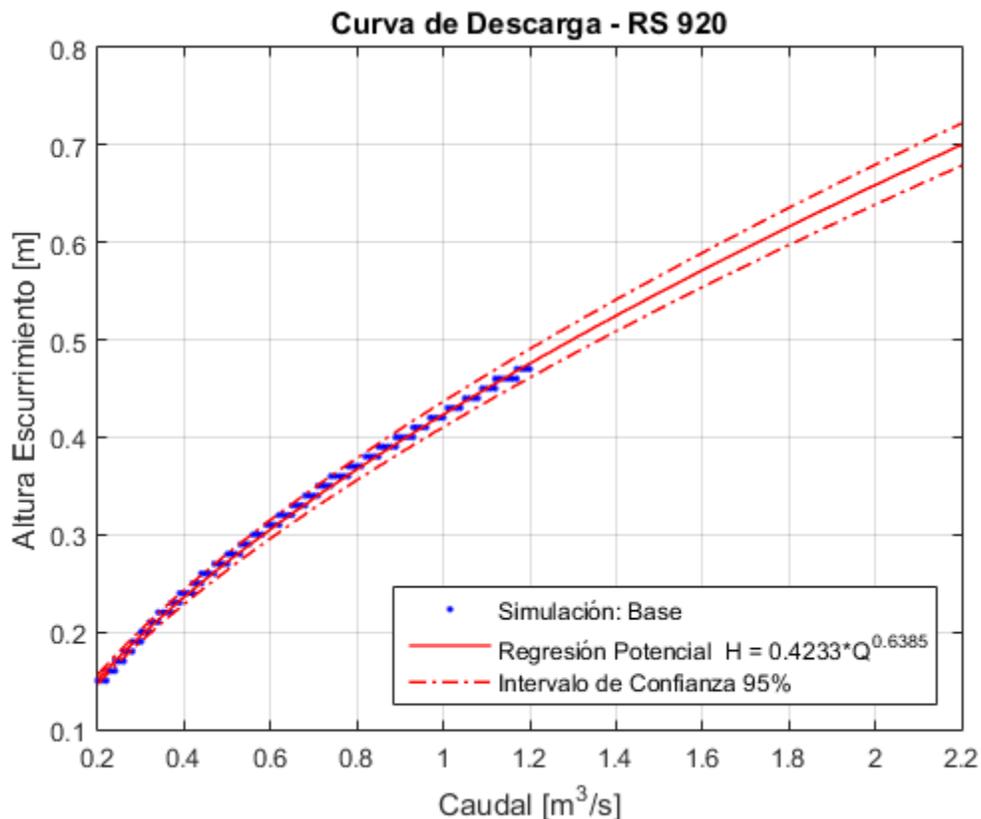


Figura 5.15: Curva de Descarga RS 920.

Los eventos que se pueden asociar a este punto, en primera instancia son determinados como todos aquellos que generen para algún valor de caudal una diferencia (absoluta)

igual o mayor a 1 centímetro, ya que este es el mínimo registro posible por parte de los sensores. Este criterio involucra aceptar eventos que en un solo punto cumplan con la condición, por lo que es necesario el posterior análisis de los rangos asociados a cada evento (sección 5.6 más adelante), además de la futura incorporación, en el algoritmo de levantamiento de alertas, de información proveniente de otros sensores en el canal.

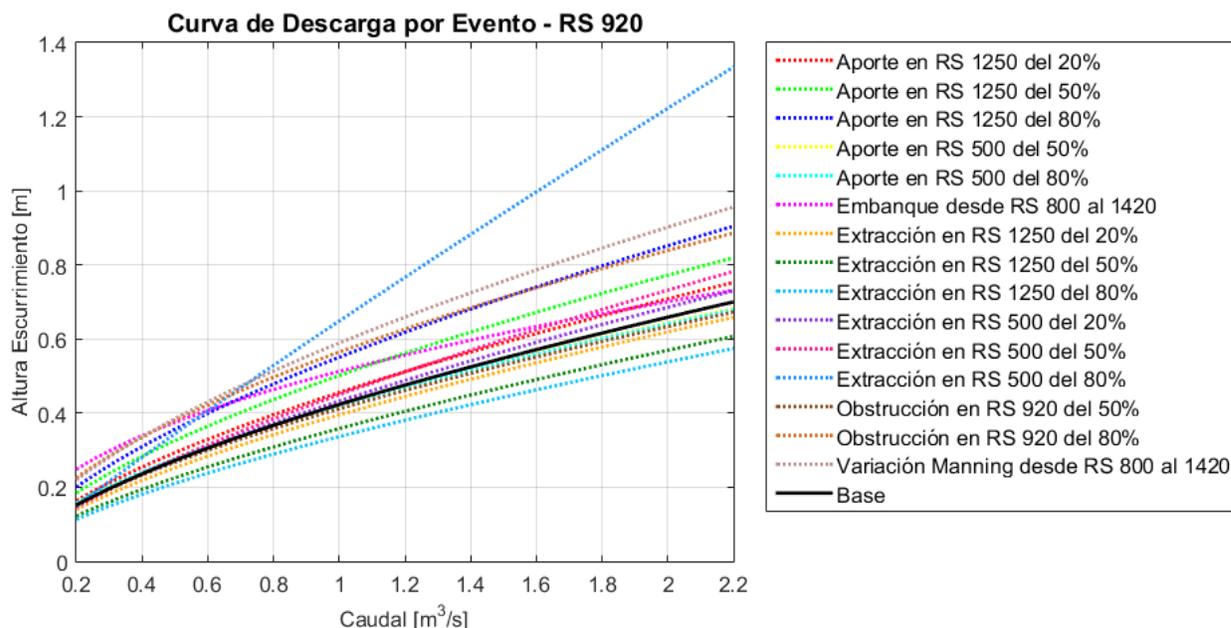


Figura 5.16: Curvas de Descarga por evento en RS 920.

Como se puede apreciar son 15 los eventos que se pueden asociar de esta manera al punto RS 920, solo quedando fuera los eventos de obstrucción definidos en otros puntos del canal, y la variabilidad mostrada en comparación a la situación base indicaría hasta este punto que si es posible la determinación de la ocurrencia de algunos eventos, sobre todo los que generan que la curva de descarga se aleje o modifique lo suficiente de la condición base, como por ejemplo la misma obstrucción del mismo punto o un cambio de Manning.

No obstante, al comparar gráficamente las curvas obtenidas con el comportamiento esperado, se detecta que hay curvas que escapan a lo esperado, como por ejemplo la curva asociada al evento de extracción en RS 500 del 80% está muy por encima de lo esperado y descrito en los gráficos de escurrimiento (ANEXO B Gráficos de Escorrimento de los eventos simulados). Esto se tiene en los eventos de aporte y extracción, y se produce porque el rango de caudales bajo estos eventos es distinto al base, por lo que al obtener su tendencia para el rango de caudales base se genera una distorsión en la descripción del evento, distorsión proveniente del análisis numérico de los datos y no de la simulación propiamente tal. Esto se soluciona agrupando los eventos de aporte y extracción para un mismo punto, respectivamente, y comparando estos grupos (aporte o extracción) con la condición base. Así es como se logra determinar si un evento de estas características logra influenciar a la curva de descarga del punto en análisis.

Ejemplo de esto último son los eventos de extracción y aporte en RS 500 que, al agruparlos en el análisis del punto RS 920, permiten identificar que estos no generan cambios en la curva de descarga base del mismo punto (ver Figuras de la Figura 5.17 a la Figura 5.19).

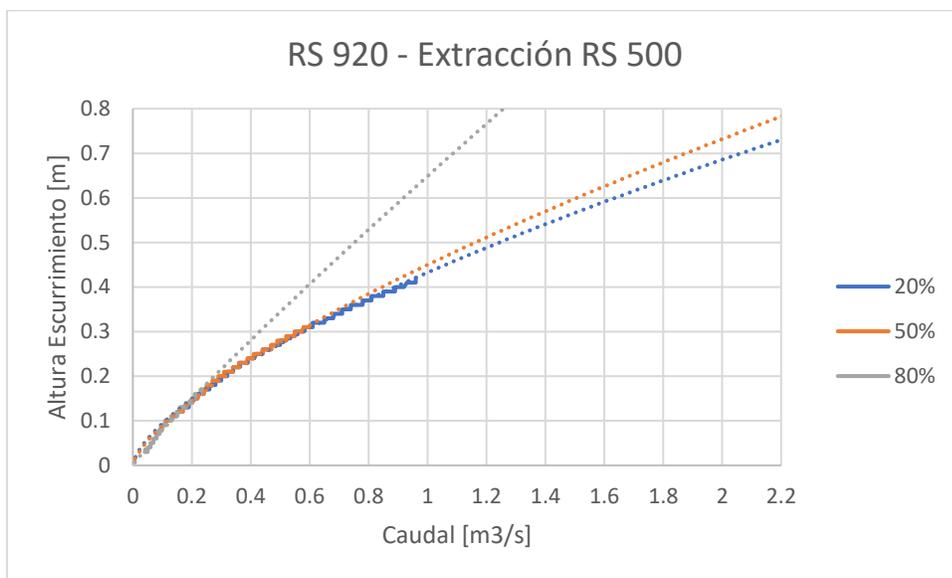


Figura 5.17: Resultados en RS 920 de eventos de extracción en RS 500.

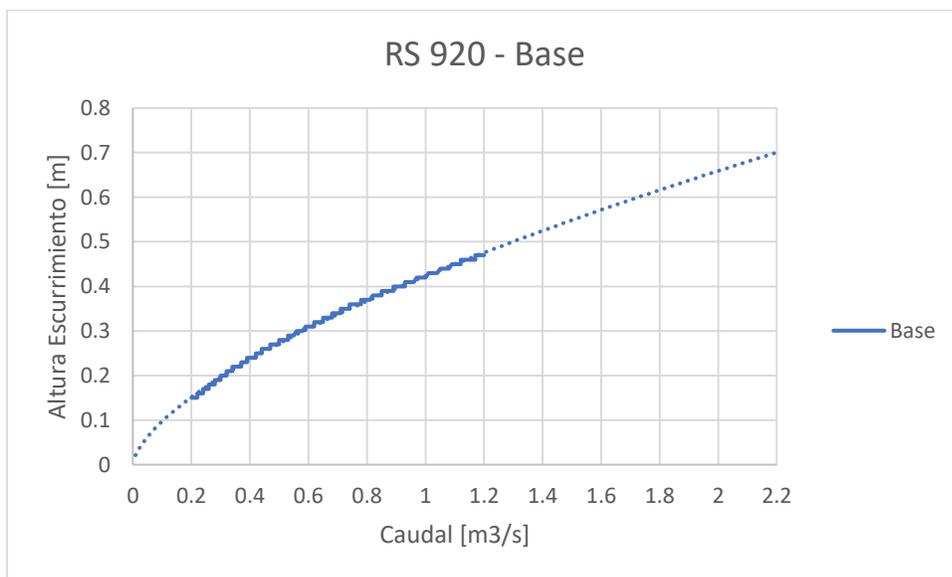


Figura 5.18: Resultados en RS 920 de condición base sobre el canal.

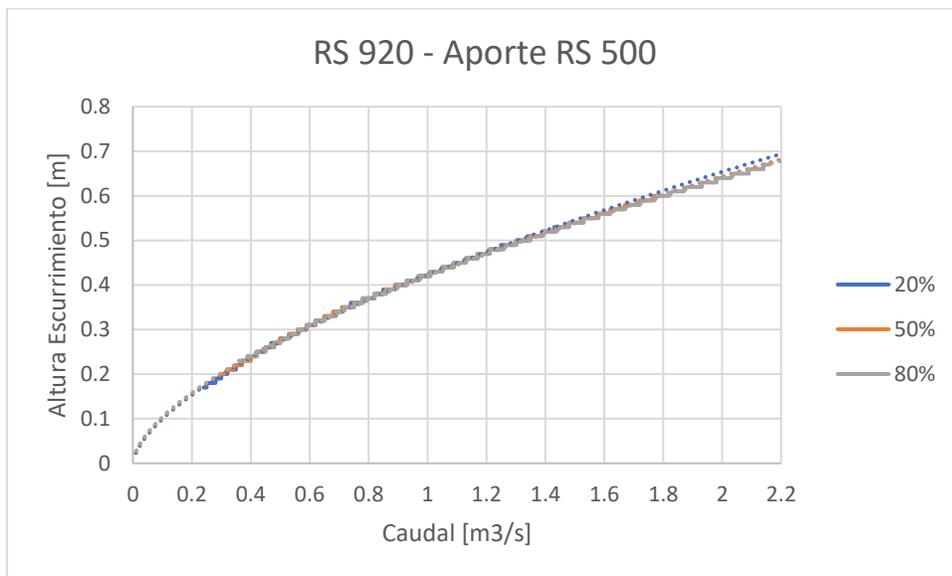


Figura 5.19: Resultados en RS 920 de eventos de aporte en RS 500.

Los eventos de aporte o extracción definidos aguas debajo de RS 920 no tienen diferencias en el rango de caudales frente al caso base, por lo que si estos eventos están lo suficientemente cercanos al punto sí pueden estar generando influencia en la curva de descarga del punto, hecho que ocurre en este caso con los eventos de aporte y extracción en RS 1250.

Por lo tanto, las curvas de descarga de los distintos eventos en el punto RS 920 son los que se muestran en la Figura 5.20 (10 eventos).

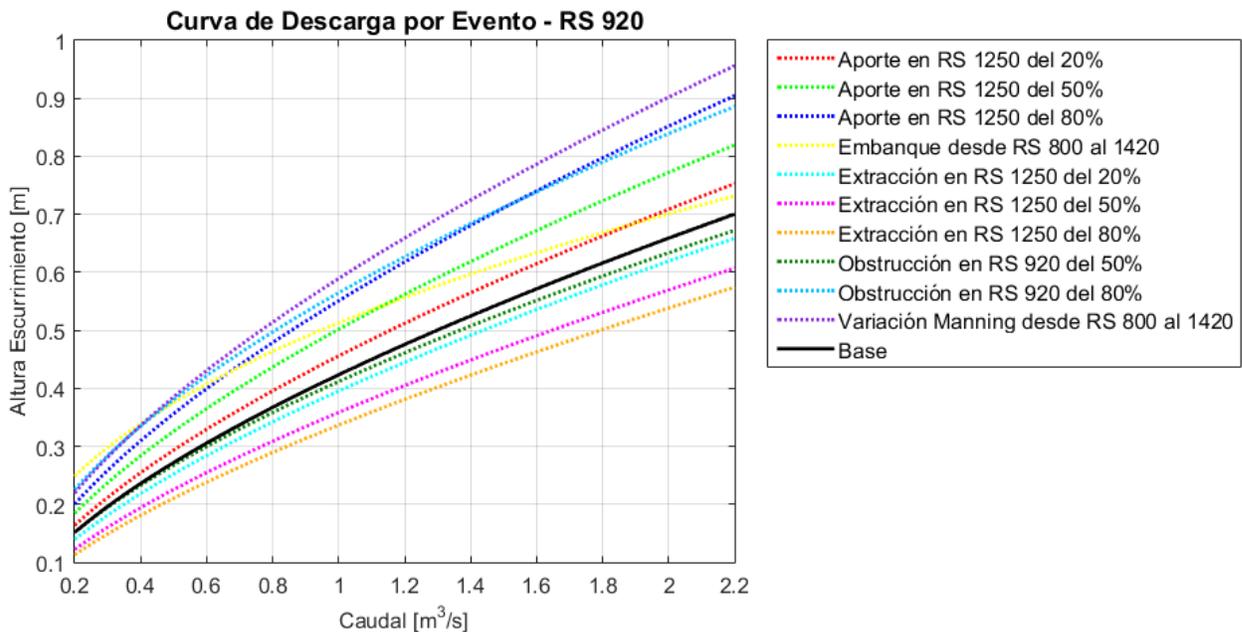


Figura 5.20: Curvas de Descarga final por evento en RS 920.

5.5.2. Punto 2: River Station 1620

La curva de descarga para este punto, asociada a la condición base, junto con el intervalo de confianza de 95% de su parametrización, se muestran en la Figura 5.21.

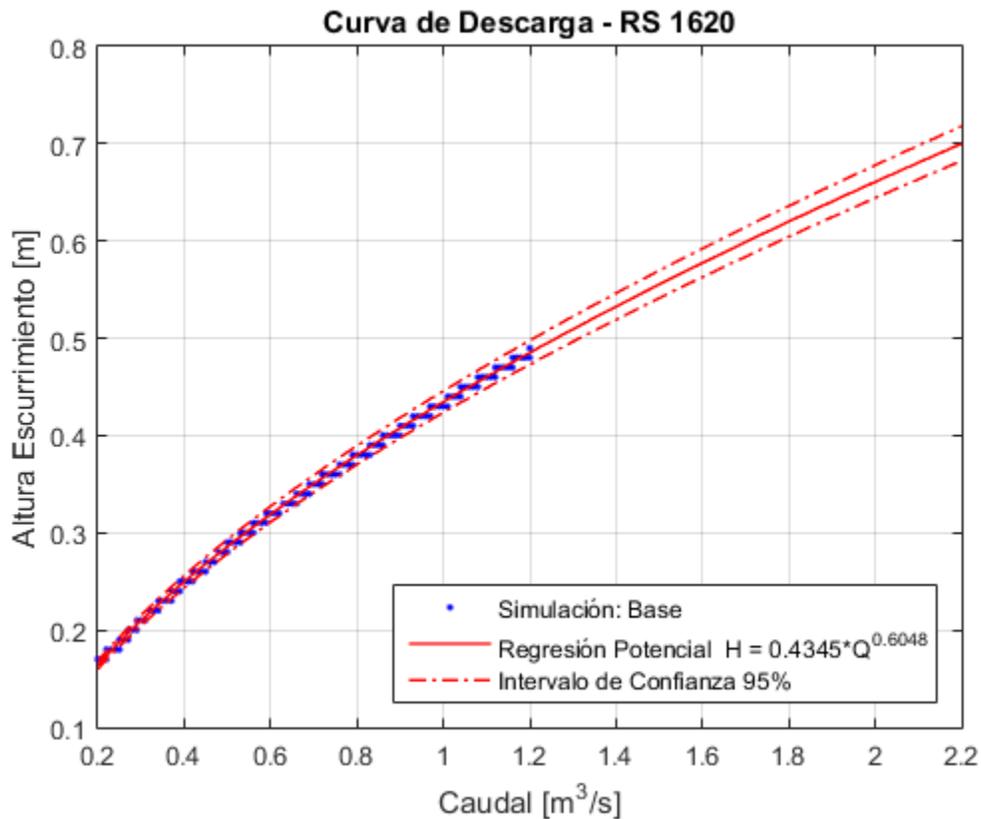


Figura 5.21: Curva de Descarga RS 1620.

Los eventos asociados a este punto, bajo el criterio de 1 centímetro de diferencia en las curvas de descarga de los eventos y la curva de la situación base, son inferiores en cantidad además que las curvas de descarga producto de los eventos difieren poco de la condición base salvo el caso de la obstrucción del 80% en el mismo punto (Figura 5.22). Nuevamente se hace presente el inconveniente en cuanto a los rangos de caudal para los eventos de aporte y extracción. Se generan tendencias en las curvas de descarga que al ser extrapoladas no representan a cabalidad el comportamiento esperado, hecho que se corrobora al analizar de idéntica forma al punto RS 920 los resultados de las simulaciones en cuestión. Es así que es necesario excluir los resultados de los aportes y extracciones como eventos que generen distorsión en la curva de descarga base del punto RS 1620 ya que, al presentarse efectivamente en los gráficos de escurrimiento (Gráficos de Escurrimiento de los eventos simulados) que la altura de escurrimiento cambia en algunos de estos eventos, su cambio corresponde a distintas evaluaciones del caudal en la curva de descarga base (ejemplo Figura 5.24 y Figura 5.25).

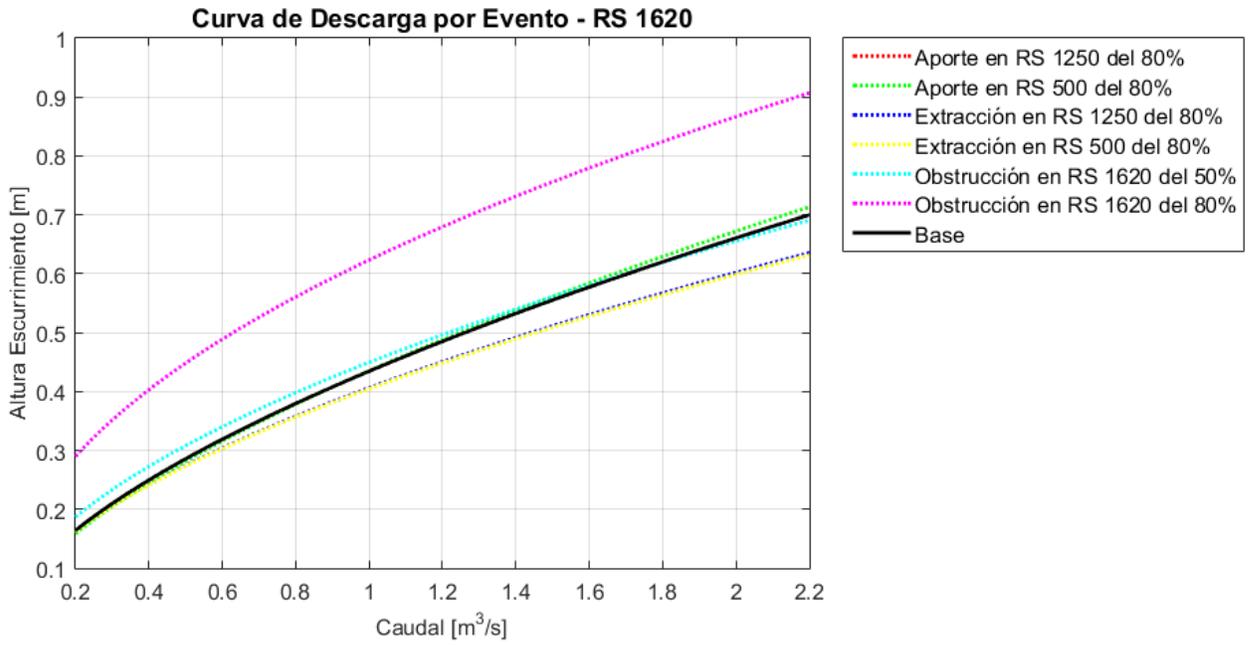


Figura 5.22: Curvas de Descarga por evento en RS 1620.

Las curvas de descarga de los eventos que efectivamente se pueden constatar en este punto por medio de cambios en la curva de descarga se muestran en la Figura 5.23.

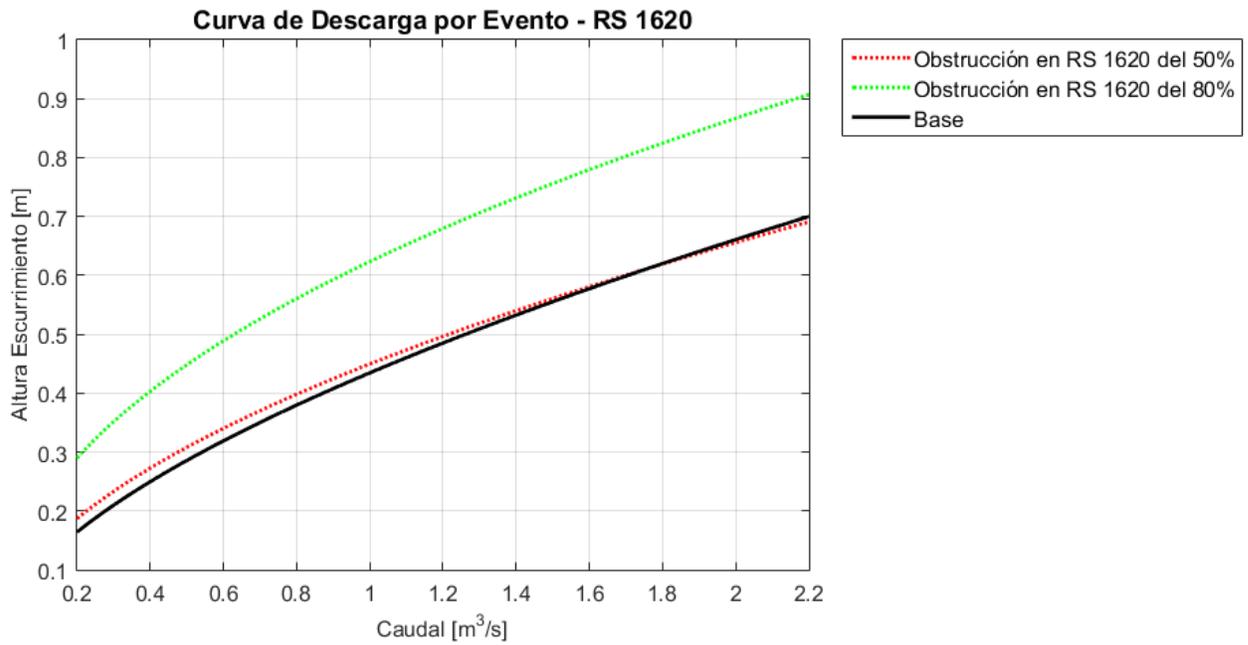


Figura 5.23: Curvas de Descarga final por evento en RS 1620.

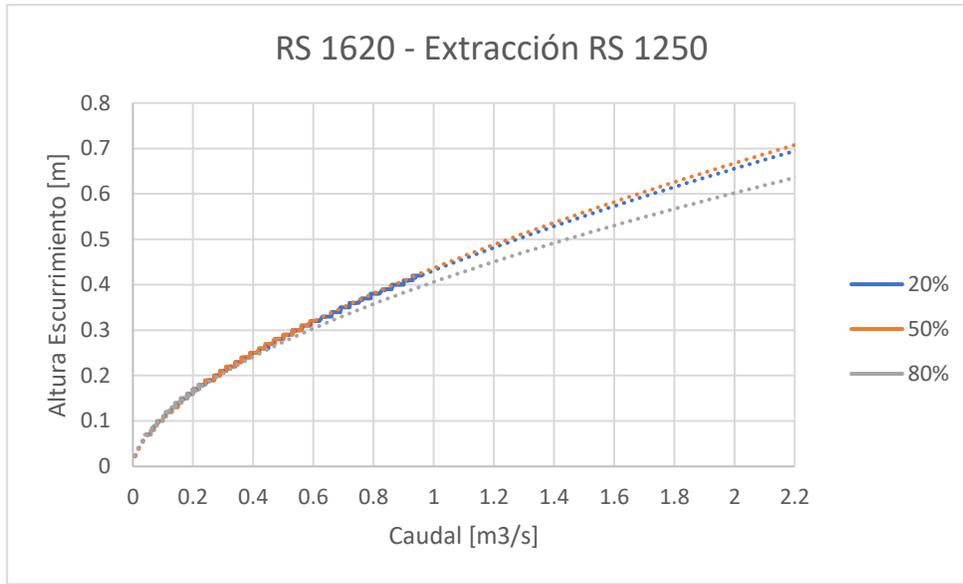


Figura 5.24: Resultados en RS 1620 de eventos de extracción en RS 1250.

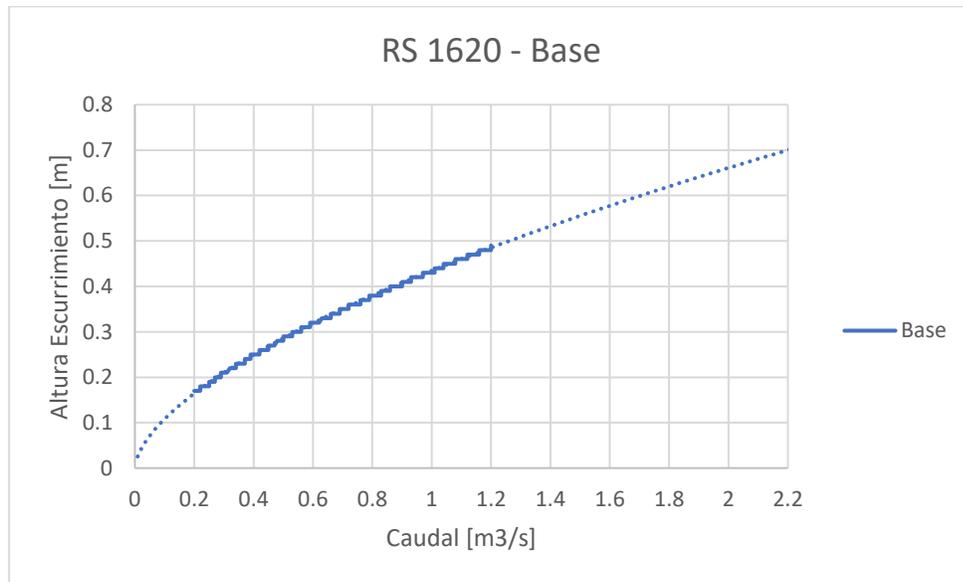


Figura 5.25: Resultados en RS 1620 de condición base sobre el canal.

5.5.3. Punto 3: River Station 2548,21

La curva de descarga para este punto, asociada a la condición base, junto con el intervalo de confianza de 95% de su parametrización, se muestran en la Figura 5.26.

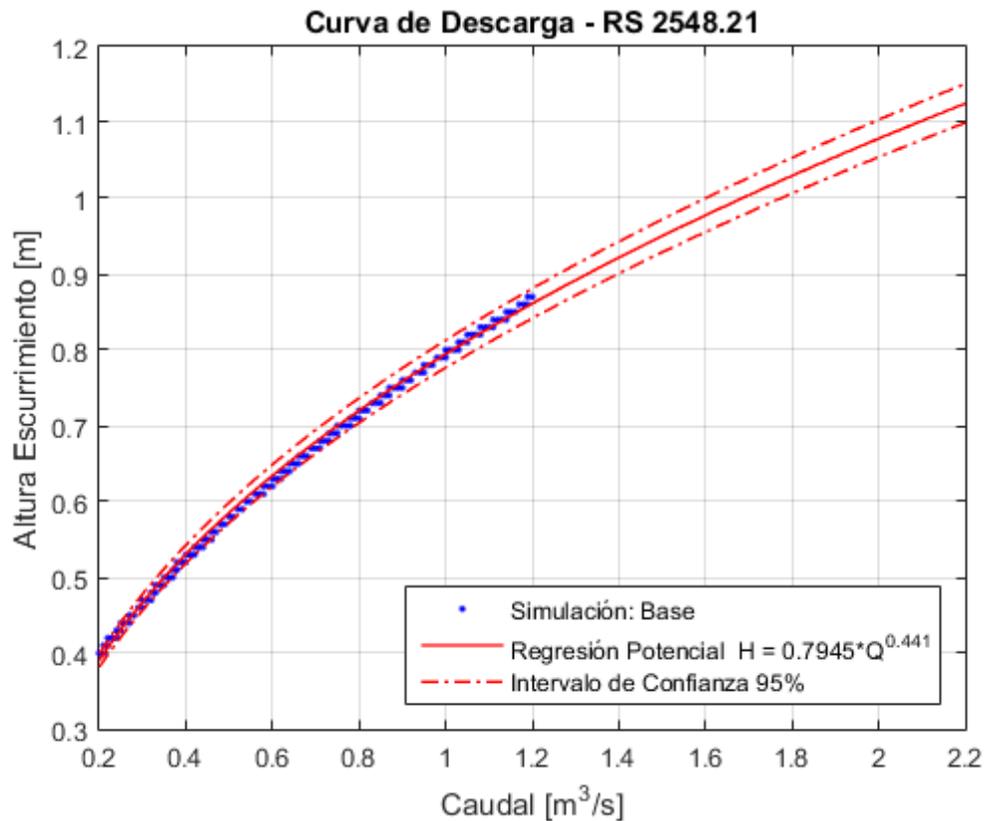


Figura 5.26: Curva de Descarga RS 2548,21.

En cuanto a los eventos asociados, en este caso se tiene la totalidad de los aportes y extracciones simuladas, junto con los distintos grados de obstrucción en el mismo punto, de los cuales los más notorios son las extracciones de 80% del caudal base junto con la obstrucción en el punto del 80% de la sección transversal.

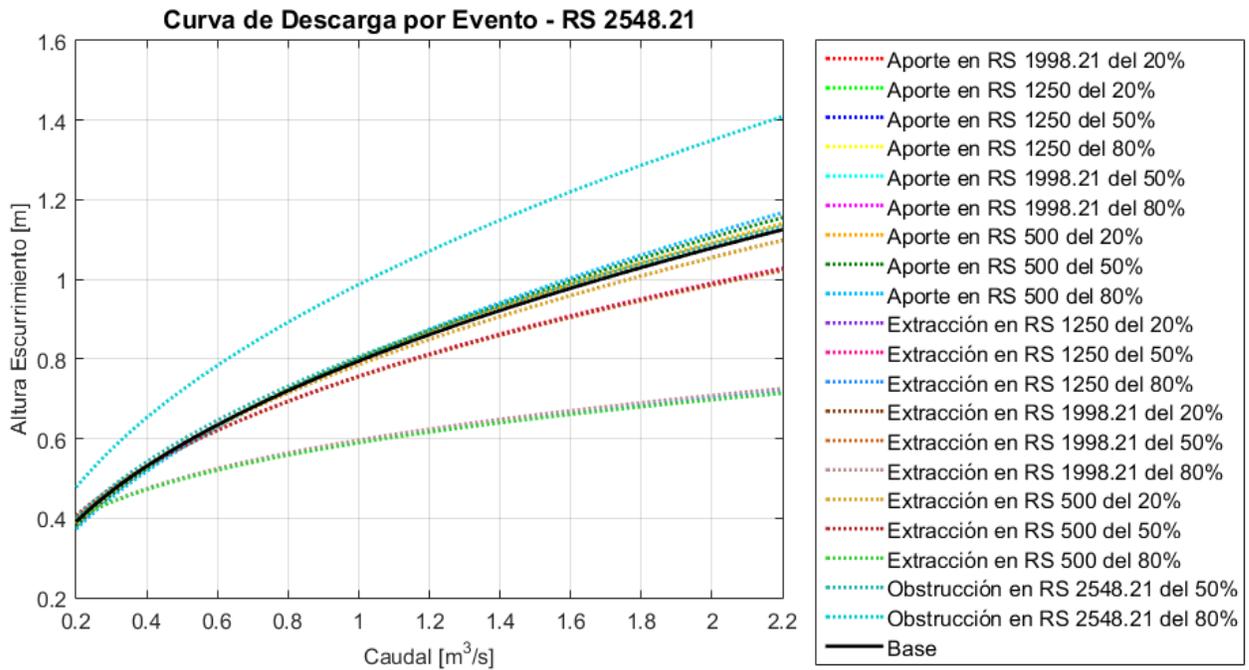


Figura 5.27: Curvas de Descarga por evento en RS 2548,21.

Esto es bajo el criterio de 1 centímetro en las diferencias de las curvas de descarga de los eventos y la curva base. Analizando los resultados de las simulaciones de los aportes y de las extracciones el problema del rango de caudales simulado se hace patente, generando nuevamente distorsión en las tendencias de las curvas de los eventos. Por lo tanto, se descartan los eventos de aporte y extracción simulados.

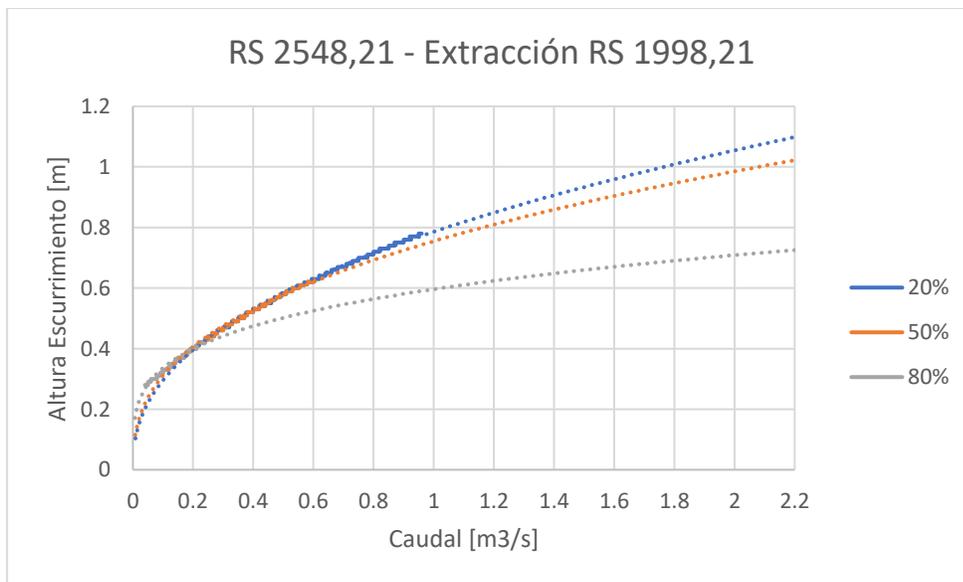


Figura 5.28: Resultados en RS 1998,21 de eventos de extracción en RS 2548,21.

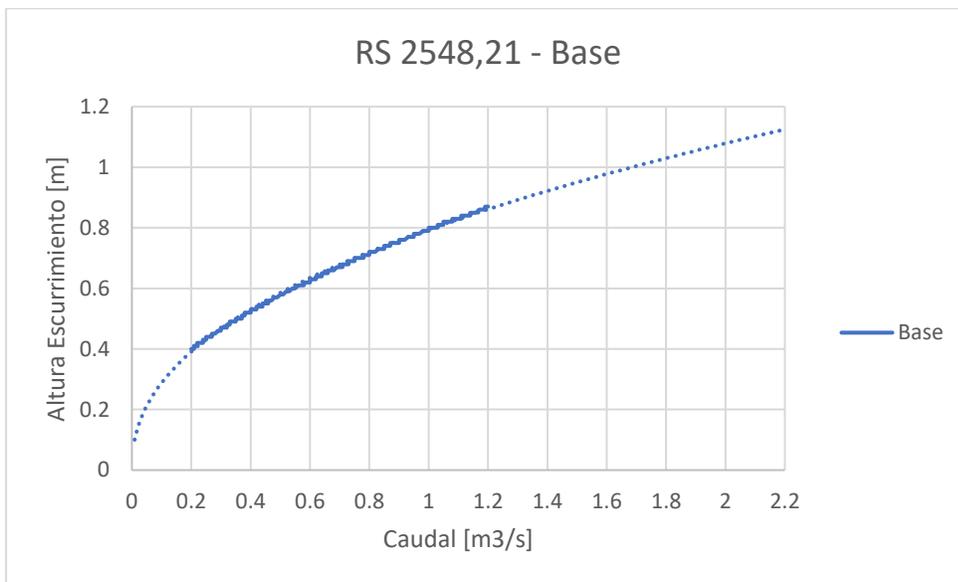


Figura 5.29: Resultados en RS 2548,21 de condición base sobre el canal.

Con esto, solo los eventos de obstrucción en el mismo punto son factibles de detectar por medio de diferencias en la curva de descarga (Figura 5.30).

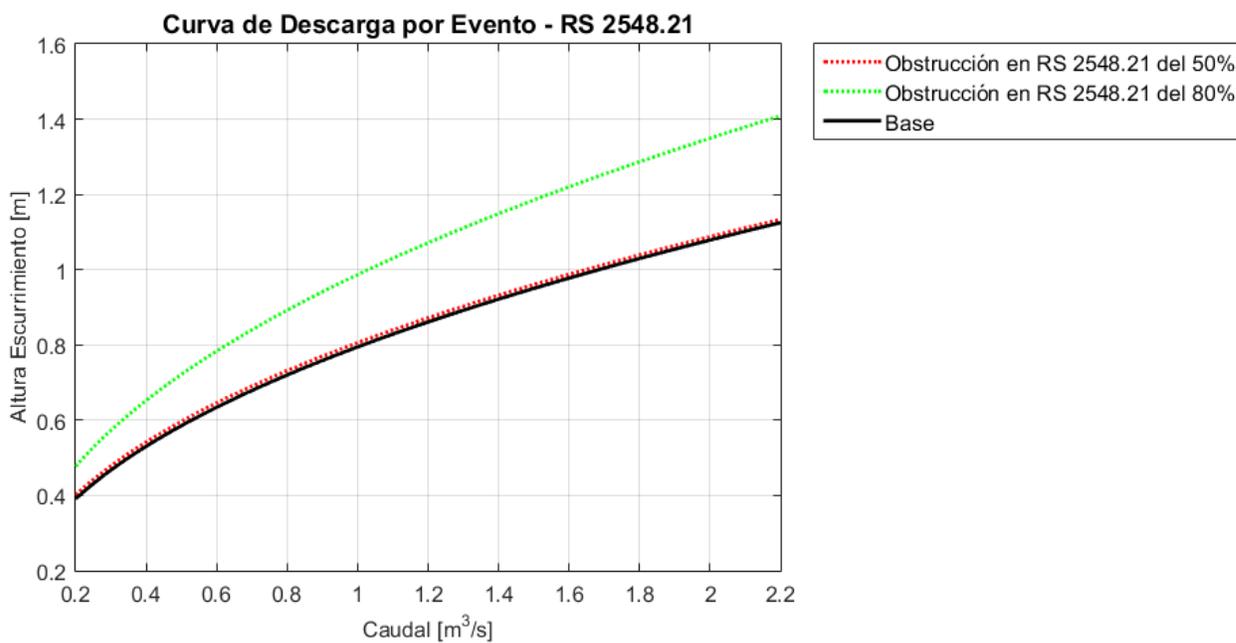


Figura 5.30: Curvas de Descarga final por evento en RS 2548,21.

5.6. Residuales

Los residuales, netos o porcentuales, permiten caracterizar los cambios en la altura de escurrimiento del canal e identificarlos respecto de la condición base o esperada. Este análisis se efectúa en cada punto dentro del modelo de simulación del canal y, a continuación, se presentan los resultados respecto de los puntos de interés definidos.

A pesar que se realiza un análisis puntual, en las siguientes secciones se ilustra el análisis global del canal fundamentado en el análisis local de los puntos, determinando la red como un sistema global de información, comparando la información proveniente de distintos puntos de medición distribuidos en el canal para el levantamiento de alertas.

5.6.1. Punto 1: River Station 920

En las Figura 5.31 y Figura 5.32 se pueden apreciar los residuales netos y porcentuales para la condición base en el punto RS 920, respectivamente. En cuanto a los residuales netos, estos crecen en magnitud a medida que el caudal también es mayor, iniciando en un valor de 5 milímetros hasta llegar a un valor de 2,1 centímetros. En este caso, dada la precisión con la que se realizan las mediciones por parte del sensor, estos residuales solo podrán ser detectados para caudales igual o mayores a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que para este valor se alcanza la mínima medida posible de los sensores de 1 centímetro. El caso de los residuales porcentuales ocurre que estos tienen un valor fijo para cualquier magnitud de caudal, y en este caso del orden de $\pm 3\%$.

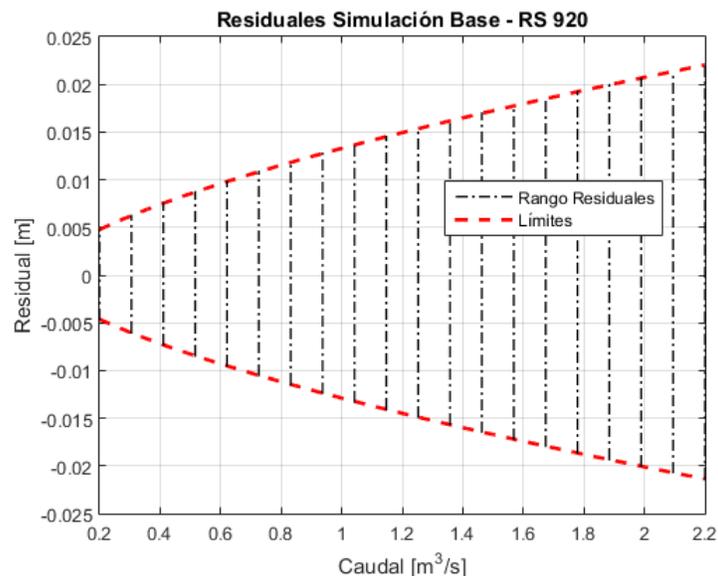


Figura 5.31: Residual neto base RS 920.

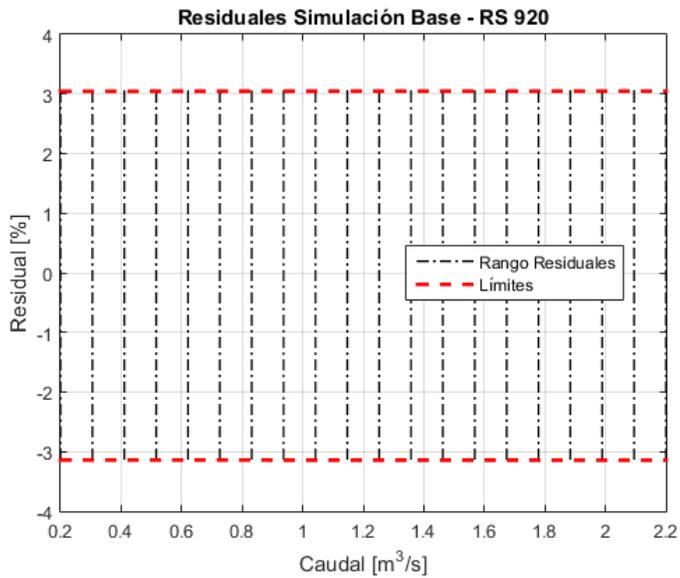


Figura 5.32: Residual porcentual base RS 920.

En cuanto a los residuales generados por los eventos simulados y sus efectos en el punto RS 920, las Figura 5.33 y Figura 5.34 ilustran sus comportamientos en sus valores netos y porcentuales respecto de los eventos que no han sido descartados en etapas previas del análisis. Tanto para los valores netos como en los porcentuales, el rango del evento de obstrucción en RS 920 del 50% no se separa completamente del rango base, por lo que no es posible distinguirlo con claridad de la condición base. Por otra parte, los eventos de embanque y de obstrucción en RS 920 del 80% definen rangos que se entrecruzan con otros eventos posibles, por lo que para poder ratificarlos es necesario comparar con otro punto de control y así validar la ocurrencia del evento.

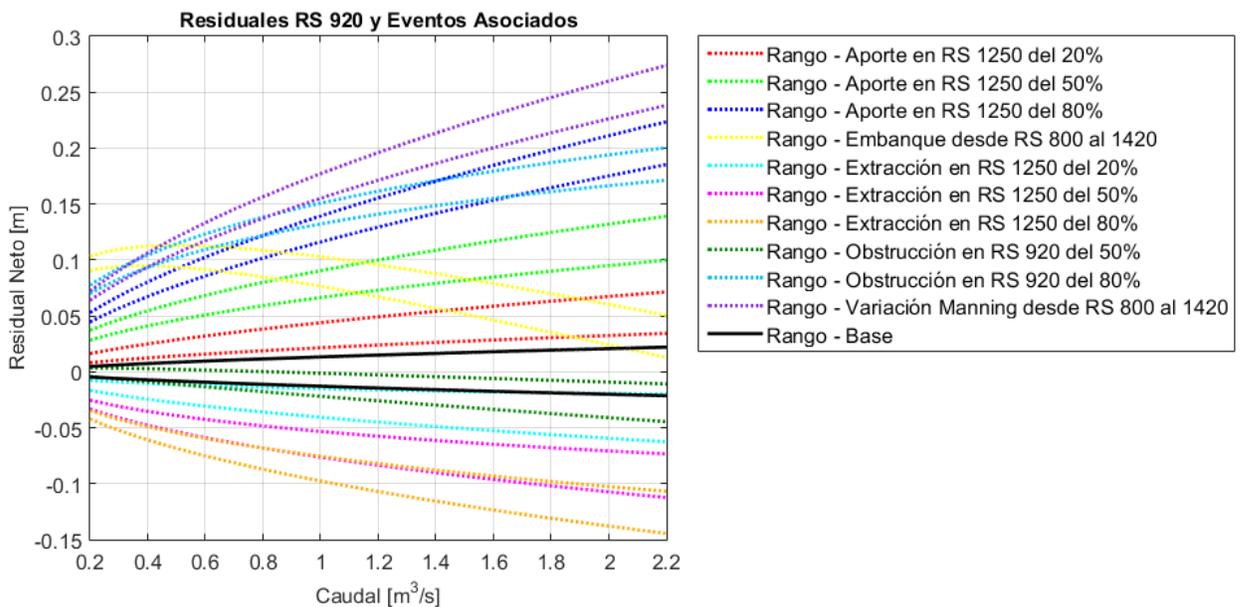


Figura 5.33: Rango residuales netos asociados a RS 920.

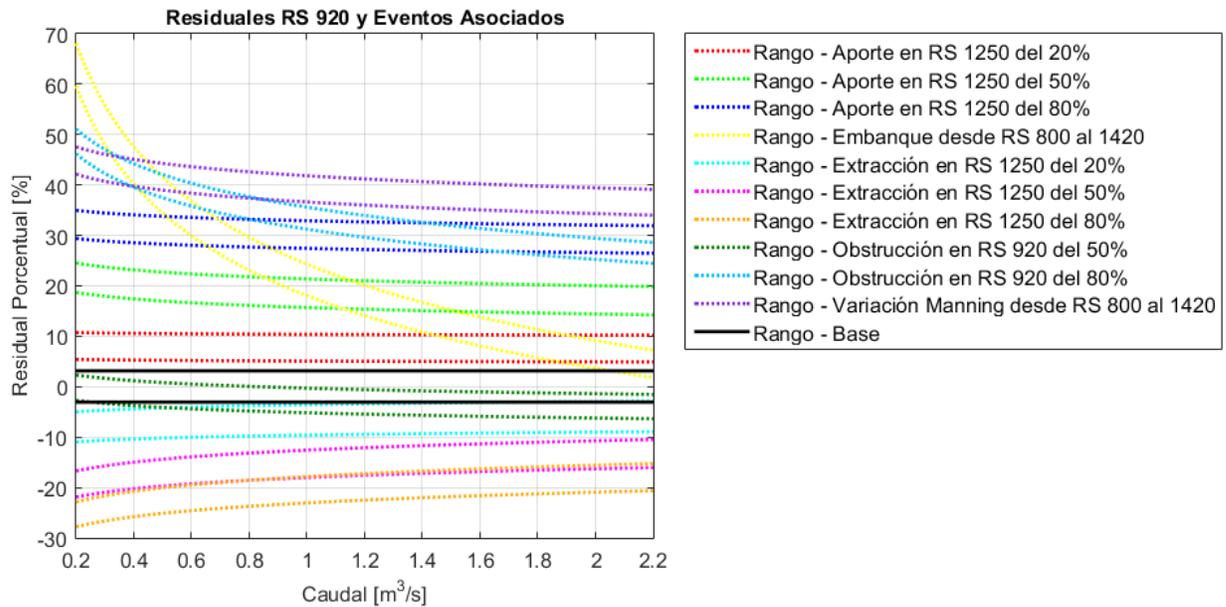


Figura 5.34: Rango residuales porcentuales asociados a RS 920.

5.6.2. Punto 2: River Station 1620

En las Figura 5.35 y Figura 5.36 se pueden apreciar los residuales netos y porcentuales para la condición base en el punto RS 1620, respectivamente. Los residuales netos crecen en magnitud a medida que el caudal también es mayor, iniciando en un valor cercano a 5 milímetros hasta llegar a un valor de 1,8 centímetros. Dada la precisión con la que se realizan las mediciones por parte del sensor, estos residuales solo podrán ser detectados para caudales igual o mayores a $0,8 m^3/s$. En cuanto a los residuales porcentuales ocurre que tienen un valor fijo para cualquier magnitud de caudal, y en este caso del orden de $\pm 2,5\%$.

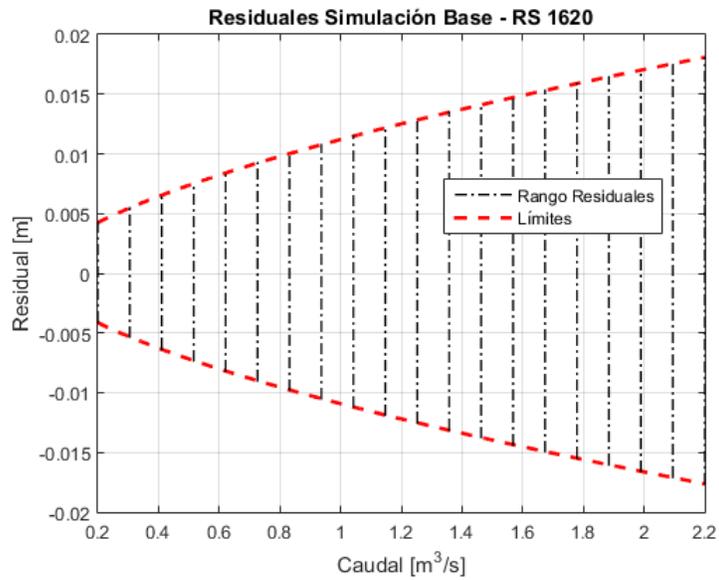


Figura 5.35: Residual neto base RS 1620.

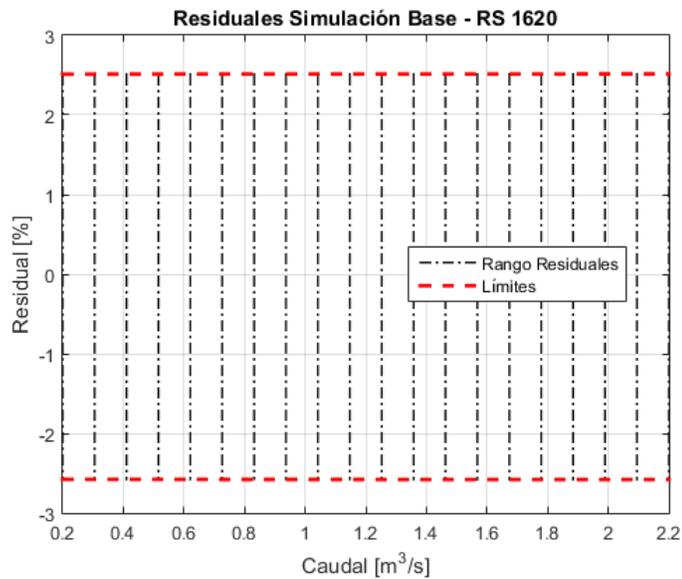


Figura 5.36: Residual porcentual base RS 1620.

Para los eventos posibles a determinar en este punto por medio de los residuales, se aprecia (Figura 5.37 y Figura 5.38) que el evento de obstrucción en RS 1620 del 50% no se puede diferenciar de la condición base para caudales igual o mayores a $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que en el caso de 80% de obstrucción este evento si se diferencia ampliamente de la condición base como para ser determinada.

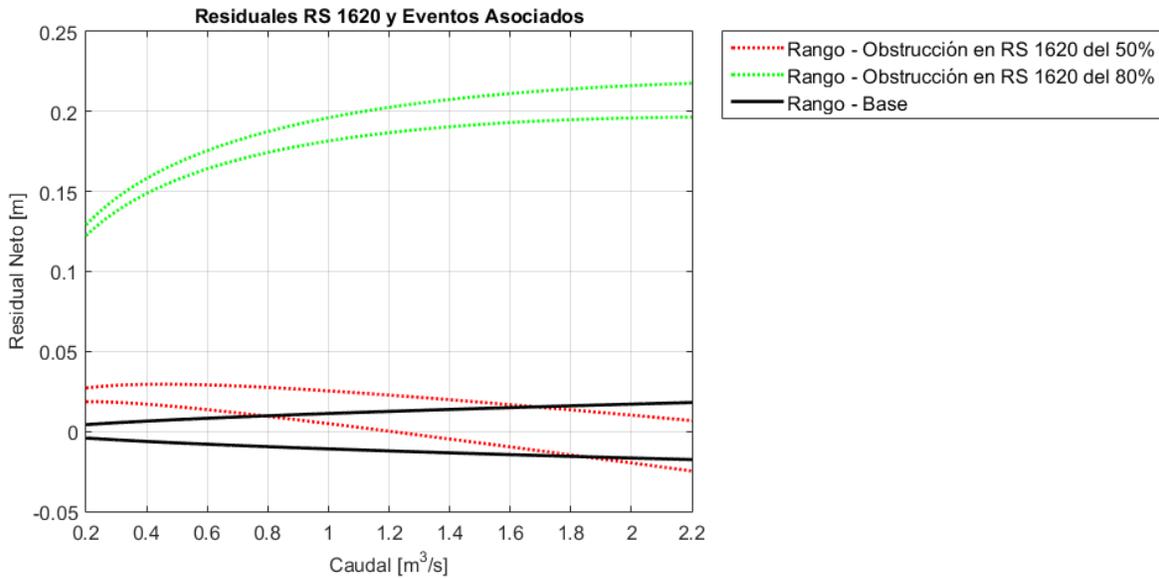


Figura 5.37: Rango residuales netos asociados a RS 1620.

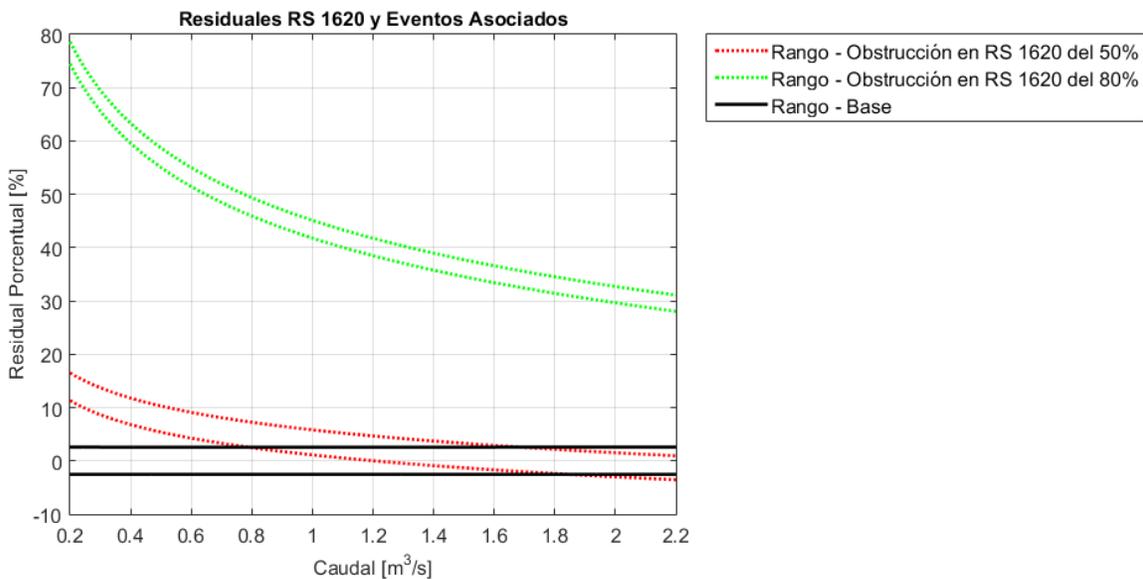


Figura 5.38: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1620.

5.6.3. Punto 3: River Station 2548,21

En las Figura 5.39 y Figura 5.40 se pueden apreciar los residuales netos y porcentuales para la condición base en el punto RS 2548,21, respectivamente. Los residuales netos también crecen en magnitud a medida que el caudal también es mayor, iniciando en un valor cercano a 1 centímetro hasta llegar a un valor de 2,6 centímetros. Dada la precisión con la que se realizan las mediciones por parte del sensor, en este punto es posible detectar estos cambios para todo el rango de caudales simulado. En cuanto a los residuales

porcentuales ocurre que tienen un valor fijo para cualquier magnitud de caudal, y en este caso del orden de $\pm 2,3\%$.

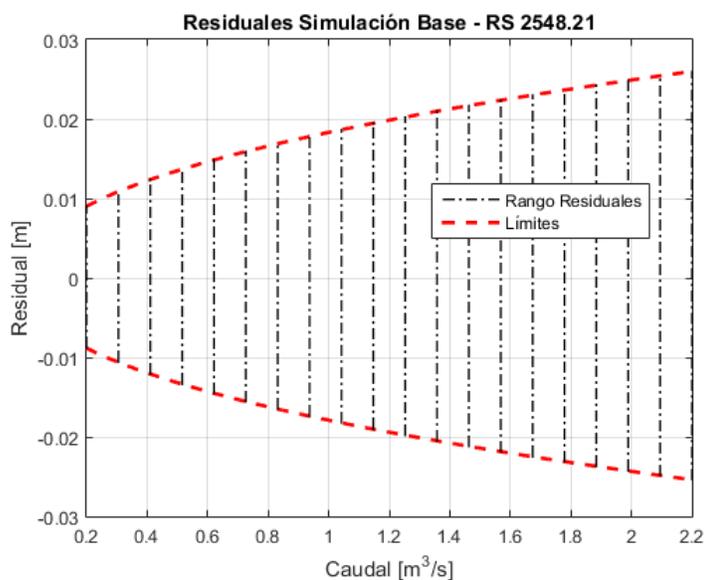


Figura 5.39: Residual neto base RS 2548,21.

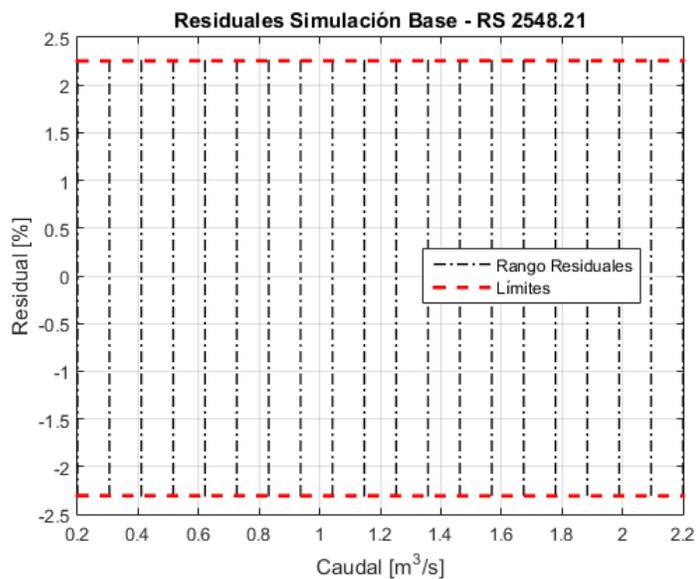


Figura 5.40: Residual porcentual base RS 2548,21.

Para los eventos asociados con este punto, solo la obstrucción del 80% es diferenciable en el rango de caudales frente a la condición base.

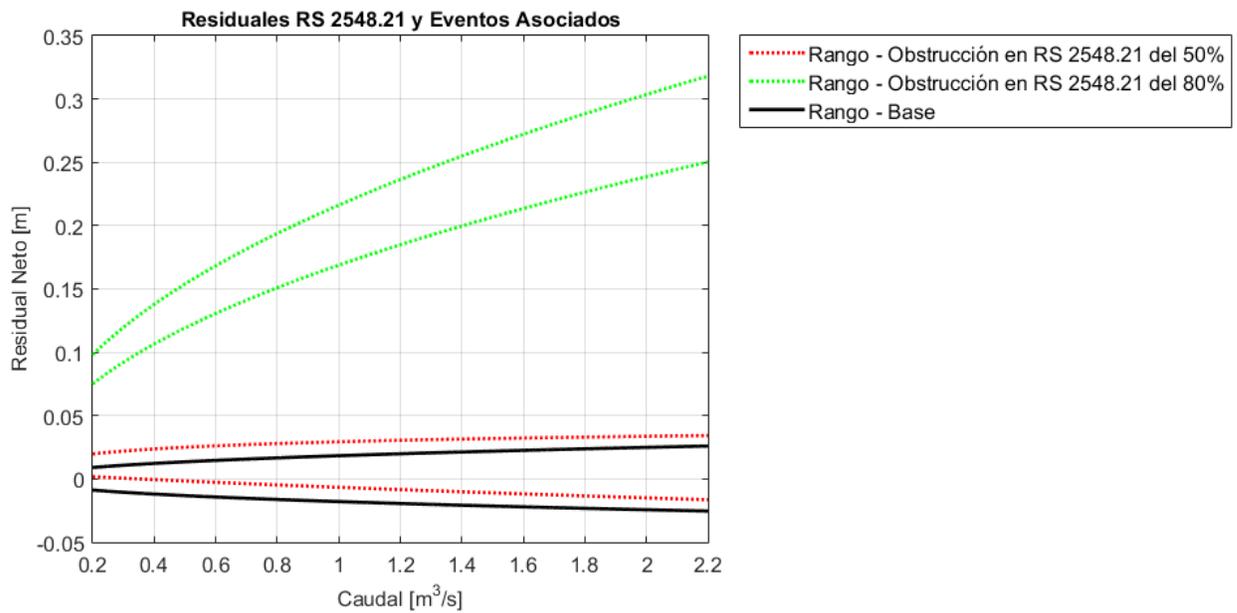


Figura 5.41: Rango residuales netos asociados a RS 2548,21.

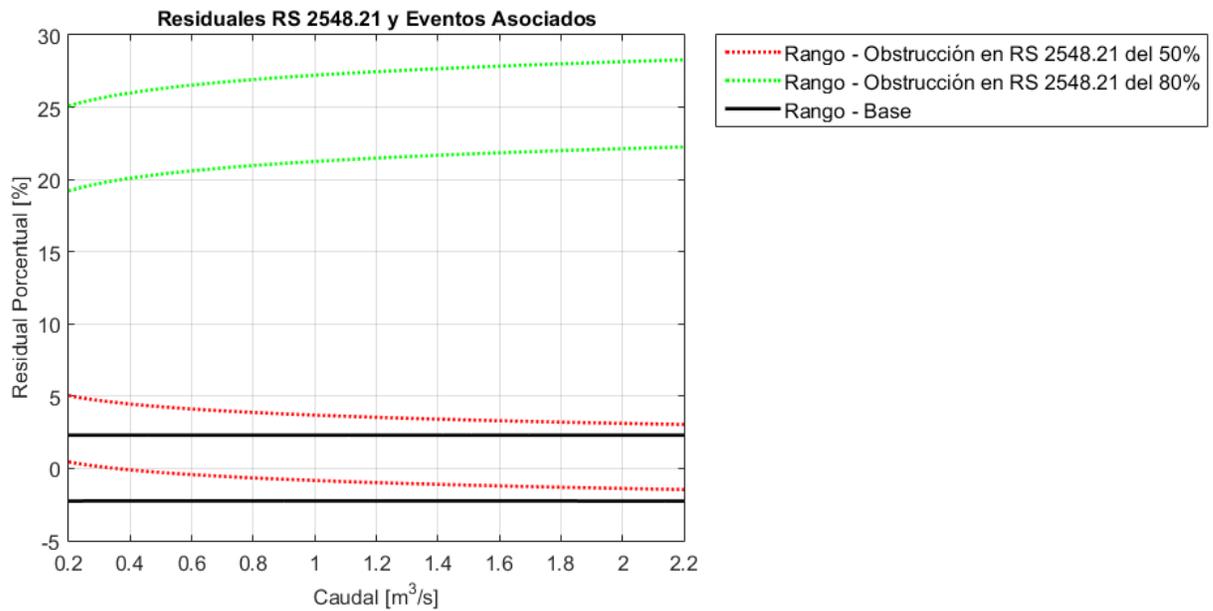


Figura 5.42: Rango residuales porcentuales asociados a RS 2548,21.

5.7. Corroboración/Determinación de puntos de medición

Del análisis de las zonas de influencia ilustradas en la sección 5.3 de este capítulo, se puede apreciar que bajo ninguno de los eventos simulados los primeros 300 metros de canal presentan cambios significativos en el escurrimiento. Esto se puede asociar a la geometría desarrollada en dicho tramo, en donde comparativamente presenta una pendiente media mayor que en el resto del canal.

Respecto a la detección de los distintos fenómenos simulados, efectivamente es posible caracterizarlos por medio del concepto de los residuales o diferencias en el registro de alturas de escurrimiento, esto efectuado para cada punto en que se establezca la medición. Si bien hay puntos más favorables que otros, si se puede asociar diferencias en las curvas de descarga generadas por los eventos. En esencia, mayoritariamente los cambios generados son un alza en la altura de escurrimiento, por lo que falta agregar el porqué de esa alza, salvo el caso de una extracción de caudal ya que produce una disminución de la altura de escurrimiento aguas abajo. Necesariamente esto se debe hacer comparando los registros entre los distintos puntos de medición a establecer, ya que con un solo punto no es posible diferenciar entre las distintas opciones (por ejemplo, en las Figura 5.33 y Figura 5.34 se puede apreciar como el rango para determinar la ocurrencia de un embanque en RS 920 se entrecruza con distintos eventos de aporte y obstrucción).

La red debe contar con las mediciones necesarias para hacer tales comparaciones y se debe buscar que los puntos a comparar sean capaces de representar, idealmente en el mismo tiempo de registro, la ocurrencia o no de un evento. Dado que el periodo de registro de la información es de 15 minutos, se debe tener en cuenta este tiempo en la determinación de en qué punto ubicar los sensores, si la comparación de los registros es en el mismo tiempo o con un desfase en caso que la diferencia en el tiempo de viaje de los puntos sea superior a esos 15 minutos.

Además, tras el análisis de la manifestación de los eventos en los puntos de interés, se debe escoger aquellos puntos que permitan la detección de la totalidad o gran mayoría de los eventos estudiados. Es en este punto en que se puede detectar que, en el caso de las obstrucciones menores de los puntos de interés, estas no se pueden diferenciar claramente de la condición base esperada si es que la ubicación del sensor es en el mismo punto, hecho que cambia si se trasladan los sensores aguas arriba de los puntos de interés, en donde el efecto de las obstrucciones menores es mayor y distinguible de la condición base. Es por esto que, para poder monitorear efectivamente estos puntos, lo más recomendable es ubicar los sensores aguas arriba de estos.

En la determinación de la red de monitoreo se parte de la base que existen dos puntos de medición en el canal, RS 0 (bocatoma) y RS 1877,3 (sección de aforo), de los cuales el registro que se tenga en RS 0 es fundamental y base para dar inicio al monitoreo, tomando como condición inicial dicho registro. Es en este punto donde se determina tiempo a tiempo el caudal que se debe representar aguas abajo por medio de las mediciones de los sensores a ubicar.

Dado que el primer tramo de canal no presenta diferencias significativas en el escurrimiento producto de los eventos evaluados, y al hecho que desde el primer punto de interés definido ya se pueden identificar los eventos definidos dentro del primer tramo de canal, es que se propone la ubicación de un sensor de medición en el punto RS 910, correspondiente a 10 metros aguas arriba del primer punto de interés a controlar. La

distancia que separa a este punto de la bocatoma determina que el tiempo de viaje entre estos puntos sea de 22 minutos para un caudal de $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y de 9 minutos para el mayor caudal evaluado ($2.2 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que es necesario identificar el caudal pasante por la bocatoma y determinar si el control en RS 910 debe tener un desfase de un periodo o de dos en el peor de los casos.

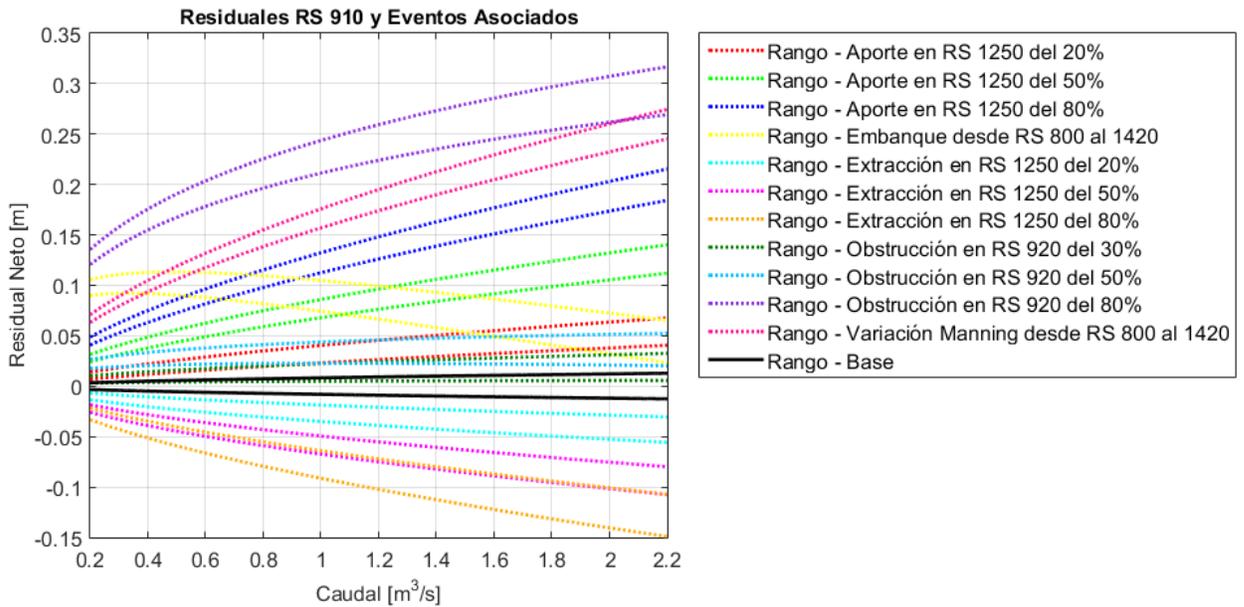


Figura 5.43: Rango residuales netos asociados a RS 910.

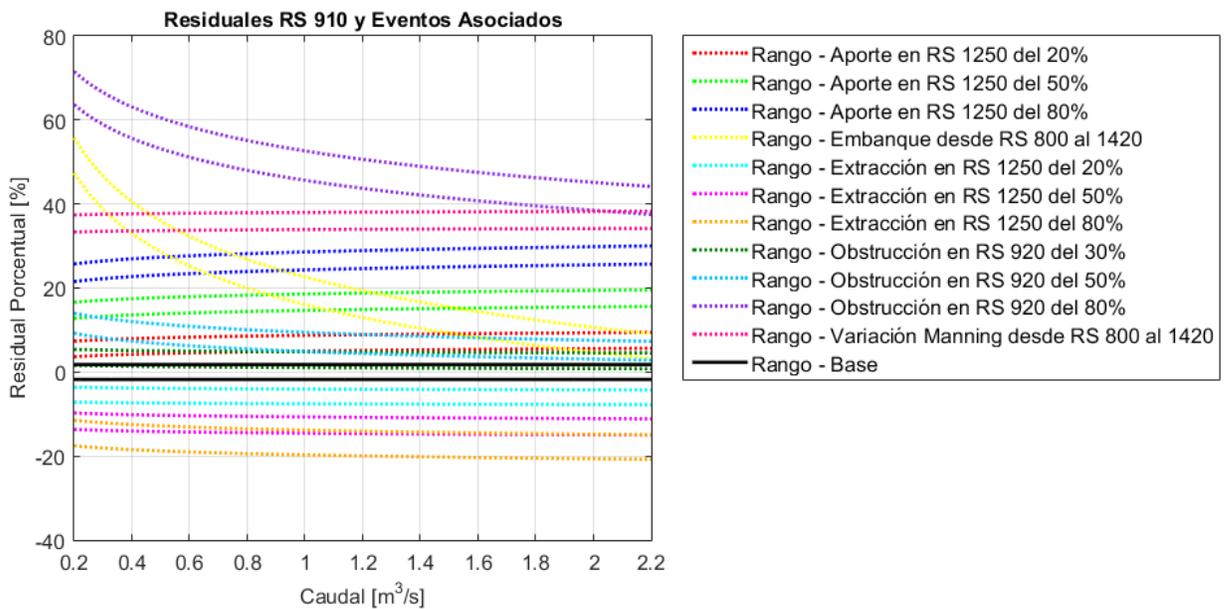


Figura 5.44: Rango residuales porcentuales asociados a RS 910.

El siguiente punto de medición que se propone es el RS 1220 en consideración a los siguientes aspectos: el tiempo de viaje entre RS 910 y RS 1220 es en el peor de los casos de 11 minutos y, este punto permite la caracterización del tramo entre RS 800 y RS 1420, tramo en donde es más probable la ocurrencia de embanque o variación del Manning.

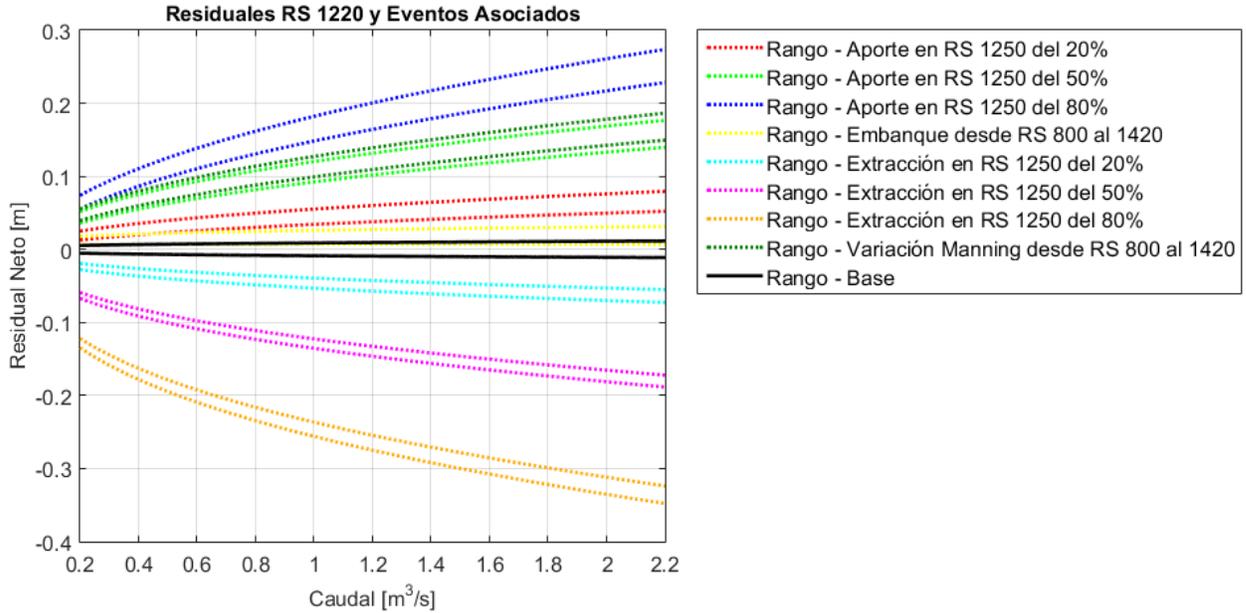


Figura 5.45: Rango residuales netos asociados a RS 1220.

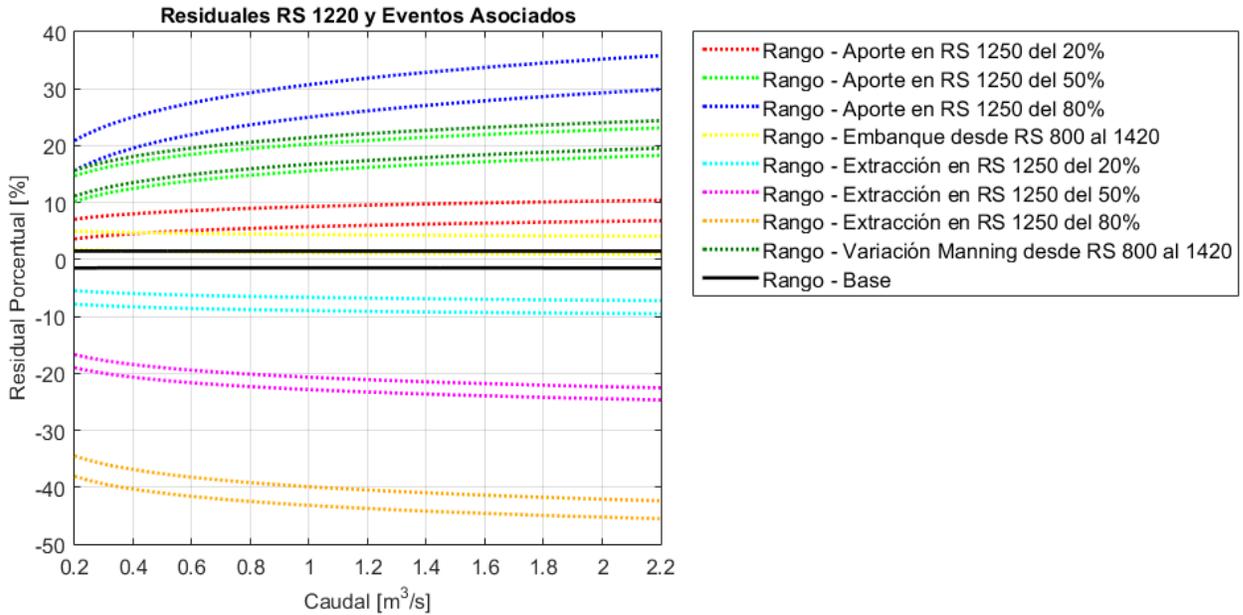


Figura 5.46: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1220.

Respecto del segundo punto de interés, para efectivamente tener un control y monitoreo de este punto, es necesario ubicar un sensor de medición en RS 1617,78.

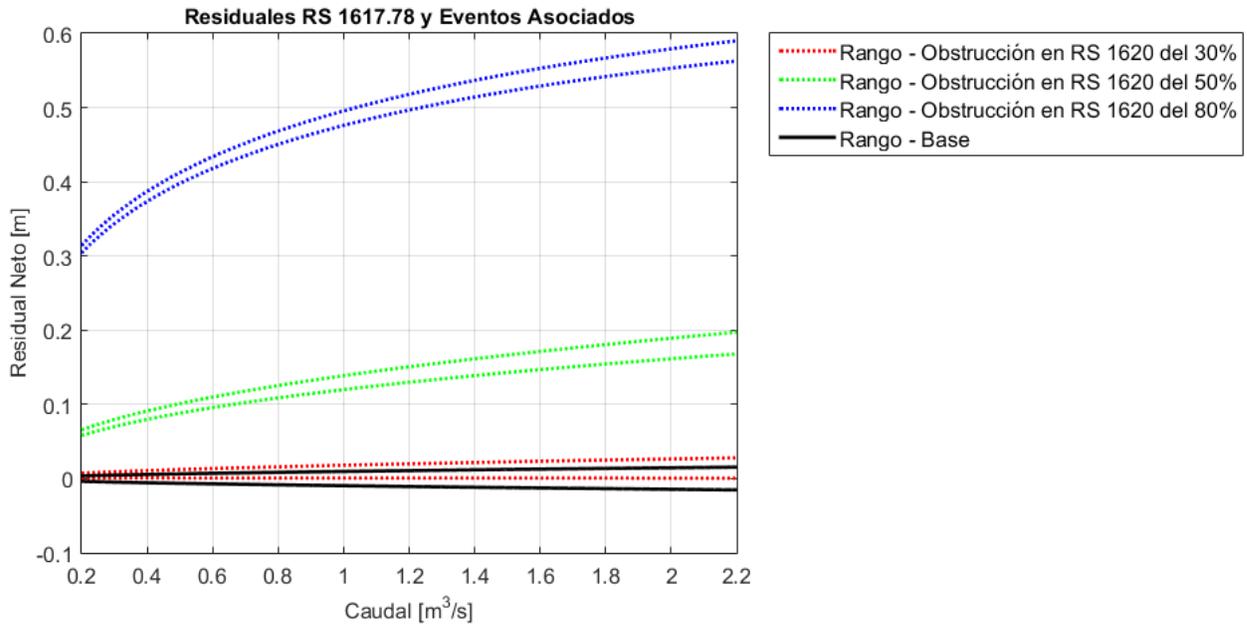


Figura 5.47: Rango residuales netos asociados a RS 1617,78.

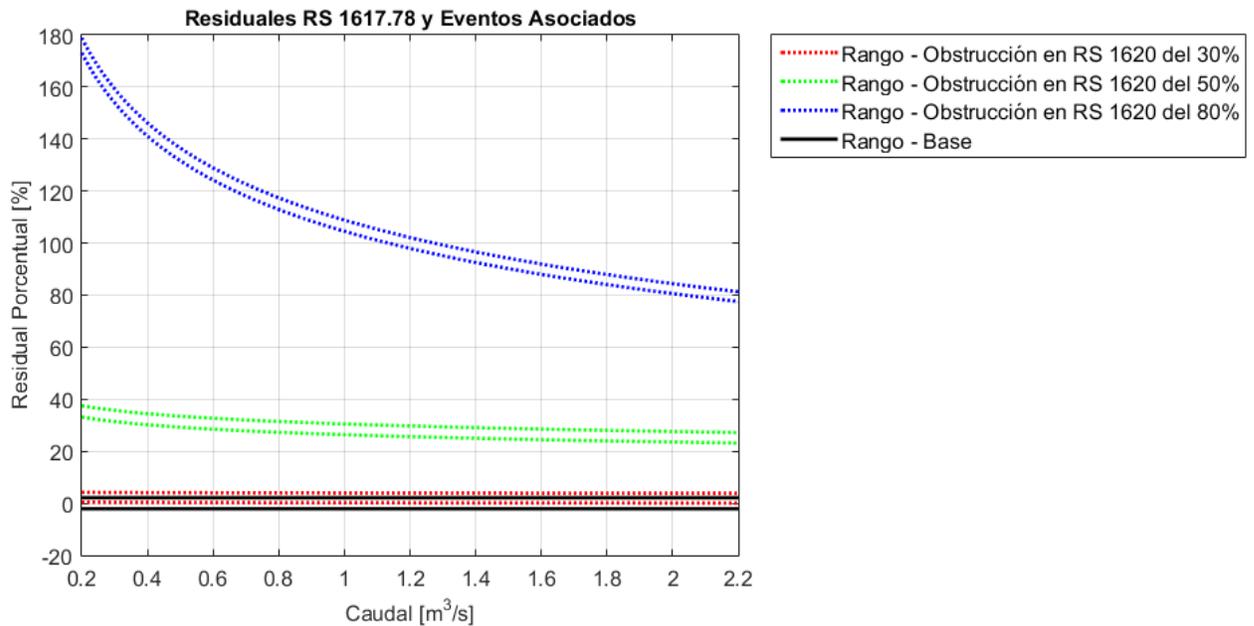


Figura 5.48: Rango residuales porcentuales asociados a RS 1617,78.

En cuanto al tercer y último punto de interés, es necesario ubicar un sensor de medición en RS 2418,21 ya que, a pesar de que es un punto más alejado del propio punto de interés

(en comparación a los dos primeros) es en donde se registran las mayores diferencias en la altura de escurrimiento, además que permite la detección de obstrucciones en RS 2548,21 en todas las magnitudes simuladas.

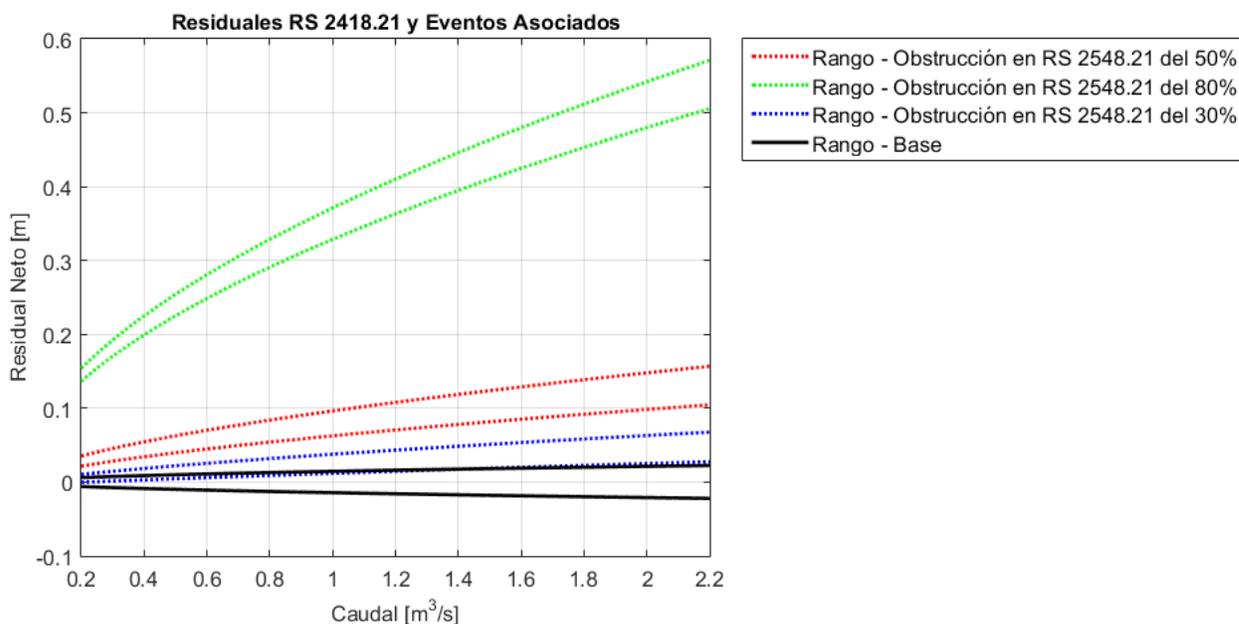


Figura 5.49: Rango residuales netos asociados a RS 2418,21.

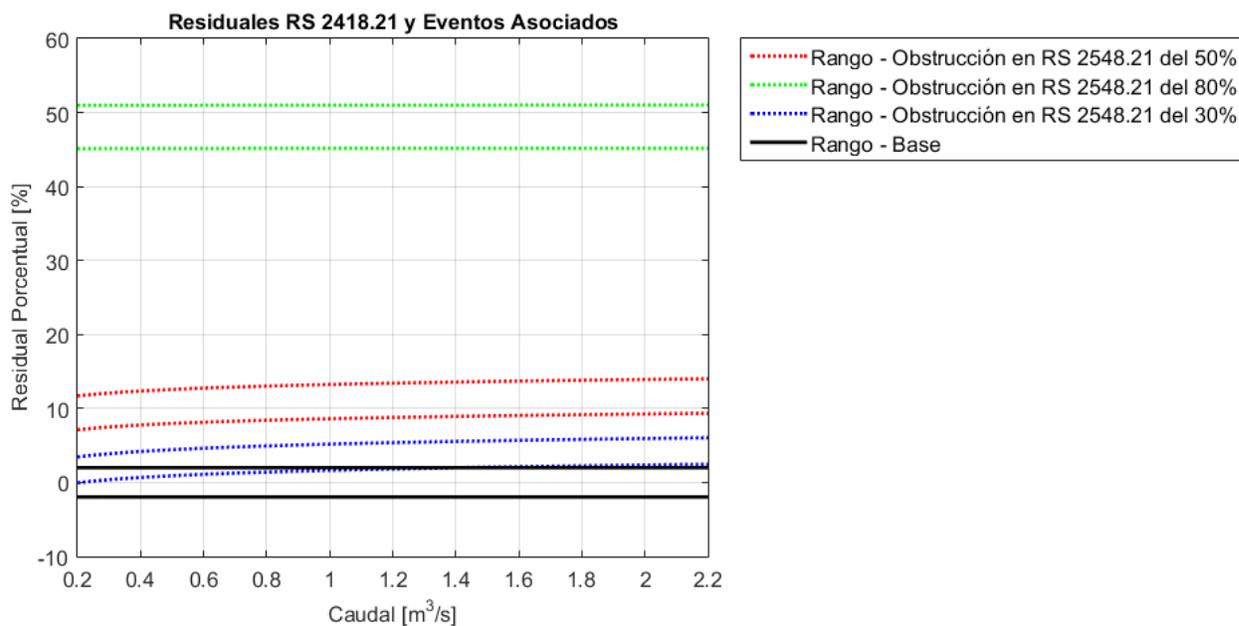


Figura 5.50: Rango residuales porcentuales asociados a RS 2418,21.

Todos los puntos antes referidos son analizados bajo los mismos criterios antes utilizados en el caso de los propios puntos de interés, por lo que con este set de puntos más los dos ya existentes se puede confeccionar la red de monitoreo del canal a lo largo de este.

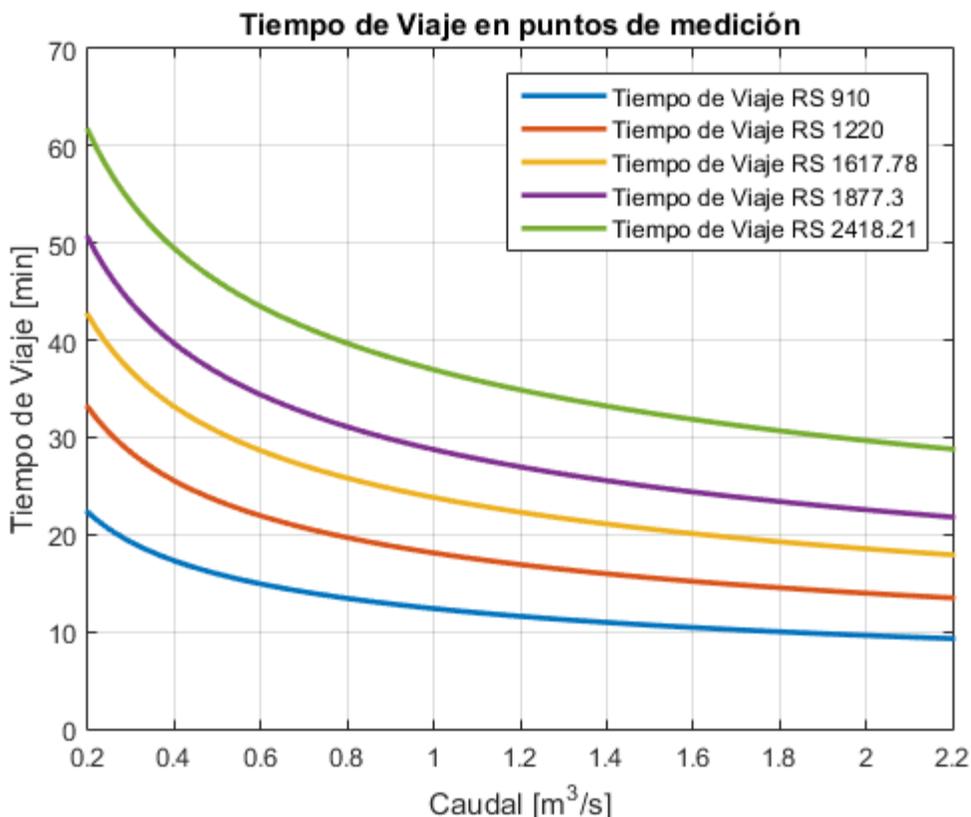


Figura 5.51: Tiempo de Viaje puntos de medición propuestos para red de monitoreo.

5.8. Detección de eventos por medio del registro de alturas de escurrimiento

La detección de la ocurrencia de los eventos en base al registro de alturas de escurrimiento se debe hacer secuencialmente desde aguas arriba hacia aguas abajo, tomando como condición inicial el valor de caudal registrado en bocatoma. Este valor es el que se debe esperar en los distintos puntos de medición a medida que este se desarrolle en el eje del canal. La determinación de este caudal viene dada por la curva de descarga para cada punto definida en su condición base (sin eventos), y esta es la primera comparación que se debe hacer punto a punto: dependiendo del tiempo de viaje asociado a dicho caudal y en cada punto de medición, se debe comparar el caudal registrado en el punto con el registro del punto anterior, ya sea del mismo periodo o desfasado a periodos anteriores hasta lograr cumplir con el tiempo de viaje. Por ejemplo, si en bocatoma se registra un caudal de $0,8 m^3/s$, este se puede verificar en RS 910 en el registro inmediatamente posterior (ver Figura 5.51), pero en RS 1220 se deben esperar dos registros para que se

cumpla el tiempo de viaje del caudal a ese punto, y así sucesivamente con todos los puntos de medición.

Por otra parte, también se puede y es de utilidad, comparar registros entre los puntos de medición y así determinar la posible ocurrencia de un evento. Continuando con el ejemplo, dado el mismo caudal el tiempo de viaje entre los puntos RS 910 y RS 1220 es inferior a 15 minutos, por lo que el registro de RS 1220 se puede comparar con el registro un tiempo anterior de RS 910.

En la determinación de cuál es el evento que se puede estar presentando, como se indicó anteriormente algunas de simulaciones realizadas se entrecruzan o traslapan unas con otras, por lo que dificulta la detección del evento. Además, las simulaciones realizadas representan eventos puntuales que permiten identificar los cambios de escurrimiento, pero en la práctica se puede presentar un evento que sea distinto a uno de los que se han simulado (por ejemplo, obstrucción, aporte o extracción en RS 1000) y la red debe ser capaz de detectar esta ocurrencia y levantar la alerta. Es por esto que la detección debe ser en base a valores esperados dados por la curva de descarga base en cada punto y cuanto se alejan los registros de esta. Así, las características a buscar dependen de cada tipo de evento que se pueda dar, y la cantidad de información o registros a comparar dependerá de cada evento, de la forma:

- **Extracciones:** Estas se pueden identificar comparando los registros de al menos dos sensores consecutivos. El primero, el de aguas arriba, sirve de base de comparación y el segundo, aguas abajo, de validación. La extracción puede producirse aguas arriba del segundo sensor pero lo suficientemente alejada del primero para no generar influencia en este o, puede ser aguas abajo del segundo sensor pero lo suficientemente cercana para influenciarlo. En cualquiera de estas circunstancias el segundo sensor deberá registrar un descenso en la altura de escurrimiento en comparación al valor esperado (que viene determinado por el registro del primer sensor). Así, se puede determinar la ocurrencia de una extracción y se puede comprobar con los sensores aguas abajo del segundo, además de permitir ubicar el evento. Si el segundo sensor y el siguiente según sentido de flujo registran exactamente el mismo caudal, entonces la extracción está ubicada entre el primer y segundo sensor. De lo contrario, si el segundo y tercer sensor registran caudales menores pero distintos entre sí, entonces la extracción está ubicada entre el segundo y tercer sensor.
- **Aportes:** Para detectar estos eventos es necesario comparar los registros de al menos tres sensores consecutivos. Según el sentido de flujo, el primero es el que sirve de base de comparación con los otros dos. Un aporte se presentará generando un alza en la altura de escurrimiento en el segundo y tercer sensor, y estas alzas deben traducirse en un alza del caudal en cada curva de descarga. Si el caudal que se registra en estos sensores (por medio del registro de la altura) es igual entre sí, entonces el aporte se ubica entre el primer y segundo sensores en comparación. Si el caudal difiere entre el segundo y tercer sensor, ambos mayores al caudal registrado en el primer sensor, entonces es necesario validar este evento con un cuarto sensor, aguas abajo del tercero, el cual deberá registrar idéntico caudal que el tercero. Así, se puede ubicar el evento de aporte de caudal entre los sensores segundo y tercero.

- **Obstrucciones:** Estos eventos se pueden identificar comparando el registro de tres sensores consecutivos. Si la altura del segundo sensor sobrepasa la esperada (dado el registro en el primer sensor) pero en el tercer sensor si se registra la altura esperada (también respecto del primer sensor), entonces se está en presencia de un evento de obstrucción ubicado entre el segundo y tercer sensor.
- **Embanque:** En este caso no hay un número determinado de sensores a comparar ya que el evento se puede presentar en un tramo acotado o mayor. Lo que se espera ante este evento es que todos los sensores dentro de la posible zona de embanque registren alturas de escurrimiento mayores al valor esperado, cuya equivalencia a caudal dada por las curvas de descarga de los puntos indique que hay un caudal distinto en cada punto. Esta diferencia de caudales se debe mantener para todos los sensores influenciados por el embanque, por lo que los sensores ubicados aguas debajo de este evento deben recuperar en su registro el valor esperado de caudal.
- **Variación del Manning del canal:** En esencia, este evento se determina en idéntica forma que el embanque. Los registros afectados por el evento deben registrar caudales distintos al esperado y, saliendo de la zona de influencia, se debe recuperar en los sensores posteriores el valor esperado de caudal.

Una vez identificado el evento que se esté registrando en el canal, para el caso de los aportes y extracciones de caudal se puede indicar la magnitud de estos. Para el caso de las obstrucciones, dado que no se puede determinar con certeza el punto en donde esta estaría ocurriendo, no se le puede asociar directamente una magnitud, pero si indicar si es importante, moderada o menor, por ejemplo, identificando cuanto es lo que se aleja la altura de escurrimiento del valor esperado. Respecto del embanque y la variación del Manning, dado que no se puede diferenciar la ocurrencia entre estos eventos, tampoco se le puede asociar una magnitud. En caso que si se pudiese distinguir entre estos eventos, se podría indicar si estos son mayores o menores a los eventos simulados, comparando los valores obtenidos de las simulaciones con el registro de los sensores.

Todo lo expuesto hasta este punto es en referencia a solo contar con el registro de alturas de escurrimiento en los puntos de medición. En caso de contar con mayor información se podría elaborar una mejor descripción de los eventos con tal de lograr diferenciarlos entre si. Por otra parte, no sería necesario comparar a la vez la información de hasta tres o cuatro puntos de medición. Por ejemplo, si además de contar con el registro y caracterización de las alturas de escurrimiento, además se tuviese un registro y caracterización de las velocidades en los puntos de medición (suponiendo que en los puntos de medición se pueda medir altura y velocidad a la vez) se podría efectuar la diferenciación de todos los eventos.

Continuando con el ejemplo, en los eventos de aporte (ejemplo el aporte en RS 1250 del 80% en Figura 5.52) se constatan cambios de velocidad en la zona de influencia tanto aguas arriba como aguas abajo del punto donde se genera el evento, esto en comparación a la velocidad desarrollada en el canal en la condición base. Aguas arriba del punto de aporte la velocidad del canal disminuye, mientras que aguas abajo del aporte la velocidad aumenta. Esta información adicional permite distinguir de manera rápida, sin la necesidad de validar la información con uno o dos sensores aguas abajo. De manera

similar se puede distinguir un evento de extracción, en donde la velocidad aguas arriba del punto de extracción aumenta mientras que aguas abajo de este disminuye (ejemplo la extracción en RS 1250 del 80% en Figura 5.53). En cuanto a las obstrucciones, estas se caracterizan por una disminución de la velocidad aguas arriba del punto con la obstrucción, un aumento importante en el punto de obstrucción, para luego retomar la condición base aguas abajo del mismo punto (ejemplo la obstrucción en RS 920 del 80% en Figura 5.54).

Respecto del comportamiento de la velocidad en los eventos de embanque y variación del Manning, dentro de la zona donde se presenta el evento la velocidad aumenta en presencia de un embanque, mientras que disminuye en una variación del Manning (ver Figura 5.55 y Figura 5.56).

Al combinar esta descripción de las velocidades con la anteriormente indicada respecto de las alturas de escurrimiento, se puede diferenciar la ocurrencia de cada uno de los tipos eventos estudiados, por lo que la red así definida es capaz de identificarlos también.

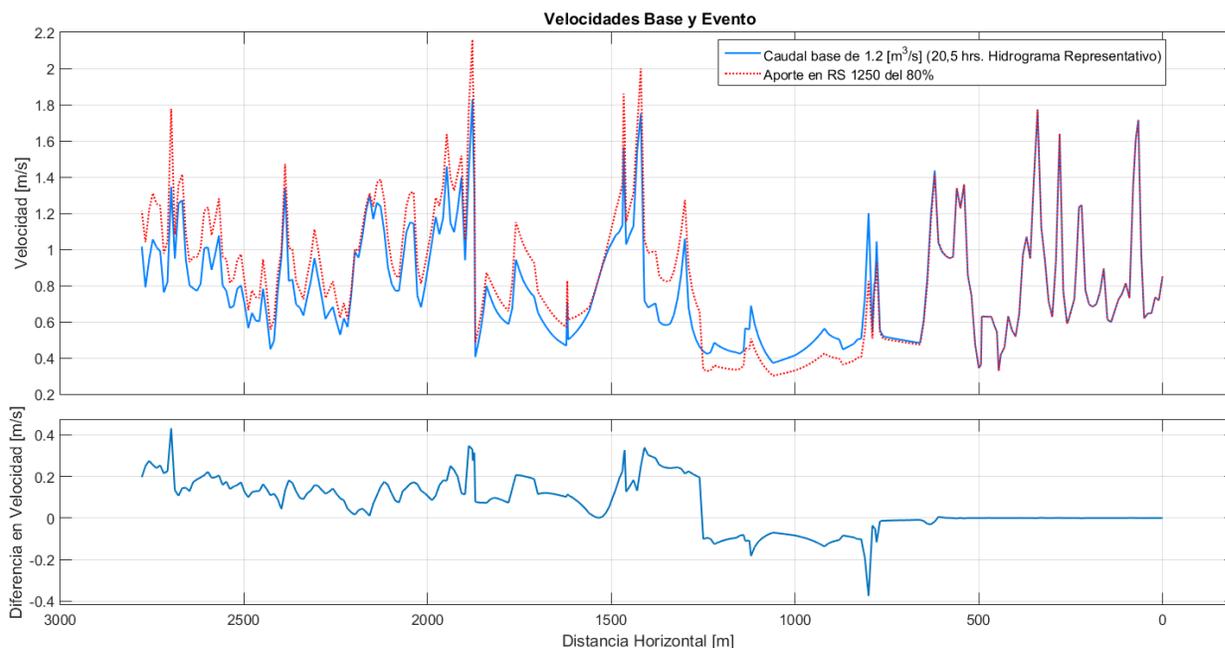


Figura 5.52: Velocidades en el canal para el caso base y el aporte en RS 1250 del 80%.

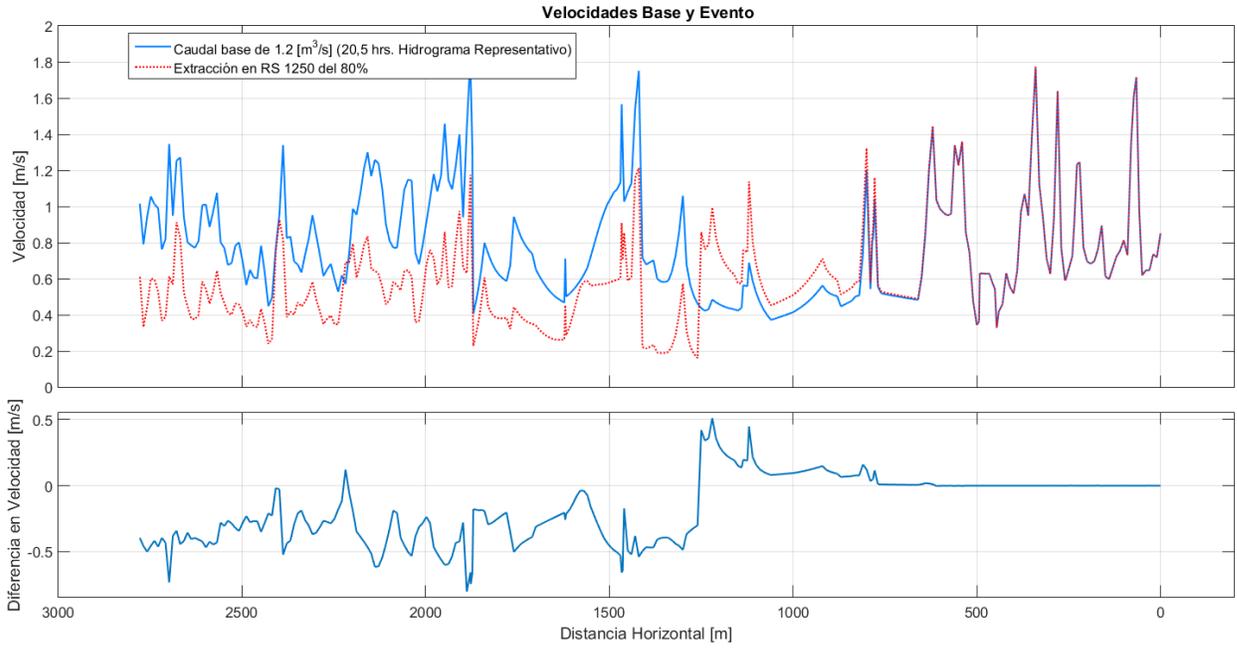


Figura 5.53: Velocidades en el canal para el caso base y la extracción en RS 1250 del 80%.

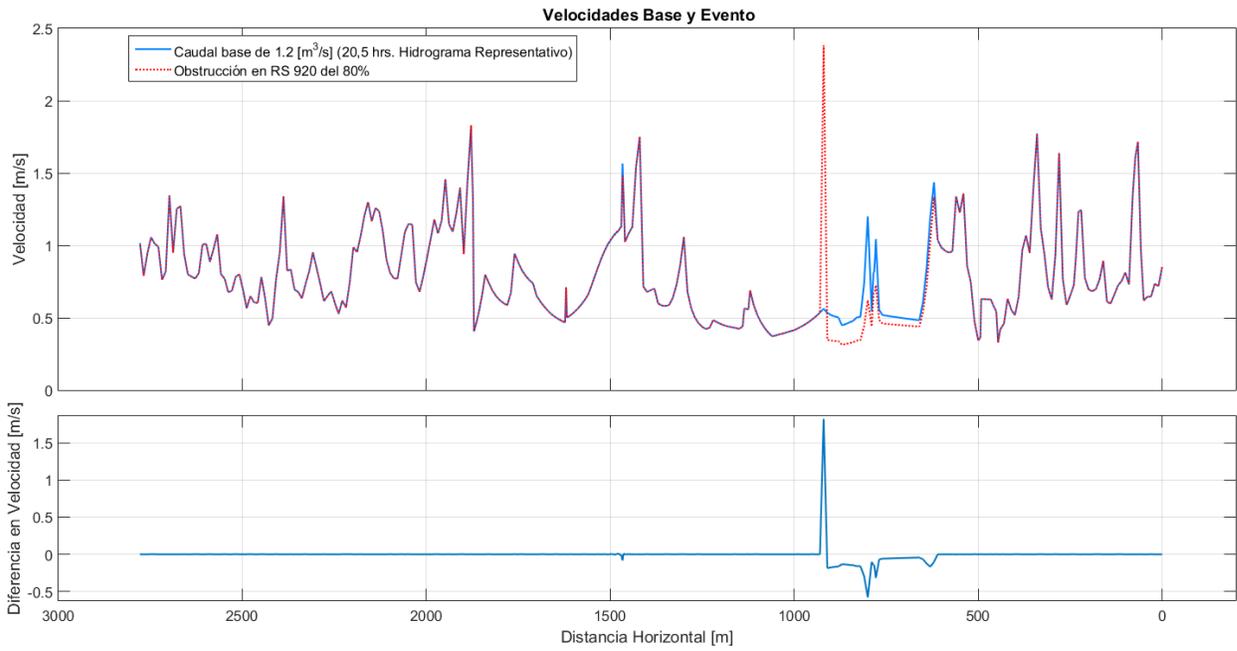


Figura 5.54: Velocidades en el canal para el caso base y la obstrucción en RS 920 del 80%.

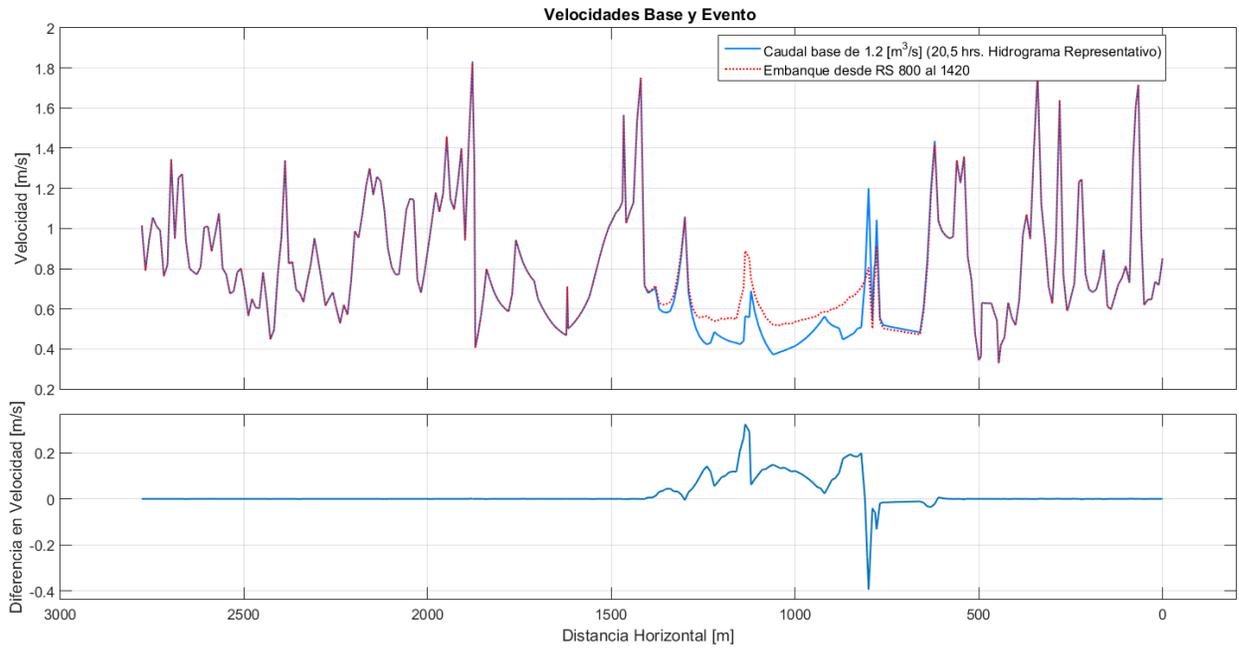


Figura 5.55: Velocidades en el canal para el caso base y el embanque entre RS 800 y RS 1420.

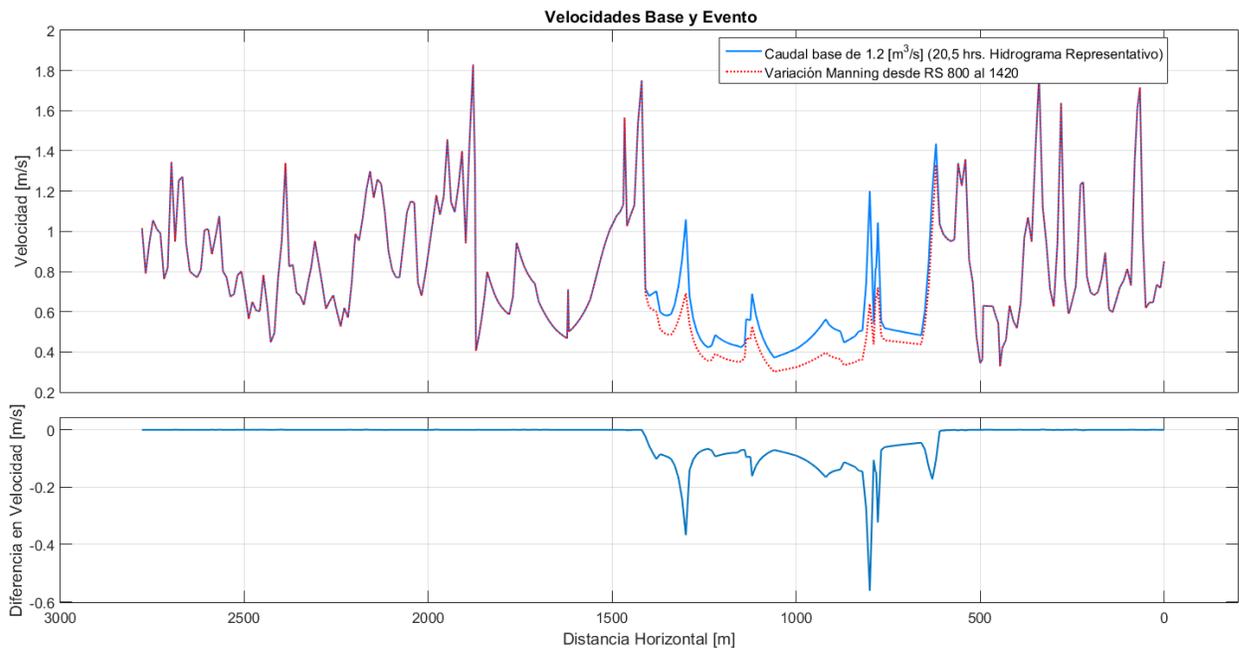


Figura 5.56: Velocidades en el canal para el caso base y la variación del Manning entre RS 800 y RS 1420.

5.9. Tabla característica de registro y metodología de levantamiento de alertas.

Como resultado final del análisis se presenta un algoritmo o metodología para la identificación de alertas, basado en las parametrizaciones base de los eventos y a modo de tabla de registro de las alturas detectadas por los sensores dispuestos en los puntos de medición.

Tabla 5-4: Tabla característica de registro propuesta.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14 ...
Tiempo Lecturas	H RS o	Q (RS o)	Tiempo de Viaje a RS 910	H RS 910	H esperada RS 910	Residual base RS 910 1,8%	Q (RS 910)	Tiempo de Viaje a RS 1220	H RS 1220	H esperada RS 1220	Residual base RS 1220 1,5%	Q (RS 1220)	Detección evento
t_0	h_0	Q_0	$tv_{910\ 0}$	$h_{910\ 0}$	$h_{esp_{910\ 0}}$	$\frac{h_{910\ 0}}{h_{esp_{910\ 0}}}$	$Q_{910\ 0}$	$tv_{1220\ 0}$	$h_{1220\ 0}$	$h_{esp_{1220\ 0}}$	$\frac{h_{1220\ 0}}{h_{esp_{1220\ 0}}}$	$Q_{1220\ 0}$	<i>si/no</i>
t_1	h_1	Q_1	$tv_{1220\ 1}$	$h_{1220\ 1}$	$h_{esp_{1220\ 1}}$	$\frac{h_{1220\ 1}}{h_{esp_{1220\ 1}}}$	$Q_{1220\ 1}$	$tv_{1220\ 1}$	$h_{1220\ 1}$	$h_{esp_{1220\ 1}}$	$\frac{h_{1220\ 1}}{h_{esp_{1220\ 1}}}$	$Q_{1220\ 1}$	<i>si/no</i>
t_2	h_2	Q_2	$tv_{1220\ 2}$	$h_{1220\ 2}$	$h_{esp_{1220\ 2}}$	$\frac{h_{1220\ 2}}{h_{esp_{1220\ 2}}}$	$Q_{1220\ 2}$	$tv_{1220\ 2}$	$h_{1220\ 2}$	$h_{esp_{1220\ 2}}$	$\frac{h_{1220\ 2}}{h_{esp_{1220\ 2}}}$	$Q_{1220\ 2}$	<i>si/no</i>
:													

(Continuación Tabla 5-4.)

1	... 17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28 ...
Tiempo Lecturas	Tiempo de Viaje a RS 1617,78	H RS 1617,78	H esperada RS 1617,78	Residual base RS 1617,78 2,1%	Q (RS 1617,78)	Detección evento	Tiempo de Viaje a RS 1877,3	H RS 1877,3	H esperada RS 1877,3	Residual base RS 1877,3 3,0%	Q (RS 1877,3)	Detección evento
t_0	$tv_{1617,78\ 0}$	$h_{1617,78\ 0}$	$h_{esp_{1617,78\ 0}}$	$\frac{h_{1617,78\ 0}}{h_{esp_{1617,78\ 0}}}$	$Q_{1617,78\ 0}$	<i>si/no</i>	$tv_{1877,3\ 0}$	$h_{1877,3\ 0}$	$h_{esp_{1877,3\ 0}}$	$\frac{h_{1877,3\ 0}}{h_{esp_{1877,3\ 0}}}$	$Q_{1877,3\ 0}$	<i>si/no</i>
t_1	$tv_{1617,78\ 1}$	$h_{1617,78\ 1}$	$h_{esp_{1617,78\ 1}}$	$\frac{h_{1617,78\ 1}}{h_{esp_{1617,78\ 1}}}$	$Q_{1617,78\ 1}$	<i>si/no</i>	$tv_{1877,3\ 1}$	$h_{1877,3\ 1}$	$h_{esp_{1877,3\ 1}}$	$\frac{h_{1877,3\ 1}}{h_{esp_{1877,3\ 1}}}$	$Q_{1877,3\ 1}$	<i>si/no</i>
t_2	$tv_{1617,78\ 2}$	$h_{1617,78\ 2}$	$h_{esp_{1617,78\ 2}}$	$\frac{h_{1617,78\ 2}}{h_{esp_{1617,78\ 2}}}$	$Q_{1617,78\ 2}$	<i>si/no</i>	$tv_{1877,3\ 2}$	$h_{1877,3\ 2}$	$h_{esp_{1877,3\ 2}}$	$\frac{h_{1877,3\ 2}}{h_{esp_{1877,3\ 2}}}$	$Q_{1877,3\ 2}$	<i>si/no</i>
:												

(Continuación Tabla 5-4.)

1	... 29	30	31	32	33	34
Tiempo Lecturas	Tiempo de Viaje a RS 2418,21	H RS 2418,21	H esperada RS 2418,21	Residual base RS 2418,21 2,1%	Q (RS 2418,21)	Detección evento
t_0	$tv_{2418,21\ 0}$	$h_{2418,21\ 0}$	$h_{esp_{2418,21\ 0}}$	$\frac{h_{2418,21\ 0}}{h_{esp_{2418,21\ 0}}}$	$Q_{2418,21\ 0}$	<i>si/no</i>
t_1	$tv_{2418,21\ 1}$	$h_{2418,21\ 1}$	$h_{esp_{2418,21\ 1}}$	$\frac{h_{2418,21\ 1}}{h_{esp_{2418,21\ 1}}}$	$Q_{2418,21\ 1}$	<i>si/no</i>
t_2	$tv_{2418,21\ 2}$	$h_{2418,21\ 2}$	$h_{esp_{2418,21\ 2}}$	$\frac{h_{2418,21\ 2}}{h_{esp_{2418,21\ 2}}}$	$Q_{2418,21\ 2}$	<i>si/no</i>
:	$tv_{2418,21\ 0}$	$h_{2418,21\ 0}$	$h_{esp_{2418,21\ 0}}$	$\frac{h_{2418,21\ 0}}{h_{esp_{2418,21\ 0}}}$	$Q_{2418,21\ 0}$	<i>si/no</i>

La idea de la tabla anterior se fundamenta en el hecho de tener como base el registro de altura de escurrimiento en la bocatoma (RS 0, columna 2) y el caudal correspondiente por medio de la curva de descarga del punto (columna 3). Este caudal debiese representarse en el registro del siguiente punto de medición (RS 910) según sentido de flujo, en caso que el tiempo de viaje de dicho caudal sea inferior a 15 minutos (columna 4). Si este tiempo es superior a 15 minutos, entonces el caudal debiese reflejarse en una posterior lectura en RS 910.

Una vez se cumpla el tiempo de viaje, la lectura en RS 910 (columna 5) se debe comparar con el valor esperado (columna 6) dado el caudal registrado en el punto anterior y verificar que el residual base se cumpla (columna 7). Con esto se tiene una primera instancia para la detección de alguna anomalía en el canal, además de establecer el caudal pasante en la sección dado el registro que se tiene (columna 8).

Como se detalló en la sección anterior, hasta este punto no es posible identificar que tipo de evento se puede estar produciendo, por lo que es necesario proceder con la evaluación de los registros en el siguiente punto, RS 1220, de idéntica manera. Primero verificar el cumplimiento del tiempo de viaje al punto (columna 9), verificar el residual obtenido entre el registro y el valor esperado en el punto (columna 12) para luego indicar el caudal pasante en el punto dado el registro de altura en el mismo (columna 13). Con esto ya se tiene información suficiente para la detección de eventos en el tramo de canal entre los puntos RS 0 y RS 1220.

Sucesivamente esta metodología se puede emplear para los puntos de medición posteriores que, en caso de establecerse que no hay eventos ocurriendo entre los dos primeros puntos, realizar el análisis para el tramo entre RS 910 y RS 1617,78 tomando como base de comparación ahora el punto RS 910, y así hasta efectuar el análisis en todo el canal.

A modo de ejemplo se presenta una simulación en la detección de un evento de obstrucción en el canal en el tramo entre los puntos RS 910 y RS 1220 (Tabla 5-5) y como esta condición se constata por medio de la tabla característica de registro. Sea en un comienzo el canal con un escurrimiento estable en toda su longitud, con un caudal de $0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ pasando en cada uno de los puntos y que entre dos lecturas (t_0 y t_1) ocurre la obstrucción. Para el registro en el tiempo t_1 , el sensor en RS 910 manifiesta la obstrucción del canal con un alza en la altura de escurrimiento, pero dado que la altura esperada depende del caudal en RS 0 para el tiempo t_0 se presenta una variación entre estas alturas equivalente a un 29,3% de la condición base esperada en RS 910. Como esta variación sobrepasa el valor del residual en el punto entonces se está frente a un escurrimiento anómalo, por lo que la ocurrencia de un evento que genere un aumento en la altura es cierta, pero no es posible indicar que evento en particular ya que para verificar se necesita hacer la comparación con RS 1220, pero este punto tiene un tiempo de viaje de 19,7 minutos por lo que es necesario esperar a la lectura en t_2 para verificar si el caudal registrado en RS 0 cambió o se mantuvo. Para el tiempo t_2 el registro en RS 1220 indica que el caudal se mantiene respecto de lo registrado en RS 0, por lo que se pueden descartar eventos de aporte de caudal. Además, la altura registrada en el punto coincide con la esperada por lo que se descartan eventos de embanque y variación del Manning, siendo un evento de obstrucción entre los puntos RS 910 y RS 1220 el único capaz de explicar el registro obtenido.

Tabla 5-5: Ejemplo de uso Tabla característica de registro.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14 ...
Tiempo Lecturas	H RS o	Q (RS o)	Tiempo de Viaje a RS 910	H RS 910	H esperada RS 910	Residual base RS 910 1,8%	Q (RS 910)	Tiempo de Viaje a RS 1220	H RS 1220	H esperada RS 1220	Residual base RS 1220 1,5%	Q (RS 1220)	Detección evento
t_0 (0 min)	0,38	0,8	13,4	0,41	0,41	0,0	0,8	19,7	0,55	0,55	0,0	0,8	no
t_1 (15 min)	0,38	0,8	13,4	0,53	0,41	29,3	1,28	19,7	0,55	0,55	0,0	0,8	si (indeterminado)
t_2 (30 min)	0,38	0,8	13,4	0,53	0,41	29,3	1,28	19,7	0,55	0,55	0,0	0,8	si (obstrucción entre RS 910 y RS 1220)
t_2 (45 min)	0,38	0,8	13,4	0,53	0,41	29,3	1,28	19,7	0,55	0,55	0,0	0,8	si (obstrucción entre RS 910 y RS 1220)
:													

Con este ejemplo queda de manifiesto la capacidad de detección de eventos, aunque no es inmediata tras detectar algún valor fuera del rango normal o base esperado. Si bien se pueden detectar anomalías en cada registro a medida que las lecturas se efectúan, no es inmediato el asociarlas con algún tipo de evento ya que para hacer esto es necesario corroborar con más información, esencialmente aguas abajo, hecho que involucra siguientes registros espacial y temporalmente.

Por otra parte, también por medio del ejemplo se puede identificar la importancia de contemplar la variabilidad natural que pueda presentar el flujo a nivel de su superficie. Para el punto RS 1220 el residual porcentual encontrado es de 1,5%, lo que equivale a decir que una lectura de altura puede variar en $\pm 1,5\%$ del valor esperado para ser considerada como válida y que no representa la manifestación de algún evento en el punto. Para efectos del ejemplo quiere decir que en RS 1220 el valor registrado puede estar entre 0,558 y 0,542 metros, pero dada la capacidad de medición de los sensores estos valores no son posibles de identificar (solo hasta nivel de centímetros), por lo que el rango forzosamente debe pasar a 0,56 y 0,54 metros. Este ejemplo parece ser el caso límite ya que para valores de caudal menores la altura esperada también será menor, por lo que una variación de 1,5% se hace cada vez más pequeña, perdiendo los sensores la capacidad de identificar valores dentro de un rango estadísticamente posible, pero empíricamente no detectables. Así, la necesidad de efectivamente incorporar el término de la variabilidad natural de la superficie del flujo en la obtención de residuales resalta, permitiendo establecer magnitudes de los residuales con una mayor holgura que la obtenida solo por un análisis estadístico.

5.10. Red de medición propuesta.

En vista de generar un efectivo control de monitoreo en el canal estudiado, particularmente en los puntos y zonas expuestas en la sección 5.3 más atrás, se propone incorporar sensores de medición de la altura de escurrimiento en los puntos RS 910, RS 1220, RS 1617,78 y RS 2418,21. Con estos, agregando los ya existentes en RS 0 (bocatoma) y RS 1877,3 (sección de aforo), se establece una red de monitoreo en el canal con seis puntos de medición, distribuidos según se esquematiza en las Figura 5.57 y Figura 5.58.

Esta red propuesta se compone de sensores de medición de altura, principalmente por el hecho que la Junta de Vigilancia dispone de este tipo de sensores.

Este diseño permite el control buscado respecto de monitorear el canal, pero como se señaló en la sección 5.8, no permite distinguir todos los posibles eventos a ocurrir, particularmente diferenciar entre eventos de embanque o variación del Manning. Es por esto que, en caso de dotar a la red con la capacidad de diferenciar dichos eventos, se debe estudiar la opción de incorporar la tecnología necesaria para poder caracterizar la velocidad, parámetro que permite lograr hacer la diferencia entre los eventos en cuestión. Esto se puede llevar a cabo incorporando sensores de velocidad ultrasónicos o Doppler en los puntos de medición de la red, acoplarlos al sistema de telemetría existente y generar el registro y base de datos de esta información, así como de altura. Con esto además se dotaría a la red con la capacidad de diferenciar entre los posibles eventos en menor tiempo, al poder hacer el análisis con la información de un menor número de sensores.

Por otra parte, dado que la estación de medición DGA Río Aconcagua en Chacabuquito no es solo es de control fluviométrico sino también de calidad del agua, se podría dotar a la red con esta característica incorporando sensores de calidad del agua, probablemente no en todos los puntos de medición, pero si en uno que permita establecer las maniobras de operación en el canal necesarias en caso de detectarse alertas de esta característica. Incorporar un sensor de calidad del agua en RS 0 por ejemplo, permitiría establecer la operación de devolver las aguas al río Aconcagua por medio de las obras OA-04 y OA-05 (compuerta de regulación y de descarga, respectivamente), ubicadas en RS 470.

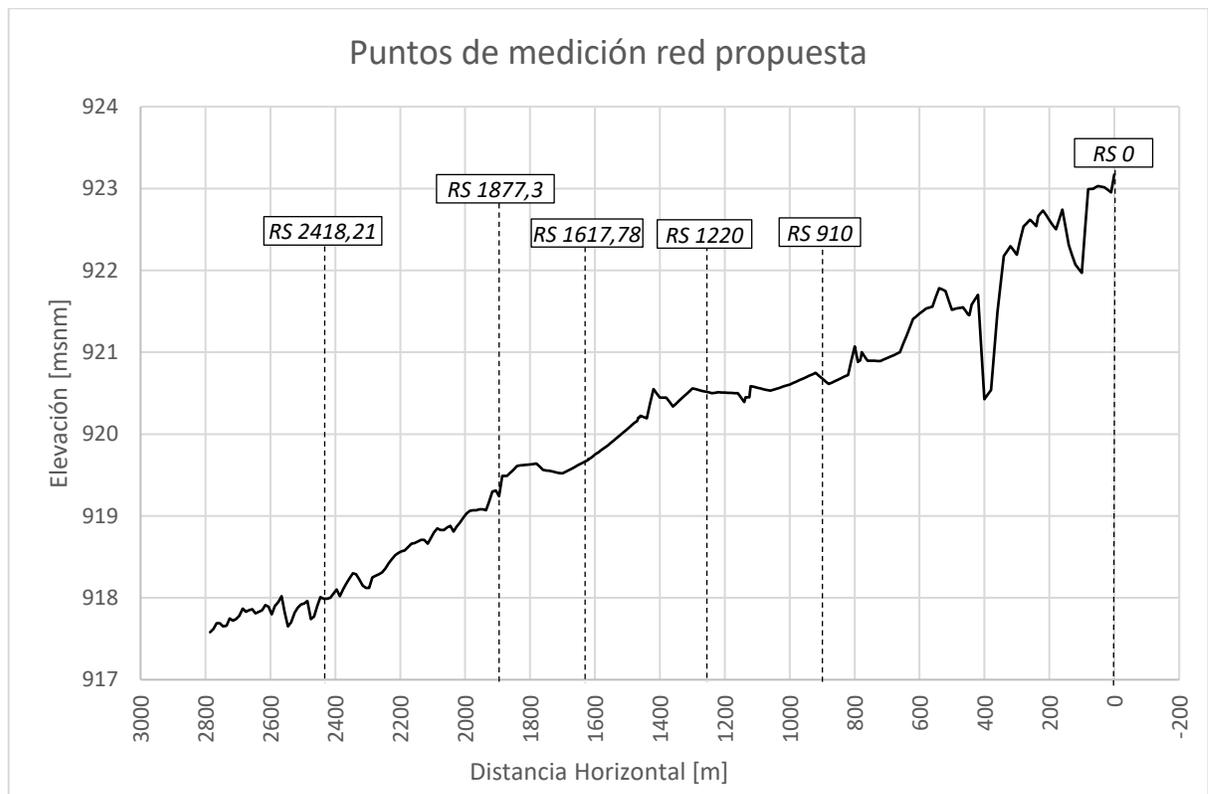


Figura 5.57: Distribución puntos de medición red propuesta (perfil longitudinal).

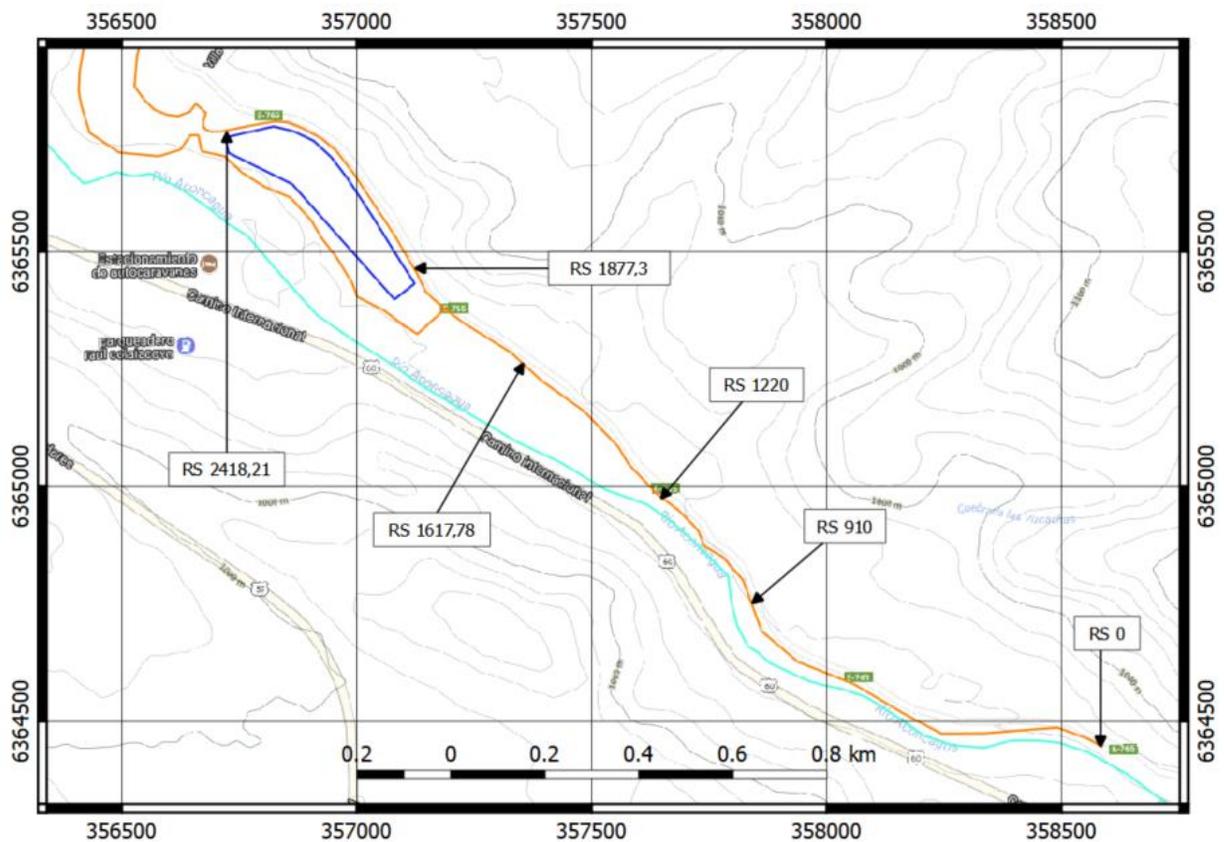


Figura 5.58: Distribución puntos de medición red propuesta (vista en planta).

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

El principal objetivo de este trabajo consistió en lograr caracterizar el escurrimiento del canal en una condición considerada base y también en situaciones eventuales que lo puedan afectar. Esto se logra por medio de los conceptos de tiempo de viaje y residual, con todos sus valores parametrizados en cada punto del canal y bajo cada evento de simulación estudiado. Se logra además establecer no un valor fijo de residual neto aceptable para cada caso sino un valor variable y ajustado a la magnitud del caudal que presente el flujo en cada punto, mientras en el caso del residual porcentual se tiene un valor fijo para todo el rango de caudales simulados.

Del análisis del tiempo de viaje es posible determinar la máxima distancia que idealmente debiesen tener los puntos de medición, correspondiente a un valor no mayor a 15 minutos para cada valor de caudal posible. Esto permite establecer una mejor precisión en la detección de eventos ocurridos en el canal, además de guiar en la toma de decisión sobre la ubicación de los sensores de medición. No obstante, se debe hacer hincapié en el hecho que este concepto, el tiempo de viaje, posee un error intrínseco dada la obtención de los resultados de las simulaciones. Al ser estos provenientes de un software de simulación el cual solo permite obtener los resultados finales con una resolución temporal de mínimo un minuto (mayor a la resolución del problema de flujo de un segundo), esto determina que todo el posterior análisis tenga este error de arrastre, que para efectos de este estudio no representa una dificultad imposible de superar dado que, un minuto de error en cuanto al tiempo de viaje, representa una distancia promedio de 120 metros al asumir la velocidad máxima promedio registrada de 2 m/s en las simulaciones. Por otra parte, en caso de necesitar ubicar sensores a una distancia mayor, el concepto de tiempo de viaje permite clarificar cual es el desfase en la medición y elaboración de los registros, permitiendo identificar que registros de un punto en el canal son comparables con los registros de otro punto en el canal.

Un factor importante en este estudio es la frecuencia en la lectura de la altura de escurrimiento efectuada por los sensores, que en este caso se mantuvo en la frecuencia real con la que actualmente se lleva el registro de caudales en la zona, correspondiente a 15 minutos. Si este valor varía entonces los puntos a determinar para la instalación de sensores también lo harán. Si se pretende mejorar la calidad del registro aumentando la frecuencia de medición, esto implicaría la necesidad de aumentar los puntos de medición y por lo tanto el número de sensores, ya que para poder detectar un evento que esté ocurriendo entre dos puntos de medición es necesario (en el mejor de los casos) que el tiempo de viaje entre dichos puntos sea inferior al periodo de toma de datos por parte de los sensores.

En cuanto a la detección de los eventos en el canal, a pesar de lograrse la parametrización y obtención de residuales (netos y porcentuales) de todos los eventos simulados por medio de los cambios generados en la curva de descarga en todos los puntos del modelo de simulación elaborado, no es posible poder diferenciar entre ellos solo con el registro de alturas en un punto, ya que la gran mayoría de los eventos simulados presentan el mismo efecto sobre la altura de escurrimiento: lograr un alza de esta. Además, está el hecho que el efecto que tienen estos eventos en muchos casos se traslapan entre si, haciendo que diferenciar entre un evento de obstrucción y de aporte de caudal solo con el registro de un sensor sea imposible. Es por esto que se plantea una red que compare los registros de los puntos de medición entre si espacial y temporalmente (dependiendo del tiempo de viaje),

lo cual si permite identificar y diferenciar entre los eventos simulados excepto en el caso de un embanque o variación del Manning (eventos que no se pueden diferenciar entre si solo con registro de alturas de escurrimiento), pero necesitando más tiempo en espera que el efecto se desarrolle en sensores de medición aguas abajo.

En síntesis, con respecto a la red: si es posible monitorear el estado del canal y la detección de eventos que se puedan presentar, pero esta detección no es instantánea. Sí es instantáneo el detectar anomalías o escurrimiento fuera de lo esperado (condición base) pero asociarlas a un evento en específico necesita otras mediciones en otros puntos y en registros sucesivos. El hecho de detectar anomalías se puede asociar a una alerta temprana para luego, una vez determinado el evento en ejecución, recalificar la alerta e indicar la información en cuanto a qué tipo de evento es, su magnitud (o una referencia a esta) y en que tramo está ubicada.

No obstante, agregar información a la red de monitoreo, como la velocidad en los puntos de medición, permitiría la identificación del evento en menor tiempo, además de ser la manera de poder diferenciar entre eventos de embanque o variación del Manning en el canal.

Independiente de dotar a la red con información de velocidad o solo elaborar el registro de alturas, la temprana detección de anomalías se traduce en una considerable reducción de tiempo en comparación a la situación actual. Al estar esta información en la red de monitoreo, por medio de la plataforma de interacción con el usuario (Junta de Vigilancia) es posible levantar la alerta al mismo tiempo que estas son detectadas, dando cuenta al usuario de esto sin la necesidad de esperar que dicho evento sea constatado por asociados a la Junta y que estos notifiquen de lo ocurrido, que es la manera tradicional actual en la red.

Finalmente, en caso de ejecutarse mejoras en el canal, como lo sería la ejecución del proyecto bocatoma unificada, al generar una ampliación de la sección de flujo en el canal y el revestimiento del mismo (canal trapecial con capacidad de $33 \text{ m}^3/\text{s}$) es de esperar que los puntos de medición, manteniendo la frecuencia actual de registro, varíen en su ubicación y que se necesiten menos que los determinados en las condiciones actuales. Esto permite adelantar que la metodología de estudio aquí propuesta se podría aplicar al caso de canales de mayor recorrido longitudinal.

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers. (2014). *Canal Automation for Irrigation Systems*. Virginia: ASCE.
- Barnes, H. H. (1987). *Roughness Characteristics of Natural Channels*.
- Bos, M. G. (1989). *Discharge measurement structures*. Wageningen: International institute for land reclamation and improvement.
- Bos, M. G. (2001). *Water Measurement with Flumes and Weirs*. Wageningen: International Institute for Land Reclamation and Improvement.
- Cassan, L., Baume, J.-P., Belaud, G., Litrico, X., Malaterre, P.-O., & Ribot-Bruno, J. (2011). Hydraulic Modeling of a Mixed Water Level Control Hydromechanical Gate. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 137, 446-137.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Código de Aguas. (1981). *Biblioteca del Congreso Nacional de Chile*.
- Comisión Nacional de Riego. (1996). *Manual de Obras Menores de Riego*. Santiago: Antártica S.A.
- Comisión Nacional de Riego. (2016). *Instructivos de Obras Civiles*.
- CONIC-BF Ingenieros Civiles Consultores Ltda. (2011). *Factibilidad unificación de bocatomas río Aconcagua, primera sección, V Región*.
- Correa, C., Ruíz, R., & Rivera, D. (2008). *Monitoreo de Caudales en Canales Usando Redes de Sensores Inalámbricas*.
- Depeweg, H., Paudel, K. P., & Méndez V., N. (2015). *Sediment Transport in Irrigation Canals: A New Approach*. CRC Press.
- Dirección de Obras Hidráulicas. (2015). *Plan Integral de Obras Hidráulicas - Valle del Aconcagua, Región de Valparaíso*.
- Dirección de Riego. (1960). *Especificaciones técnicas para proyectos de Canales*.
- Domínguez, F. J. (1999). *Hidráulica*. Santiago: Editorial Universitaria.
- Food and Agriculture Organization of the United Nations. (12 de 09 de 2017). *Deposito de Documentos de la FAO*. Obtenido de <http://www.fao.org/docrep/To848S/to848s06.htm#capítulo 4 caudal>
- Hersch, R. W. (2009). *Streamflow Measurement*. Abingdon: Taylor & Francis.
- IEEE. (03 de 04 de 2018). *IEEE 802.15*. Obtenido de IEEE 802.15 WPAN™ Task Group 4 (TG4): <http://www.ieee802.org/15/pub/TG4.html>
- Litrico, X., & Fromion, V. (2009). *Modeling and Control of Hydrosystems*. Montpellier: Springer.
- Litrico, Xavier. (2010). *Monitoring and control of open channel flow in irrigation Canals*.

- Lozano, D., Dorchies, D., Belaud, G., Litrico, X., & Mateos, L. (01 de 04 de 2012). Simulation Study on the Influence of Roughness on the Downstream Automatic Control of an Irrigation Canal. *JOURNAL OF IRRIGATION AND DRAINAGE ENGINEERING*, 138(4), 285-293.
- Malaterre, P.-O., Baume, J.-P., Belaud, G., & Le Guennec, B. (2014). *SIC: A 1D HYDRODYNAMIC MODEL FOR RIVER AND IRRIGATION CANAL MODELING AND REGULATION*.
- MAS Recursos Naturales S.A. & Wats. (2016). *Proyecto de mejoras y revestimiento Canal Hurtado*.
- Mery M., H. (2013). *Hidráulica Aplica al Diseño de Obras*. Santiago de Chile: RIL editores.
- Miller, D. S. (1994). *Discharge characteristics*. Taylor & Francis.
- Ministerio de Obras Públicas. (2009). *Guías de reconocimiento de obras tipo y de procedimientos*.
- Ministerio de Obras Públicas. (2015). *Decreto 50*.
- Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas. (2015). *Atlas del Agua - Chile 2016*.
- Ministerio del Interior y Seguridad Pública. (2015). *Política Nacional para los Recursos Hídricos 2015*. Santiago: Grafhika Impresores.
- Pizarro, H. (1925). *Memoria explicativa de las obras de medida y repartición de las aguas - Junta de vigilancia del río Aconcagua*.
- Ripka, P., & Tipek, A. (2007). *Modern Sensors Handbook*. ISTE Ltd.
- Rubicon Water. (03 de 04 de 2018). *RUBICON TM*. Obtenido de <https://www.rubiconwater.com/>
- Salas Edwards, R. (2011). *Escurrimiento Variado del Agua en los Canales*. Santiago de Chile: Biblioteca Fundamentos de la Construcción de Chile.
- Scobey, F. (1938). Flow of water in irrigation and similar canals. *Technical Bulletin N° 652 United States Department of Agriculture*.
- Soloman, S. (2010). *Sensors Handbook*. McGraw-Hill.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2010). *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, Version 4.1*.
- U.S. Geological Survey. (2015). *Evaluation of the Ott Hydromet Qliner for Measuring Discharge in Laboratory and Field Condition*.
- United States Bureau Of Reclamation. (1978). *Design of small canal structures*.
- United States Bureau of Reclamation. (1991). *Canal Systems Automation Manual*.
- van Thang, P., Chopard, B., Lefèvre, Anda Ondo, D., & Mendes, E. (2010). Study of the 1D lattice Boltzmann shallow water equation and its coupling to build a canal network. *Journal of Computational Physics*(229), 7373-7400.
- Wester, J. G. (1999). *The measurement, instrumentation and sensors handbook*. CRC Press LLC.

ANEXOS

A Curvas de Descarga en puntos de la red propuesta

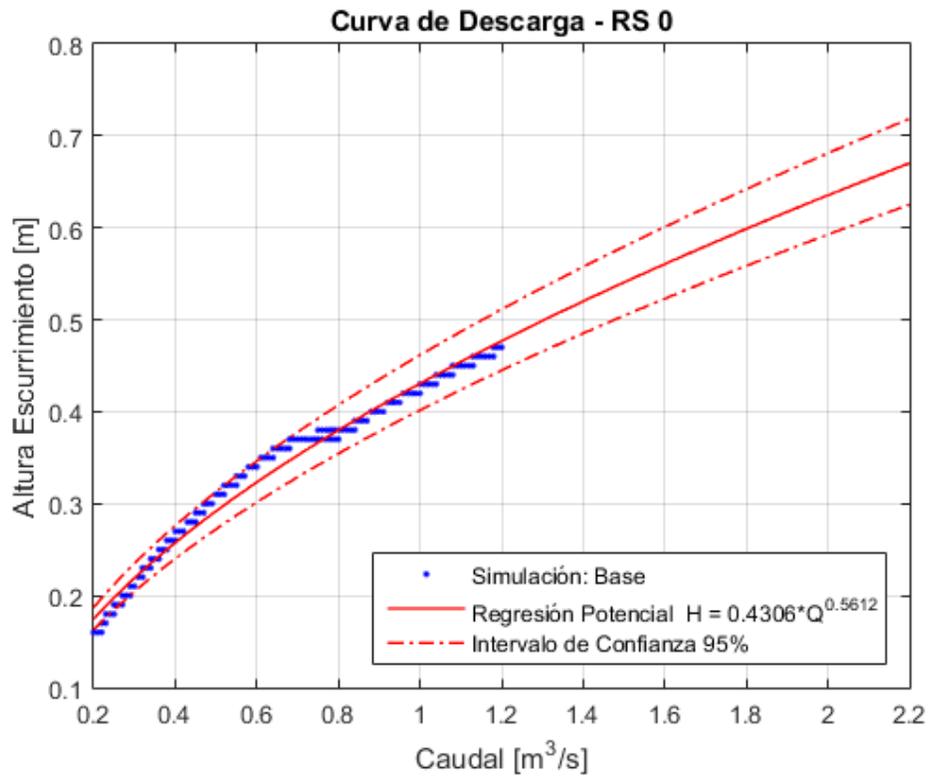


Figura A.1: Curva de Descarga en RS 0.

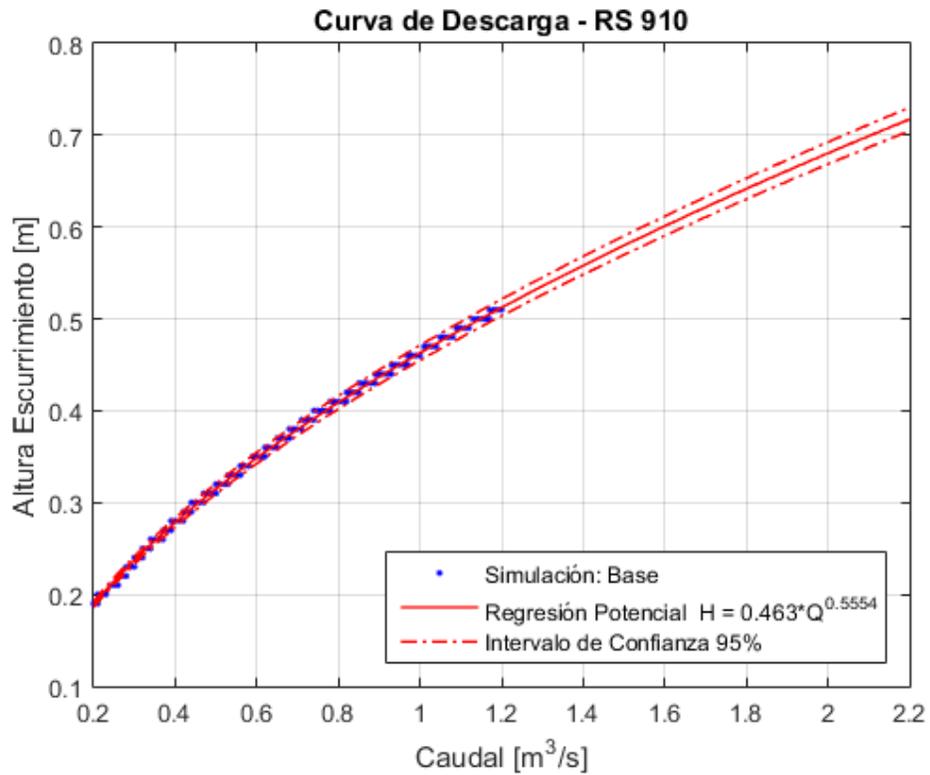


Figura A.2: Curva de Descarga en RS 910.

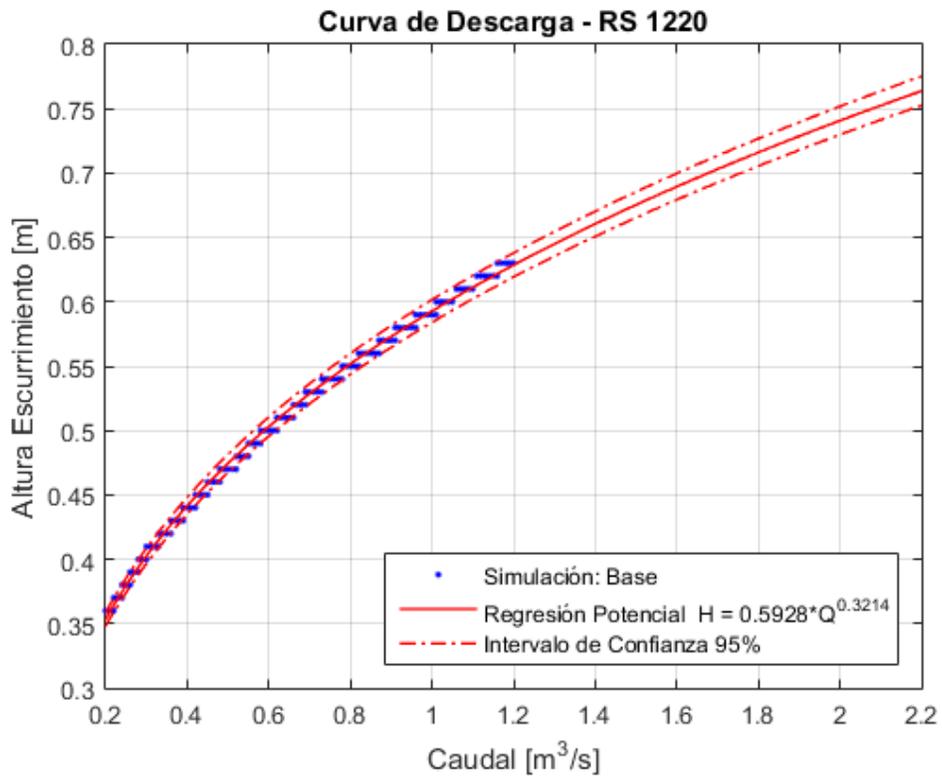


Figura A.3: Curva de Descarga en RS 1220.

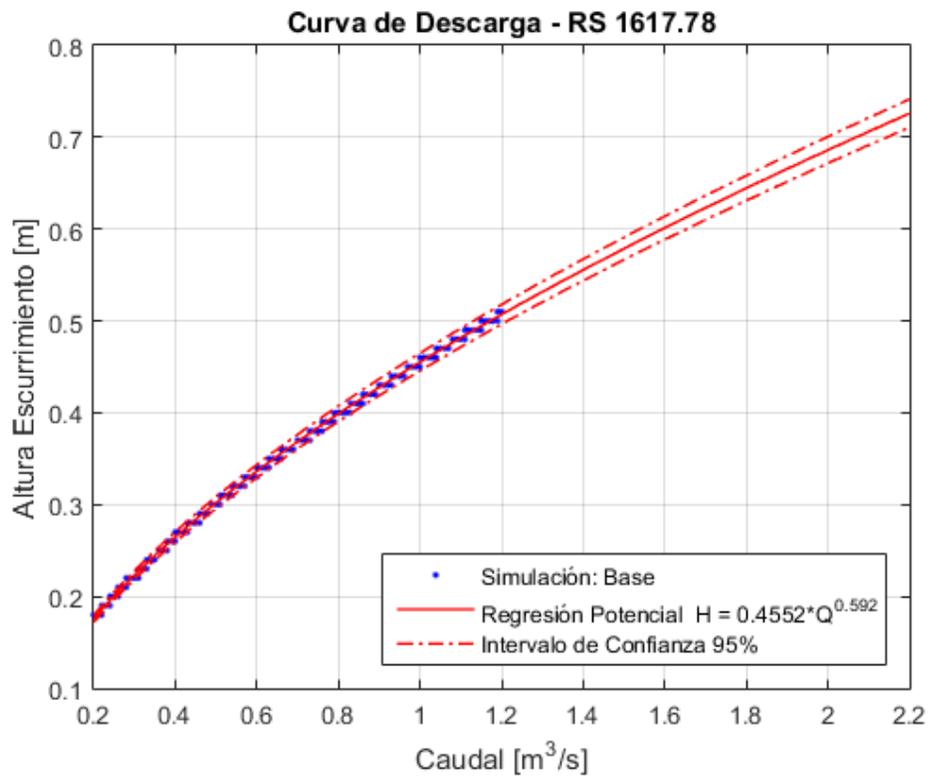


Figura A.4: Curva de Descarga en RS 1617,78.

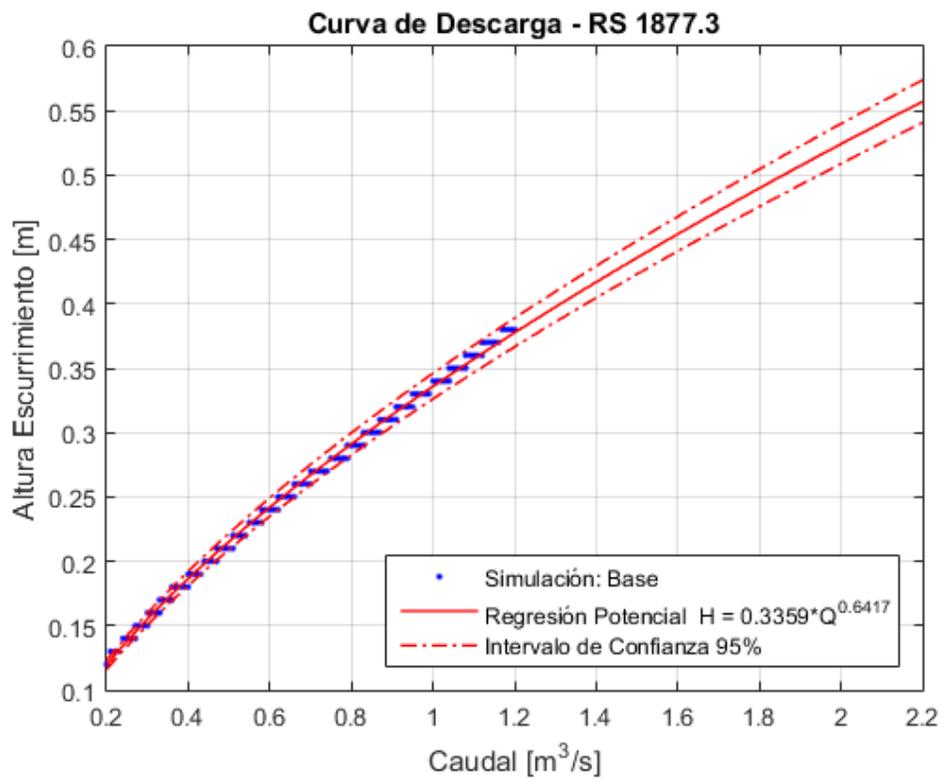


Figura A.5: Curva de Descarga en RS 1877,3.

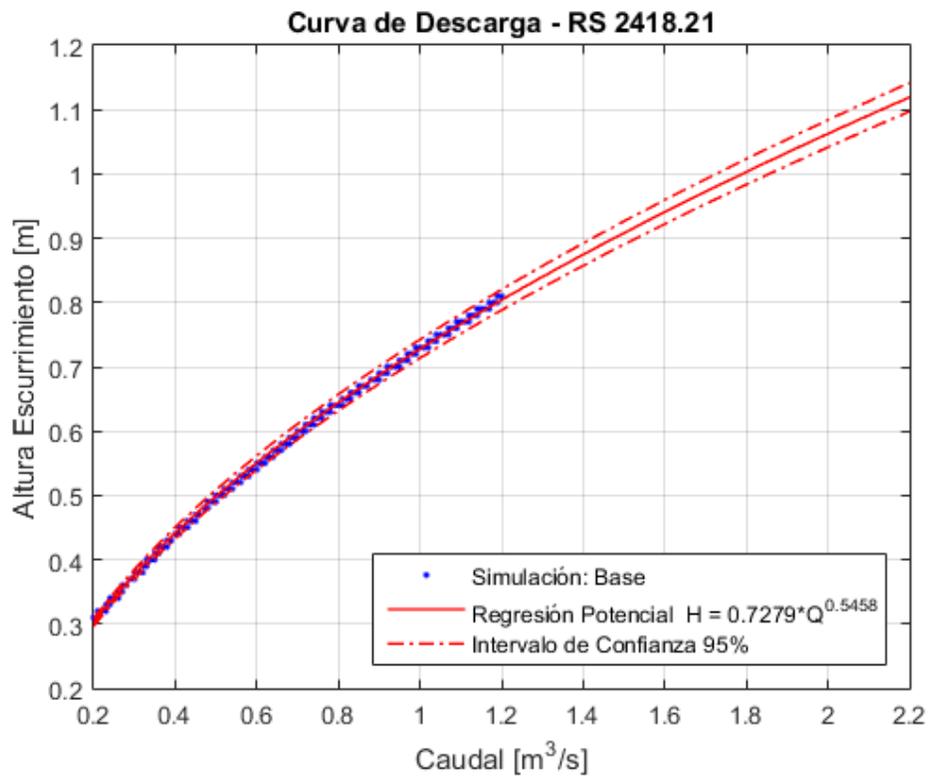


Figura A.6: Curva de Descarga en RS 2418,21.

B Gráficos de Escurrimiento de los eventos simulados

B.1 Base

Esta es la condición con la cual se comparan los eventos simulados en el canal. Tiene por finalidad caracterizar el comportamiento del canal en ausencia de eventos que se puedan producir, y se evalúa bajo la acción del hidrograma representativo definido en Determinación hidrograma representativo y eventos a simular (sección 4.3 más atrás), por lo que se obtiene la evolución del escurrimiento a medida que se recorre el tiempo de evaluación. El caudal en este caso varía de 0,2 a 1,2 m^3/s , que de ahora en adelante serán identificados con los términos “caudal base mínimo” y “caudal base máximo” respectivamente. Por otra parte, y como se tiene un caudal que crece con el tiempo, las diferencias en la altura de escurrimiento son al alza, encontrándose que la máxima diferencia de esta altura, entre los valores de caudal base mínimo y máximo, es de 50 centímetros en RS 2418,21.

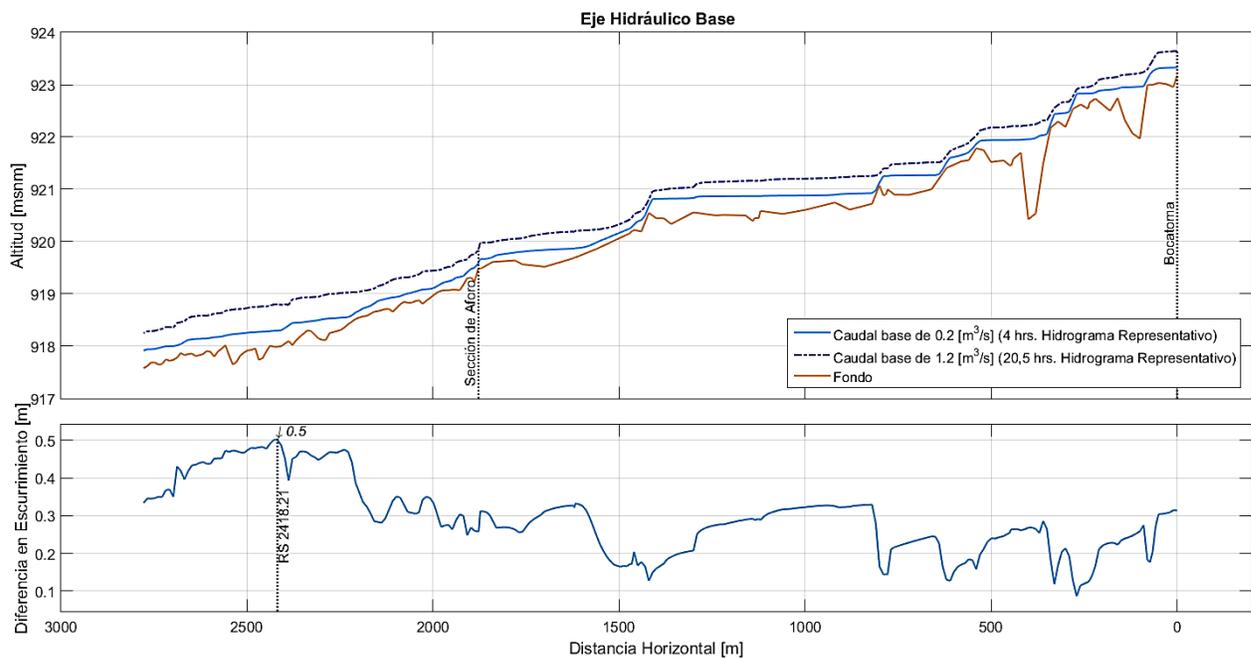


Figura B.1: Escurrimiento caso base, caudal base mínimo.

B.2 Aporte en RS 500 del 20%

Este aporte, que inicia con un valor de 0,04 m^3/s hasta llegar a 0,24 m^3/s , genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 500 hacia aguas abajo, incluso aguas arriba de este. La zona de influencia de este evento es de las más extensas y varía poco para los distintos valores de caudal base (según hidrograma representativo), siendo desde el RS 380 hasta el último punto del eje simulado para un caudal base

mínimo, mientras para un caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 350 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, estas son al alza en toda la zona de influencia, siendo la mayor para un caudal base mínimo de 3 centímetros en RS 2418,21, mientras para un caudal base máximo la mayor es de 9 centímetros ubicada en RS 2218,21.

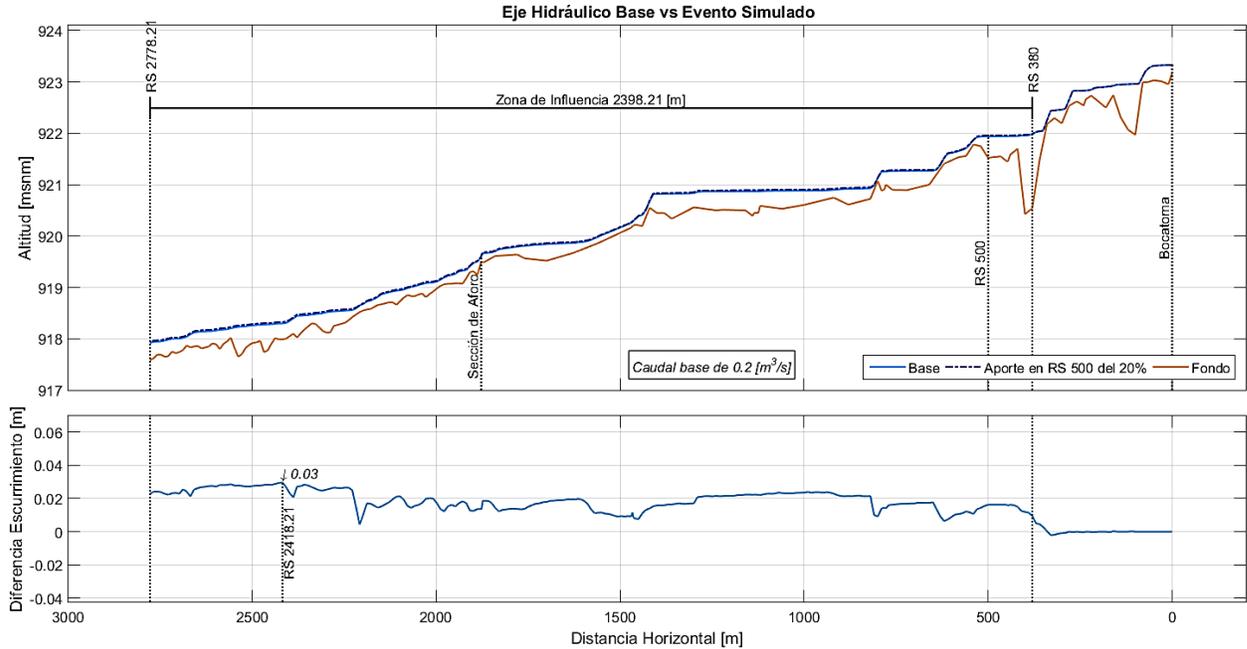


Figura B.2: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 20%, caudal base mínimo.

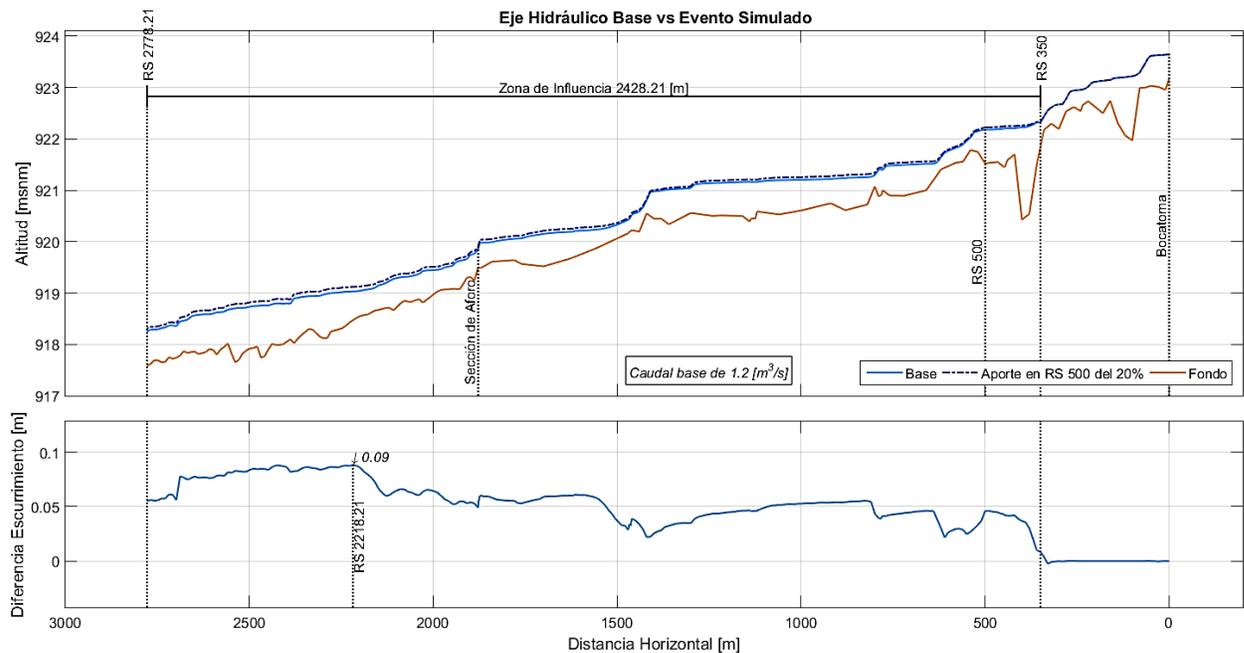


Figura B.3: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 20%, caudal base máximo.

B.3 Aporte en RS 500 del 50%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 500 hacia aguas abajo, incluso aguas arriba de este. La zona de influencia de este evento es más extensa que la anterior y también varía poco para los distintos valores de caudal base, siendo desde el RS 350 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 330 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, si bien se percibe el alza como es de esperar, al comienzo de la zona de influencia se constata un leve descenso en la altura de escurrimiento de magnitud muy pequeña salvo en el caso de caudal base máximo, donde se desarrolla un descenso de 1 centímetro en la altura de escurrimiento del canal. Las mayores diferencias en la altura se dan en los mismos puntos que el evento anterior; para el caudal base mínimo es de 7 centímetros en RS 2418,21, mientras que es de 21 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

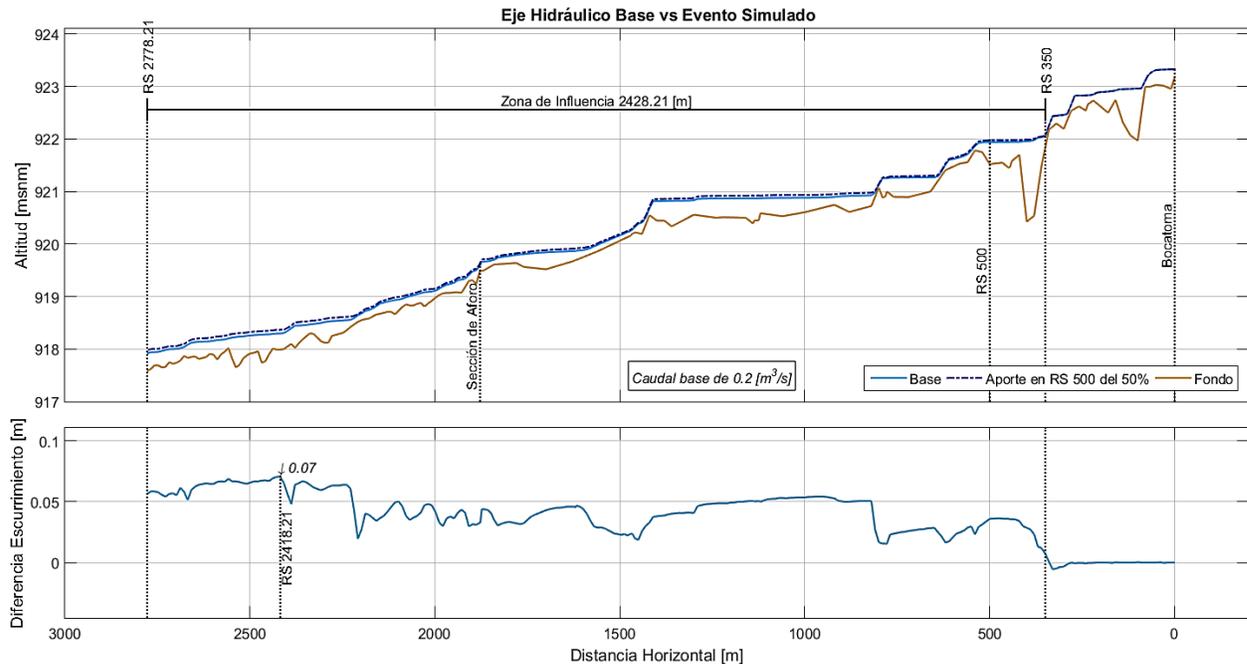


Figura B.4: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 50%, caudal base mínimo.

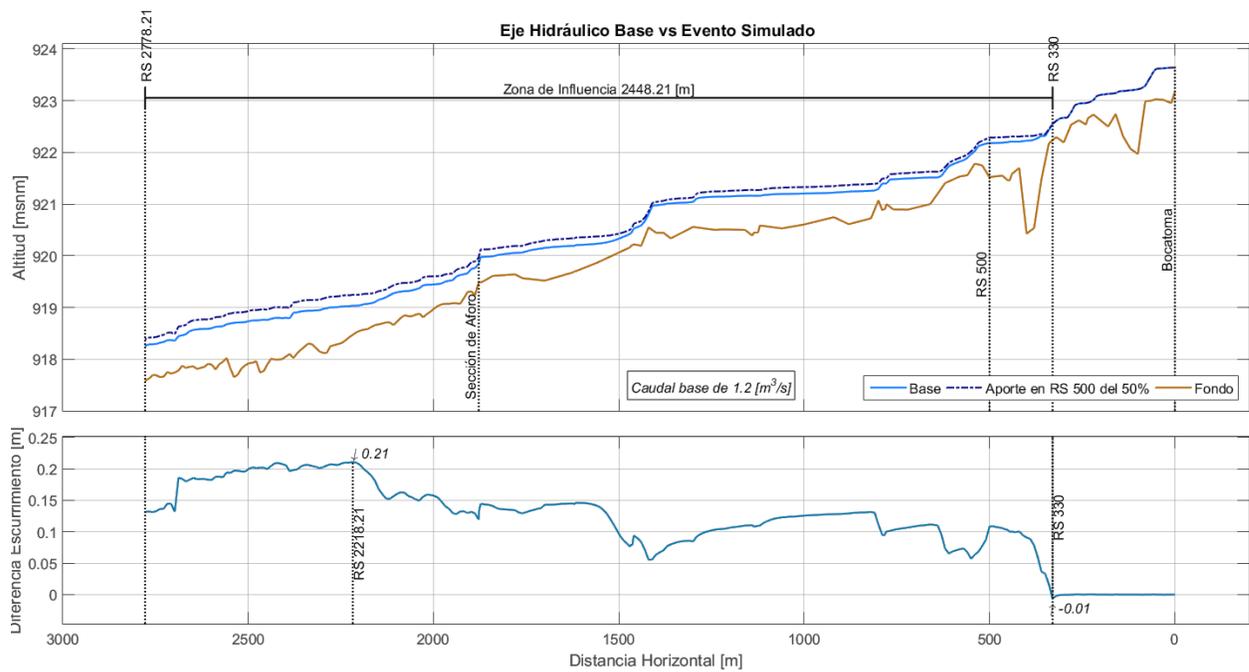


Figura B.5: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 50%, caudal base máximo.

B.4 Aporte en RS 500 del 80%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 500 hacia aguas abajo, incluso aguas arriba de este. La zona de influencia de este evento es la más extensa y también varía poco para los distintos valores de caudal base, pero en este caso decrece a medida que el caudal base aumenta, siendo desde el RS 300 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 330 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, si bien se percibe el alza como es de esperar, al comienzo de la zona de influencia se constata un leve descenso en la altura de escurrimiento solo en el caso del caudal base mínimo, de 1 centímetro en RS 330. Las mayores diferencias en la altura se dan en los mismos puntos que en los eventos anteriores; para el caudal base mínimo es de 11 centímetros en RS 2418,21, mientras que es de 33 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

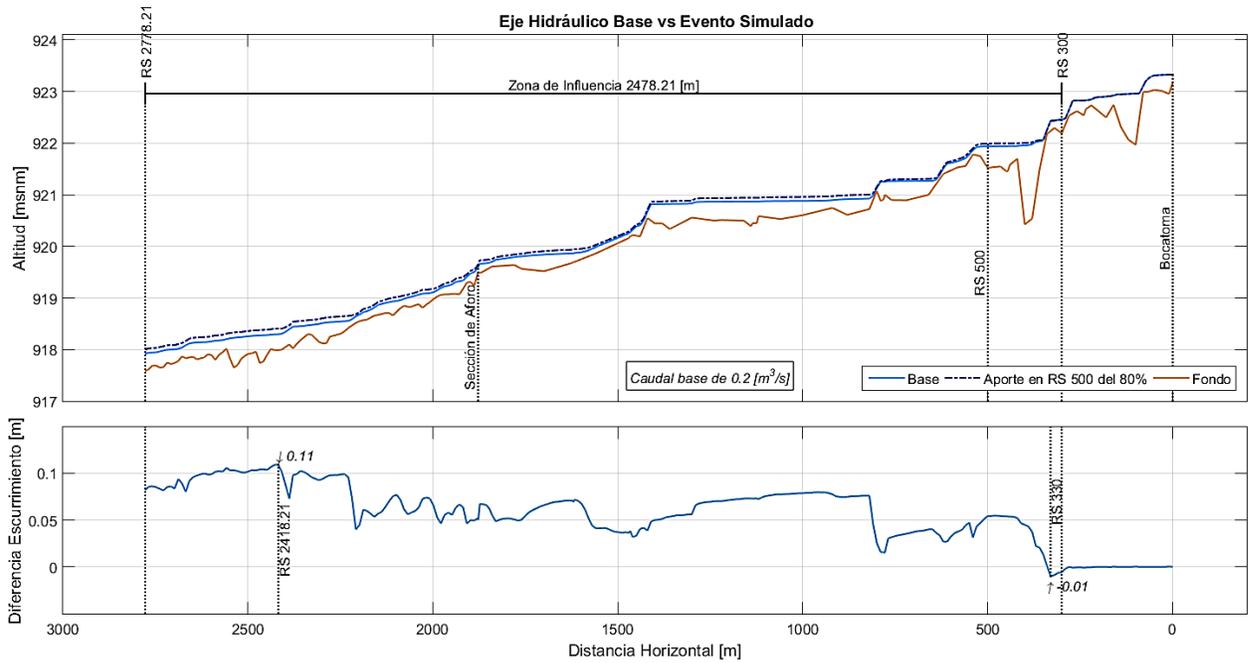


Figura B.6: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 80%, caudal base mínimo.

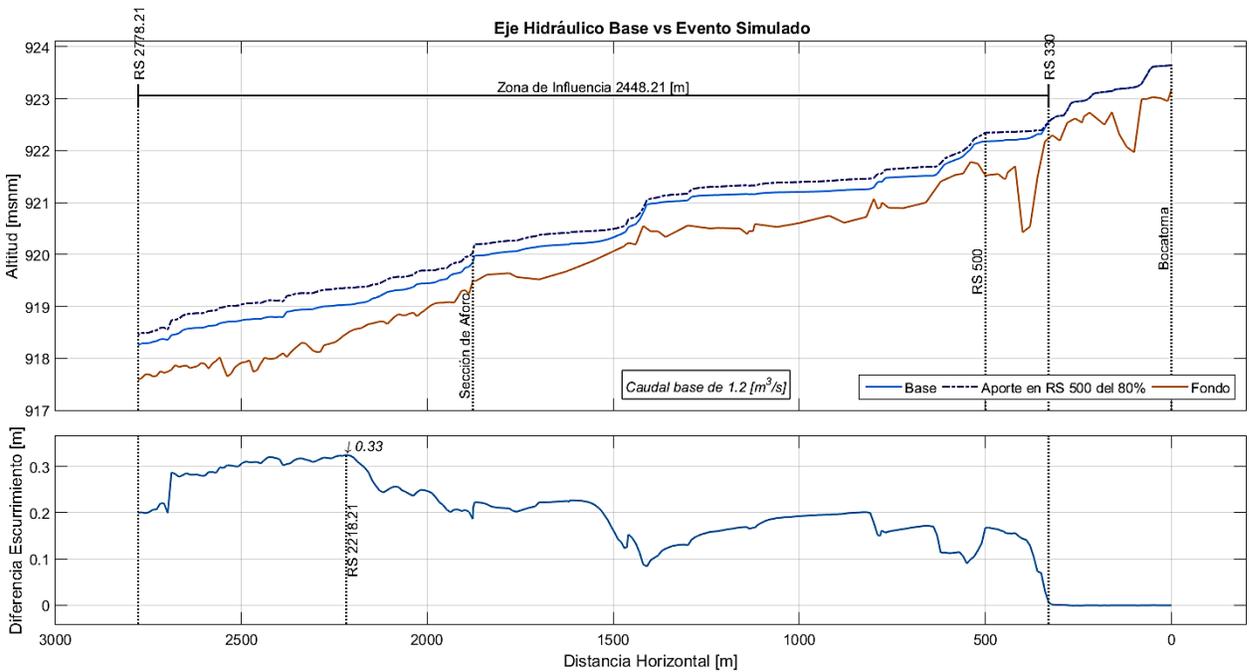


Figura B.7: Escurrimiento Aporte en RS 500 del 80%, caudal base máximo.

B.5 Aporte en RS 1250 del 20%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 1250 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este. La zona de influencia de este evento varía poco, siendo

desde el RS 820 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 800 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 3 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 9 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

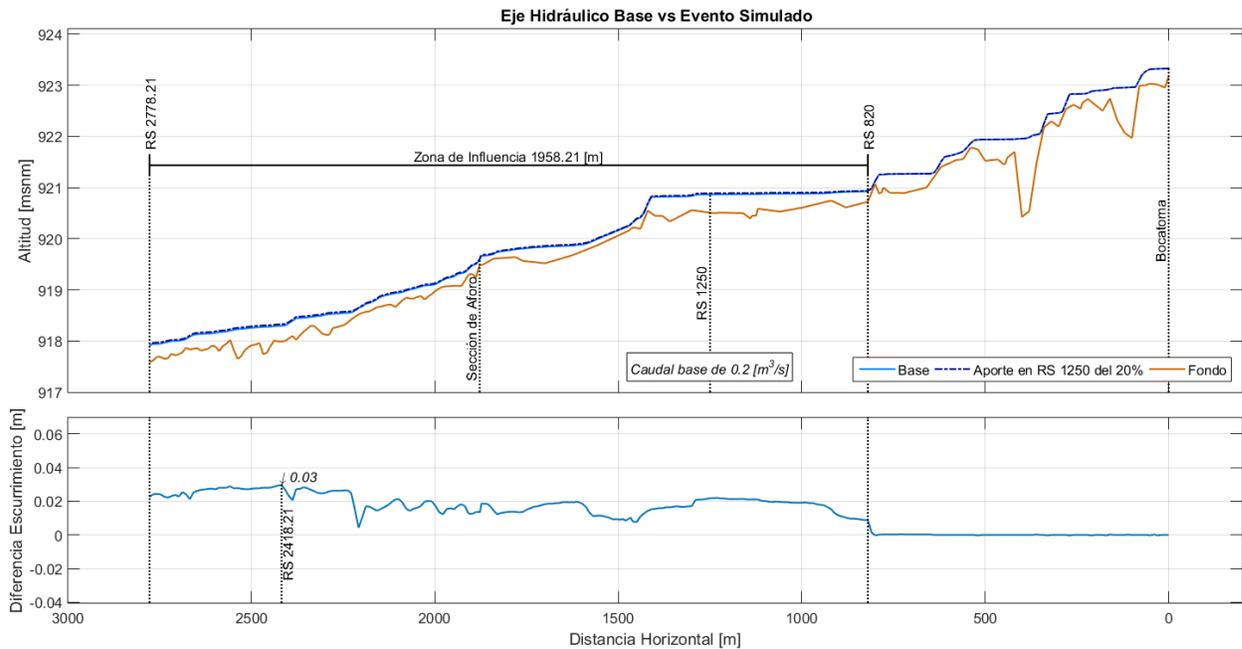


Figura B.8: Escurrimiento Aporte en RS 1250 del 20%, caudal base mínimo.

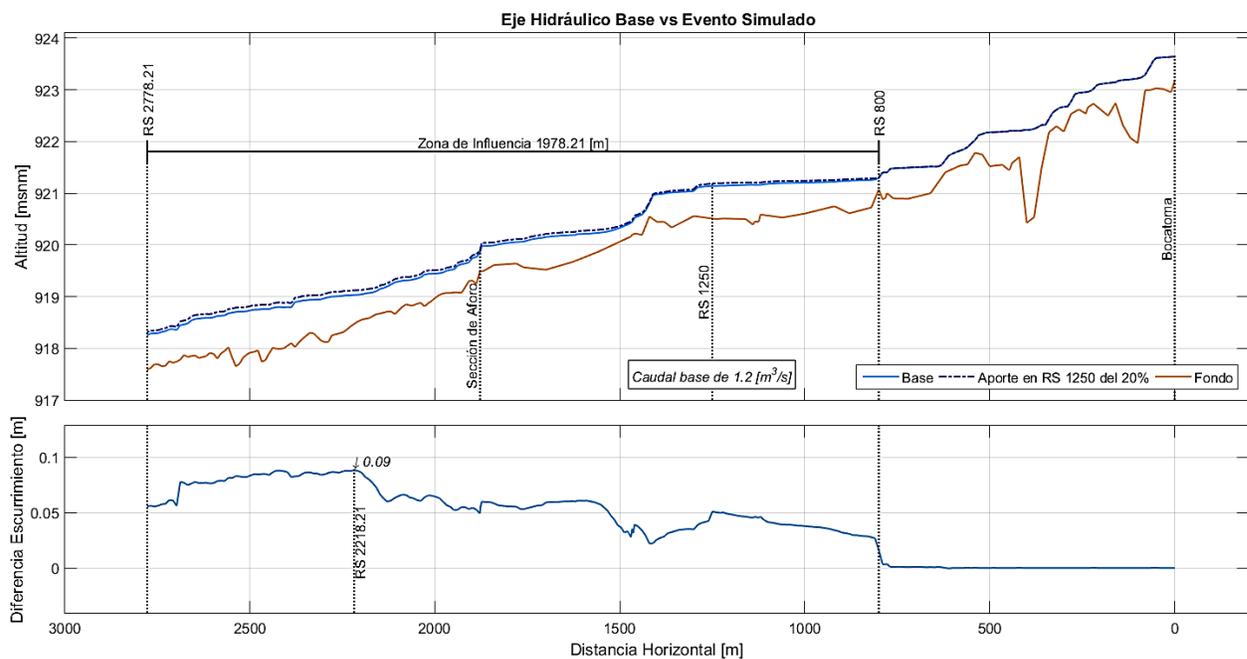


Figura B.9: Escurrimiento Aporte en RS 1250 del 20%, caudal base máximo.

B.6 Aporte en RS 1250 del 50%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 1250 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este. La zona de influencia de este evento varía poco para los distintos valores de caudal base, siendo desde el RS 820 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras que para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 778,12 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 7 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 21 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

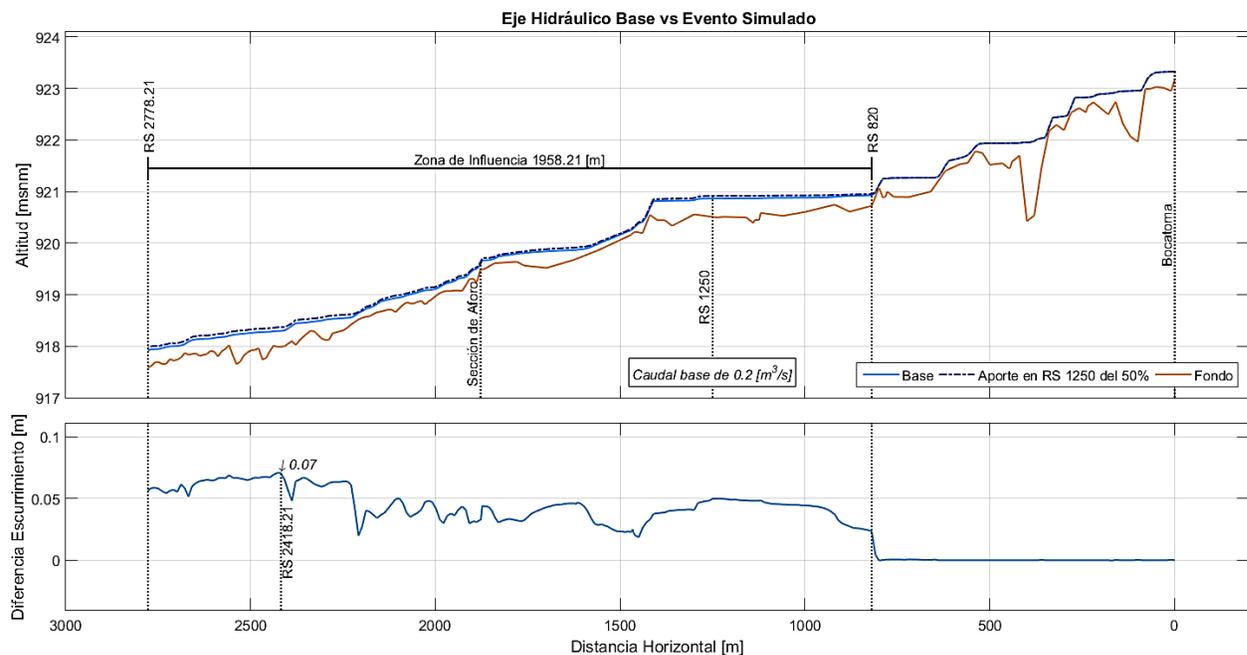


Figura B.10: Escurrimiento Aporte en RS 1250 del 50%, caudal base mínimo.

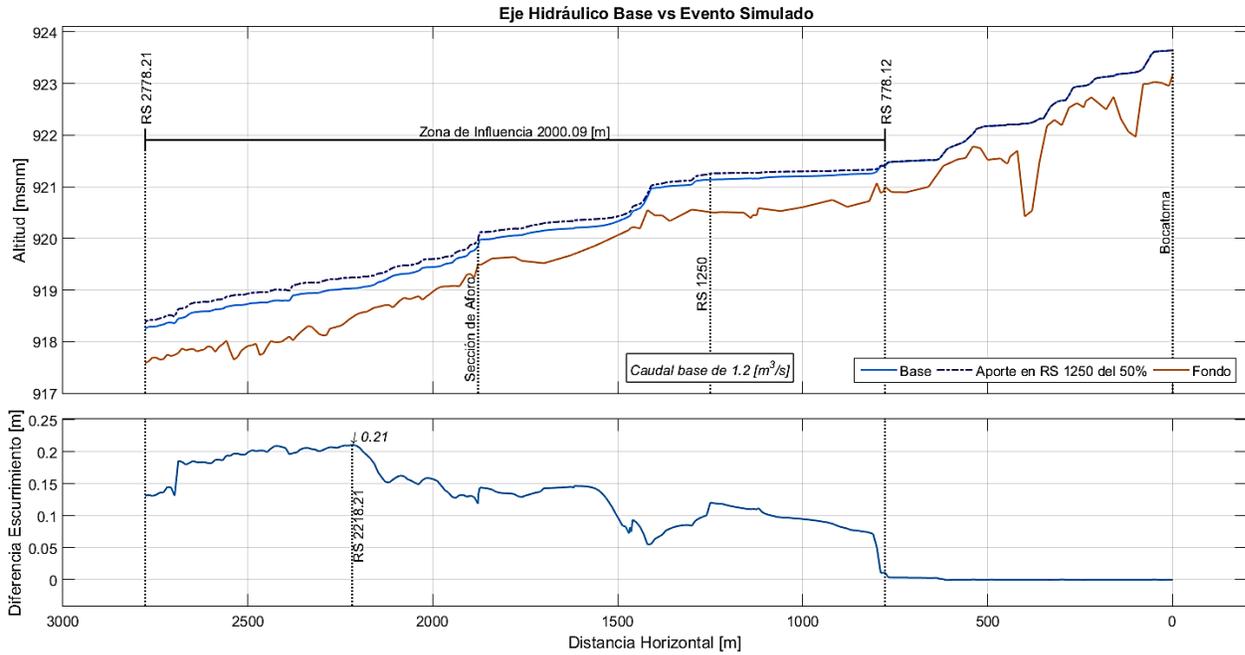


Figura B.11: Escurrimiento Aporte en RS 1250 del 50%, caudal base máximo.

B.7 Aporte en RS 1250 del 80%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 1250 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este. Dentro de los eventos de aporte en RS 1250 este es el que genera la mayor zona de influencia y en donde más varía esta zona dependiendo de la magnitud del caudal base, siendo desde el RS 810 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 630 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 11 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 33 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

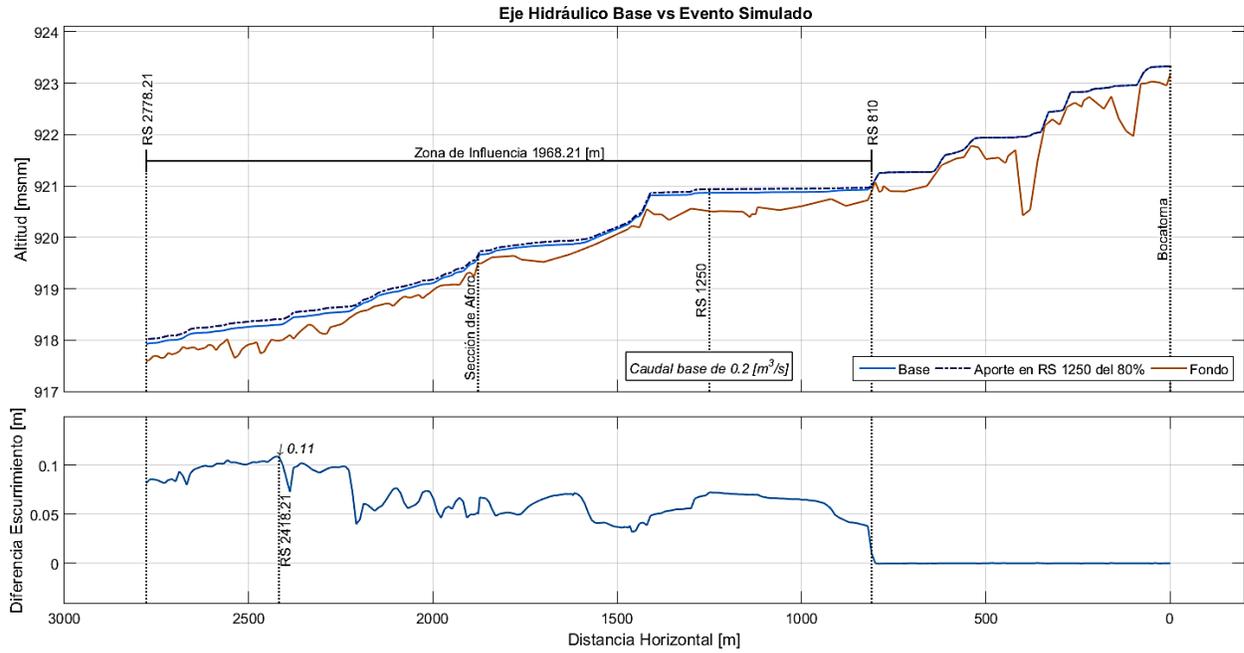


Figura B.12: Esguimiento Aporte en RS 1250 del 80%, caudal base mínimo.

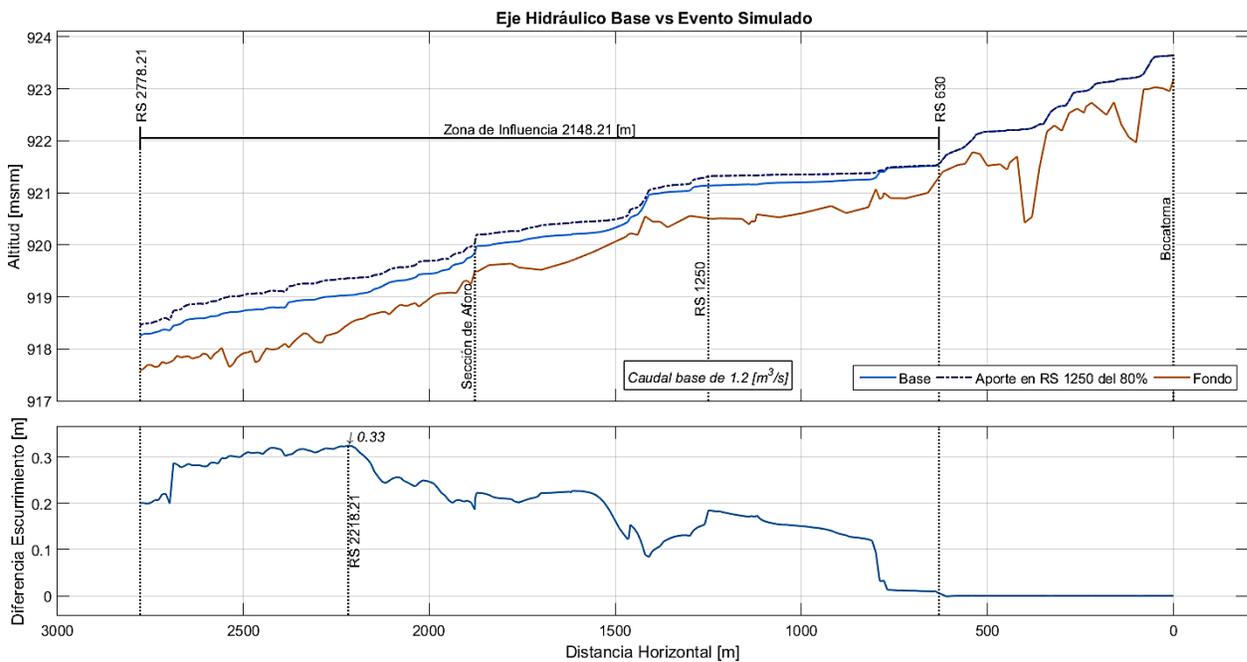


Figura B.13: Esguimiento Aporte en RS 1250 del 80%, caudal base máximo.

B.8 Aporte en RS 1998,21 del 20%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de esguimiento en todo el eje desde el RS 1998,21 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este, sin llegar a influenciar la actual sección de aforo

existente en el canal (RS 1877,3). La zona de influencia de este evento varia en 100 metros, siendo desde el mismo RS 1998,21 hasta el último punto del eje simulado para el caudal base mínimo, mientras para el caudal base máximo la zona de influencia es desde el RS 1898,21 hacia aguas abajo en todo el canal. En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 3 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 9 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

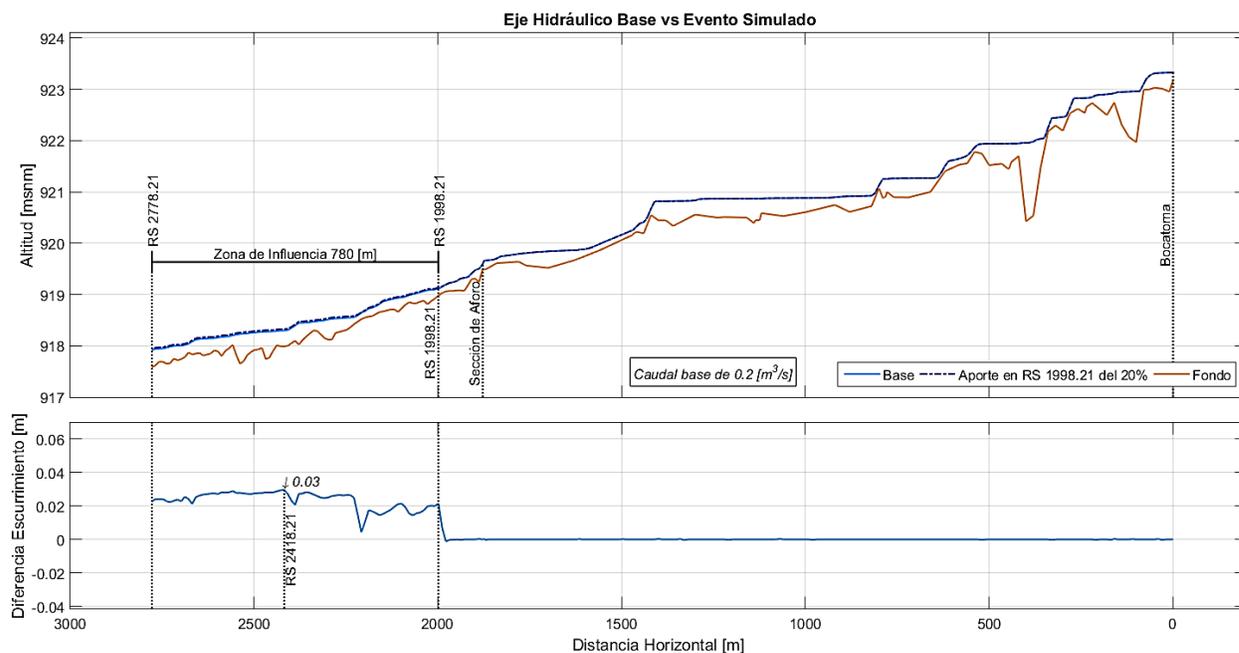


Figura B.14: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 20%, caudal base mínimo.

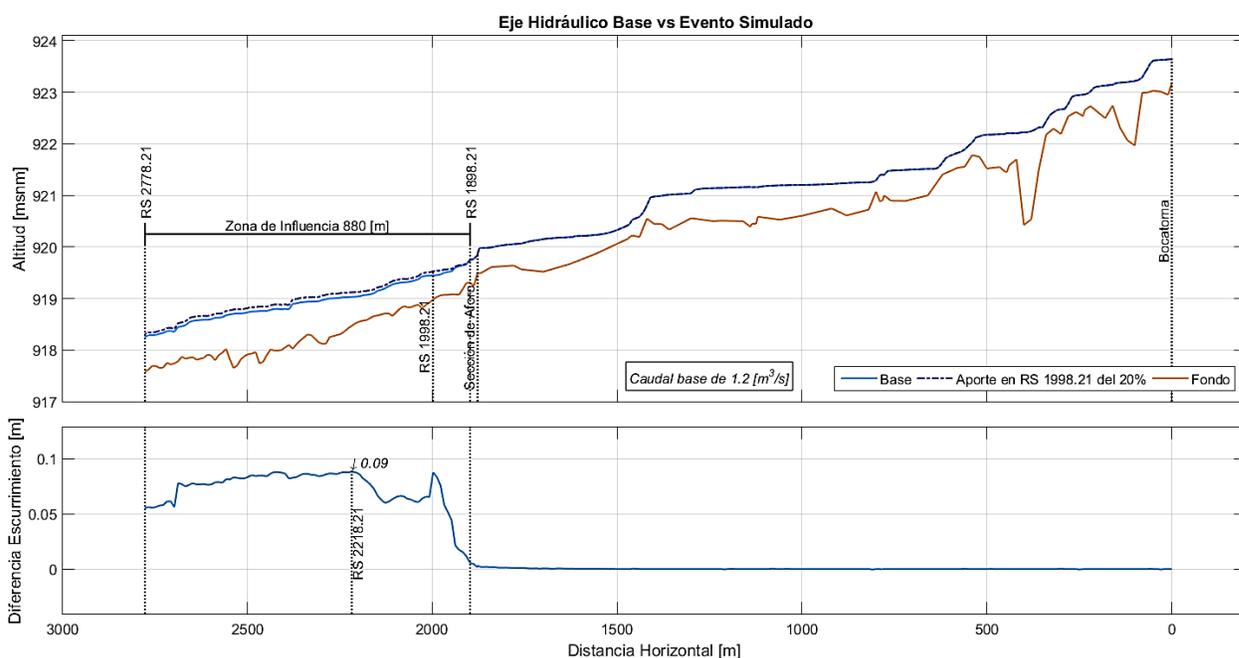


Figura B.15: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 20%, caudal base máximo.

B.9 Aporte en RS 1998,21 del 50%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 1998,21 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este, influenciando la sección de aforo dispuesta en el canal para el caso del caudal base máximo. La zona de influencia bajo la condición de caudal base mínimo comienza en RS 1978,21 por aguas arriba, llegando hasta el último punto del eje modelado, mientras que a caudal base máximo esta zona comienza en RS 1830 (aguas arriba) hasta el fin del eje modelado (aguas abajo). En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 7 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 21 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

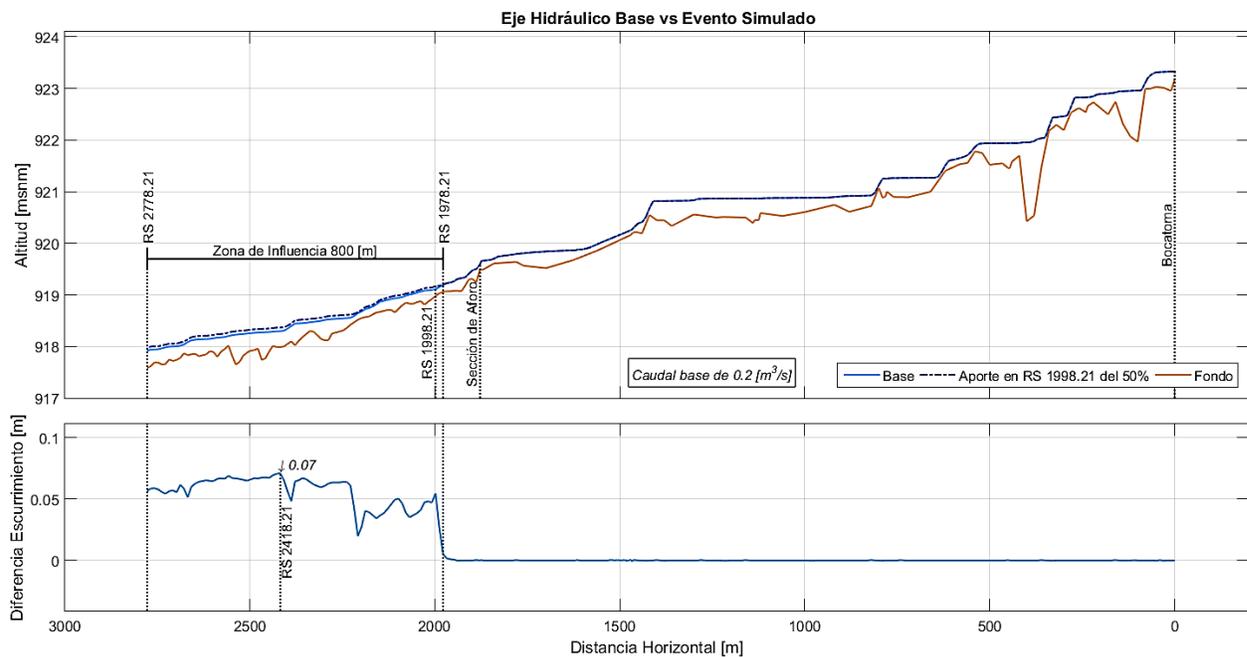


Figura B.16: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 50%, caudal base mínimo.

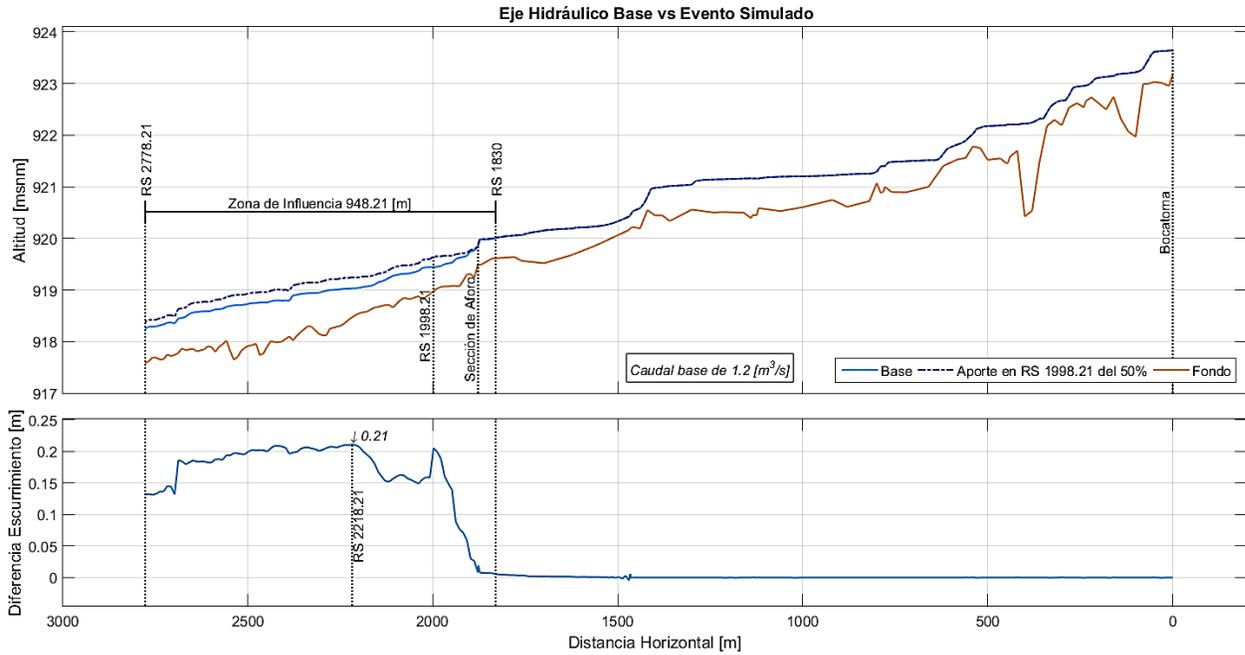


Figura B.17: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 50%, caudal base máximo.

B.10 Aporte en RS 1998,21 del 80%

Este aporte, que inicia con un valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$, genera diferencias en la altura de escurrimiento en todo el eje desde el RS 1998,21 hacia aguas abajo y también aguas arriba de este, influenciando la sección de aforo dispuesta en el canal para el caso del caudal base máximo. La zona de influencia bajo la condición de caudal base mínimo comienza en RS 1958,21 por aguas arriba, llegando hasta el último punto del eje modelado, mientras que a caudal base máximo esta zona comienza en RS 1750 (aguas arriba) hasta el fin del eje modelado (aguas abajo). En cuanto a la magnitud de las diferencias en la altura de escurrimiento, se desarrolla un alza en la altura en toda la zona de influencia en donde la mayor diferencia es de 11 centímetros en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y de 33 centímetros en RS 2218,21 para el caudal base máximo.

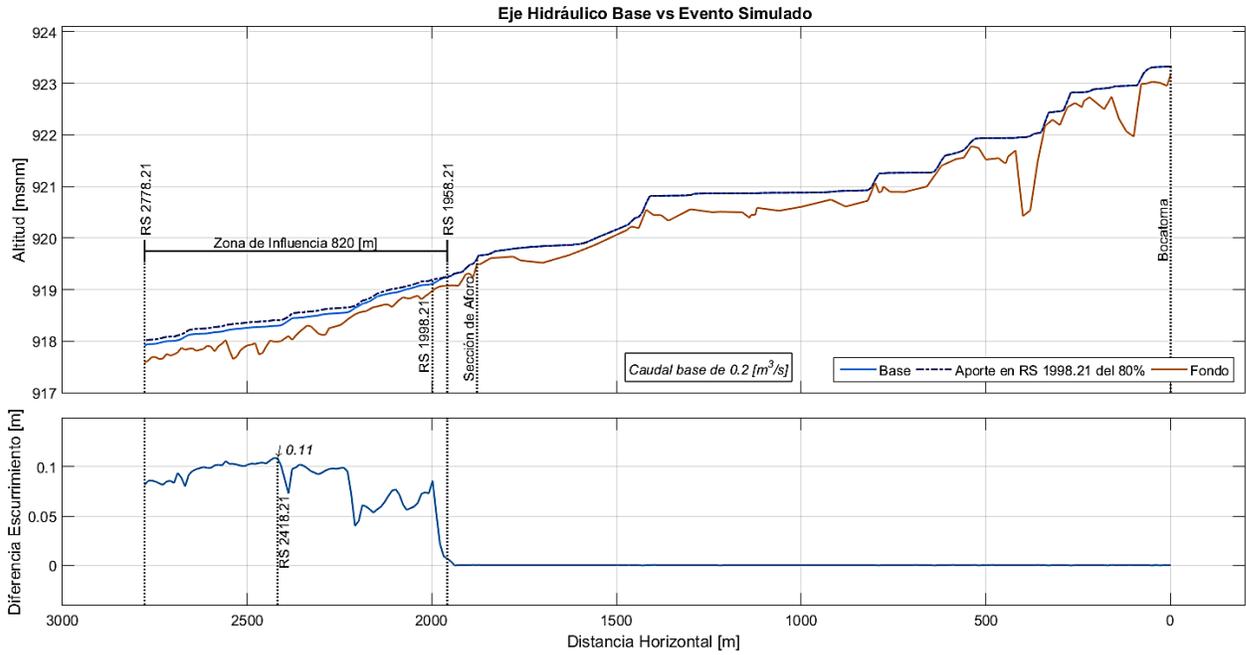


Figura B.18: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 80%, caudal base mínimo.

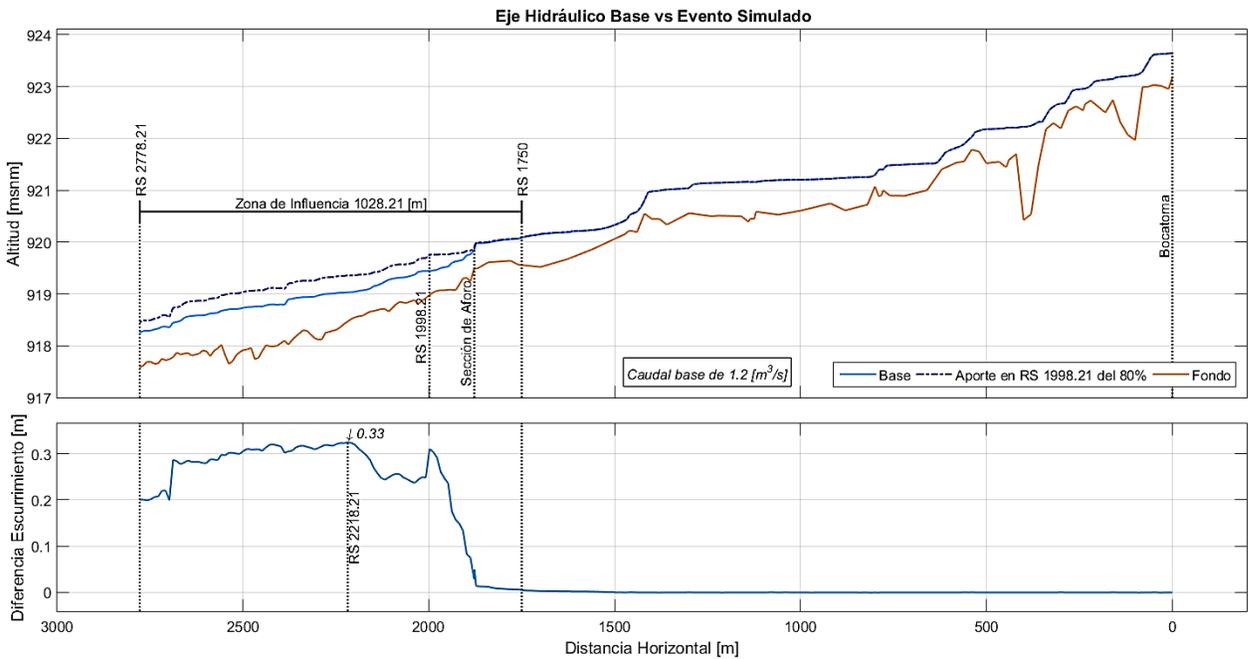


Figura B.19: Escurrimiento Aporte en RS 1998,21 del 80%, caudal base máximo.

B.11 Extracción en RS 500 del 20%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 380 (aguas arriba) hasta el

último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 370 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y es de -3 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el mismo punto y tiene una magnitud de 10 centímetros.

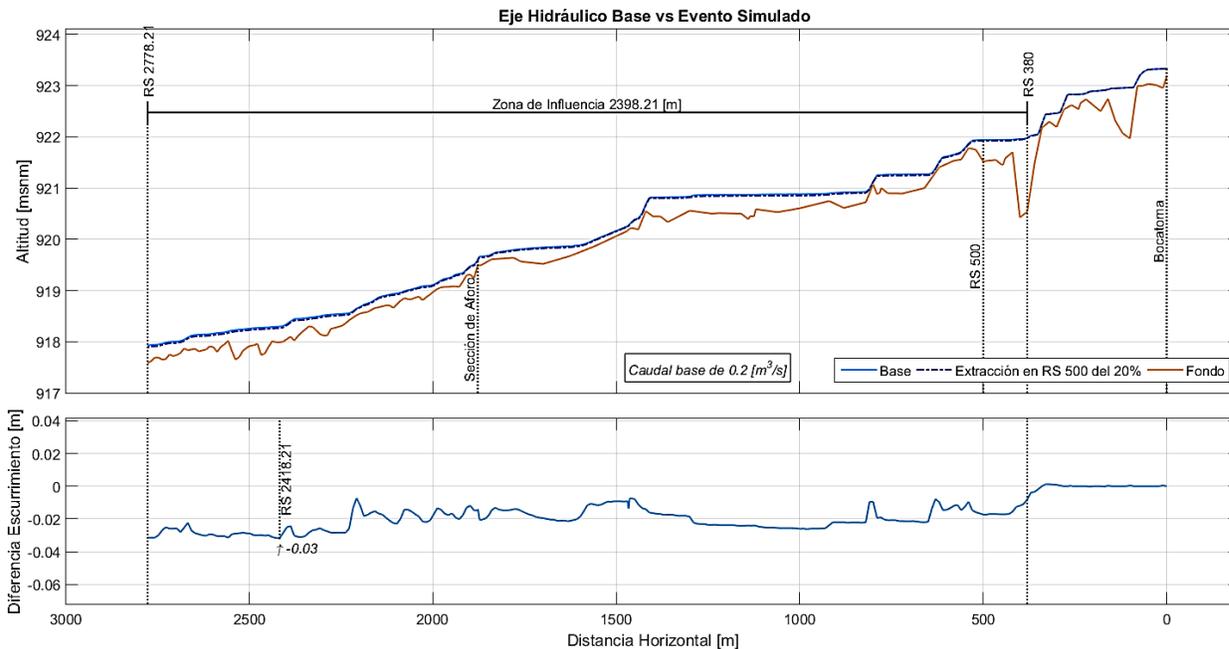


Figura B.20: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 20%, caudal base mínimo.

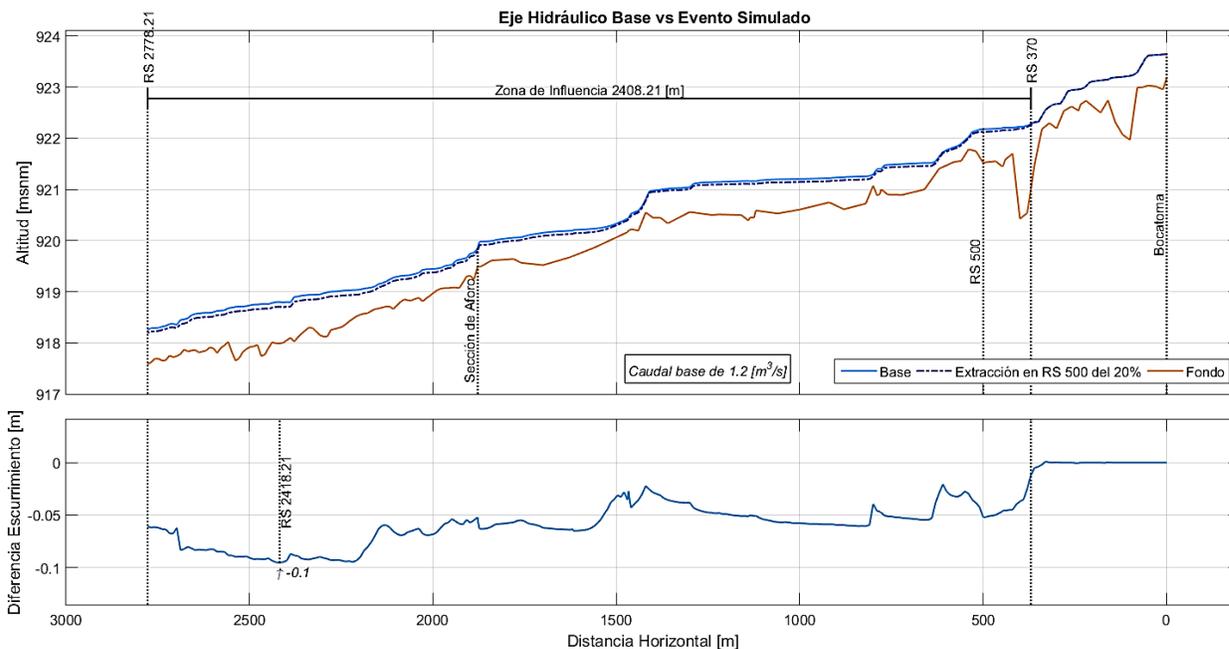


Figura B.21: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 20%, caudal base máximo.

B.12 Extracción en RS 500 del 50%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 360 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 370 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2358,21 para el caudal base mínimo y es de -8 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 26 centímetros.

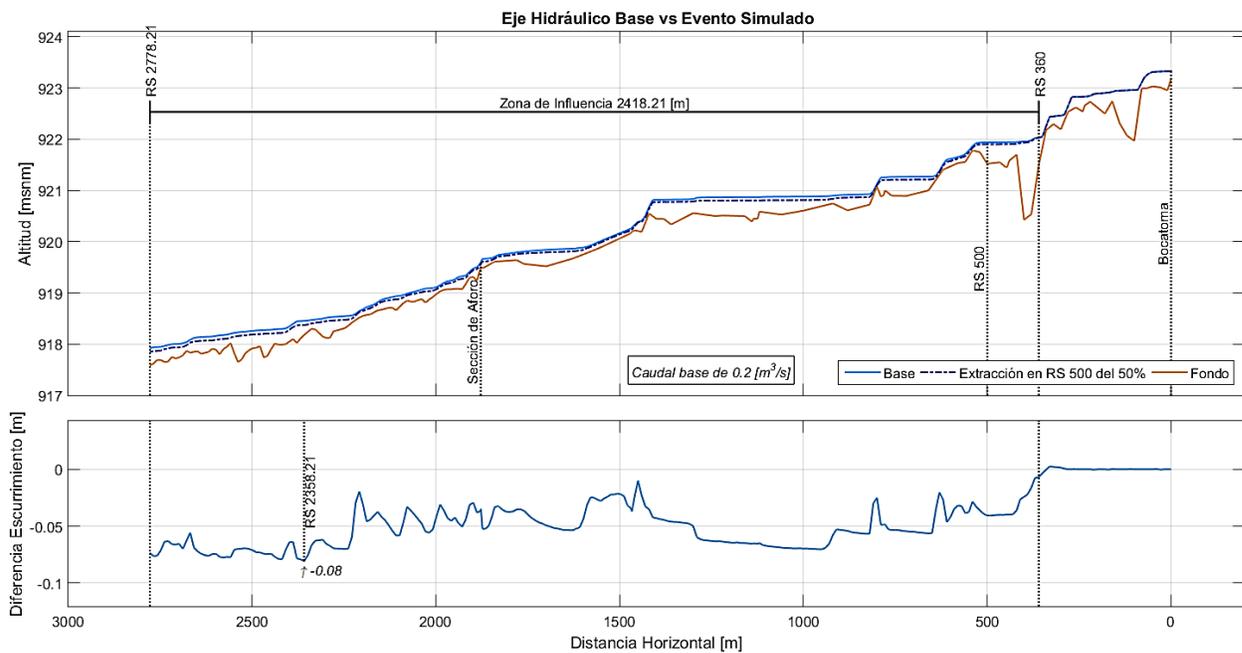


Figura B.22: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 50%, caudal base mínimo.

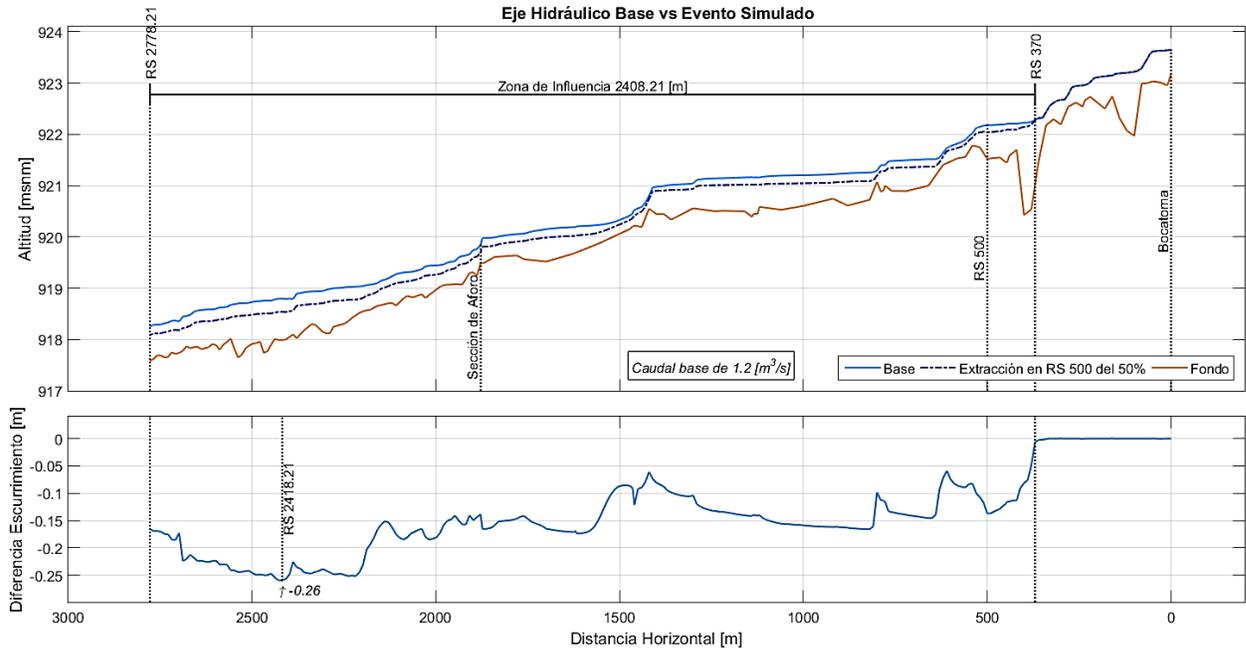


Figura B.23: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 50%, caudal base máximo.

B.13 Extracción en RS 500 del 80%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 360 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 380 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2358,21 para el caudal base mínimo y es de -16 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 47 centímetros.

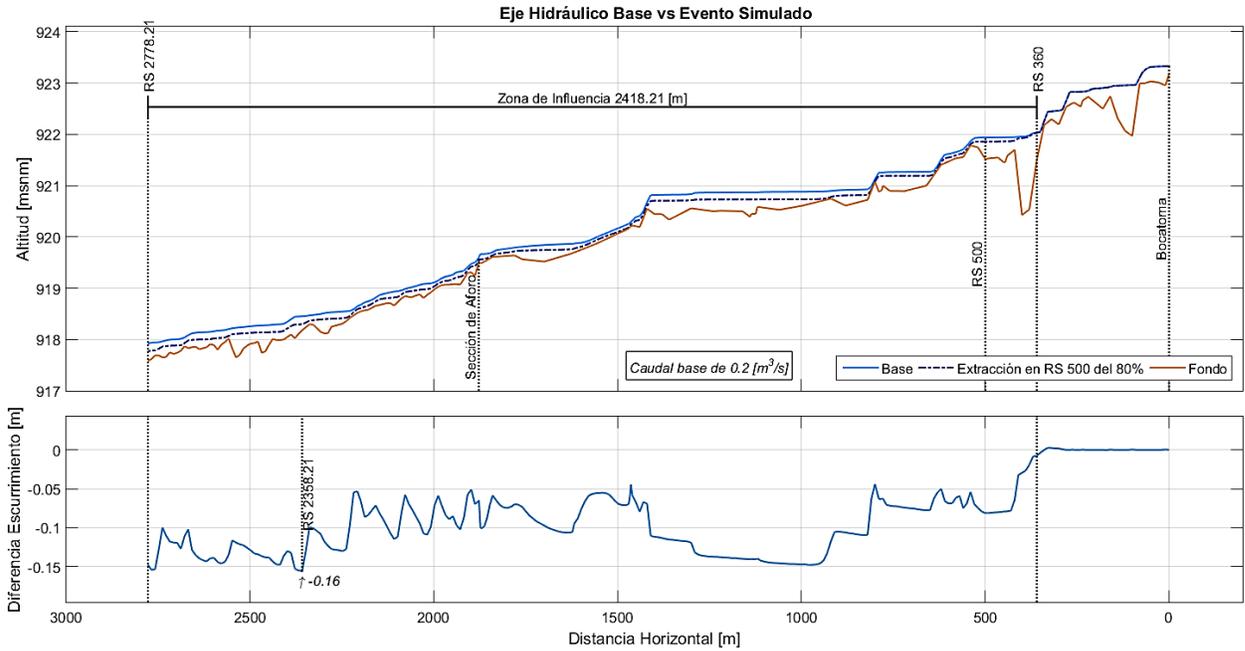


Figura B.24: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 80%, caudal base mínimo.

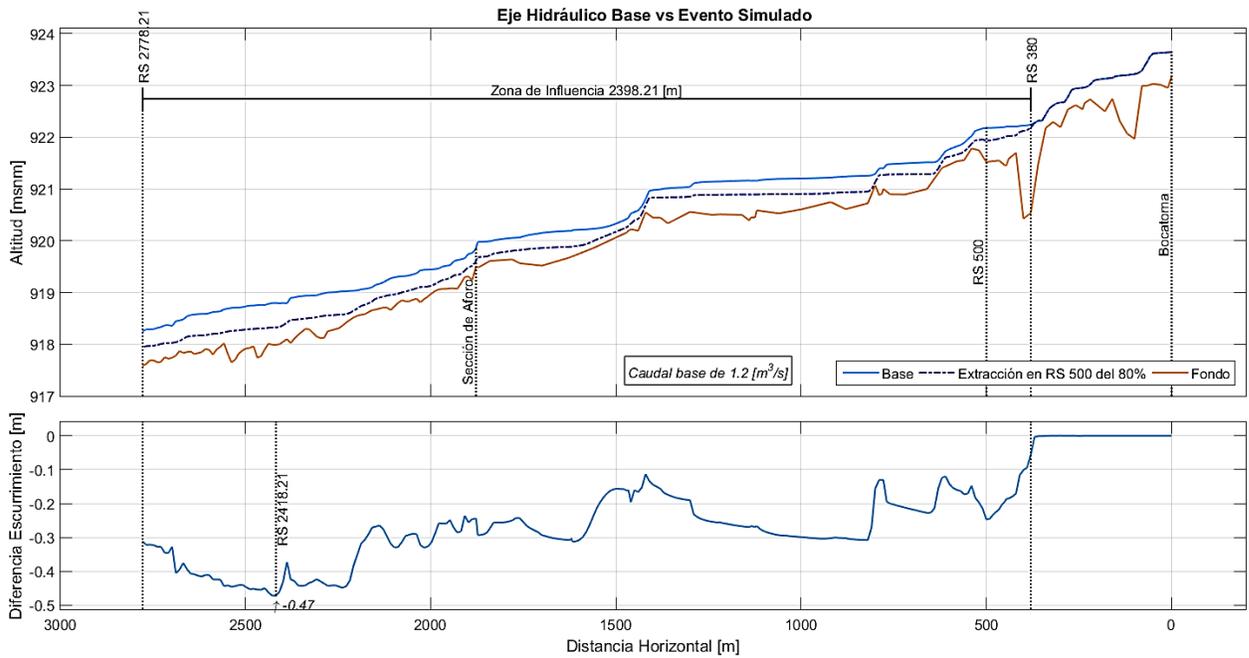


Figura B.25: Escurrimiento Extracción en RS 500 del 80%, caudal base máximo.

B.14 Extracción en RS 1250 del 20%

Esta extracción, que inicia con valor de 0,04 m³/s hasta llegar a 0,24 m³/s (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 820 (aguas arriba) hasta el

último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 778,12 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y es de -3 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el mismo punto y tiene una magnitud de 10 centímetros.

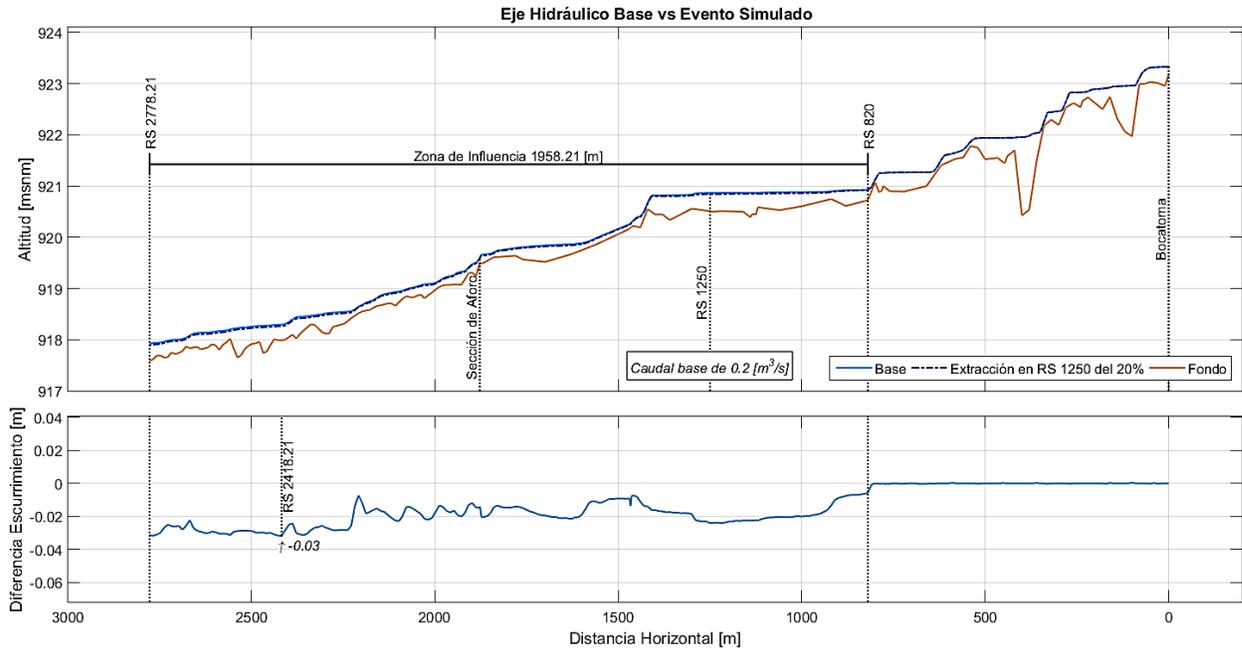


Figura B.26: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 20%, caudal base mínimo.

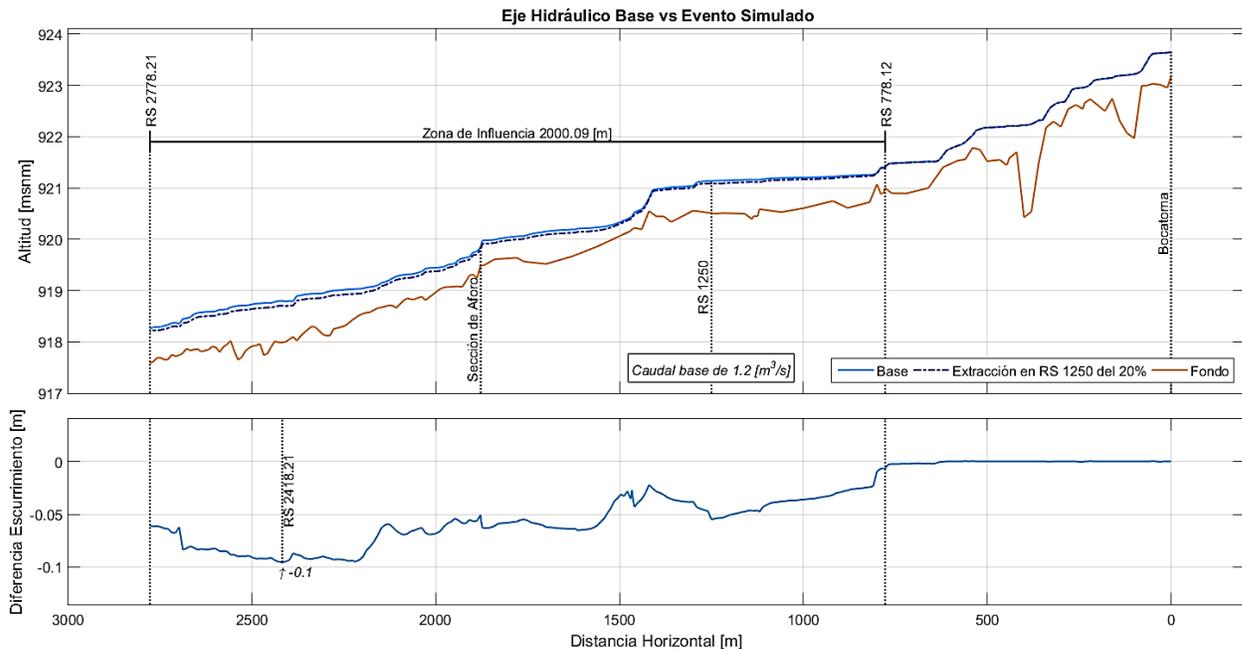


Figura B.27: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 20%, caudal base máximo.

B.15 Extracción en RS 1250 del 50%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 820 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 670 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2358,21 para el caudal base mínimo y es de -8 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 26 centímetros.

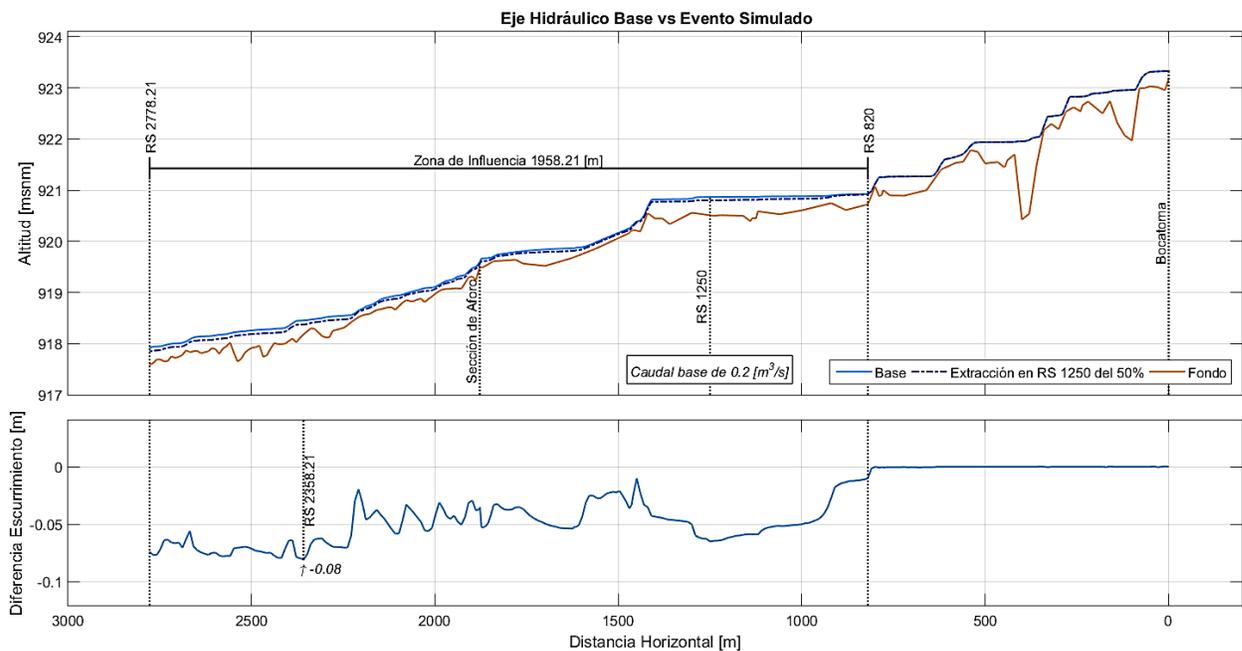


Figura B.28: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 50%, caudal base mínimo.

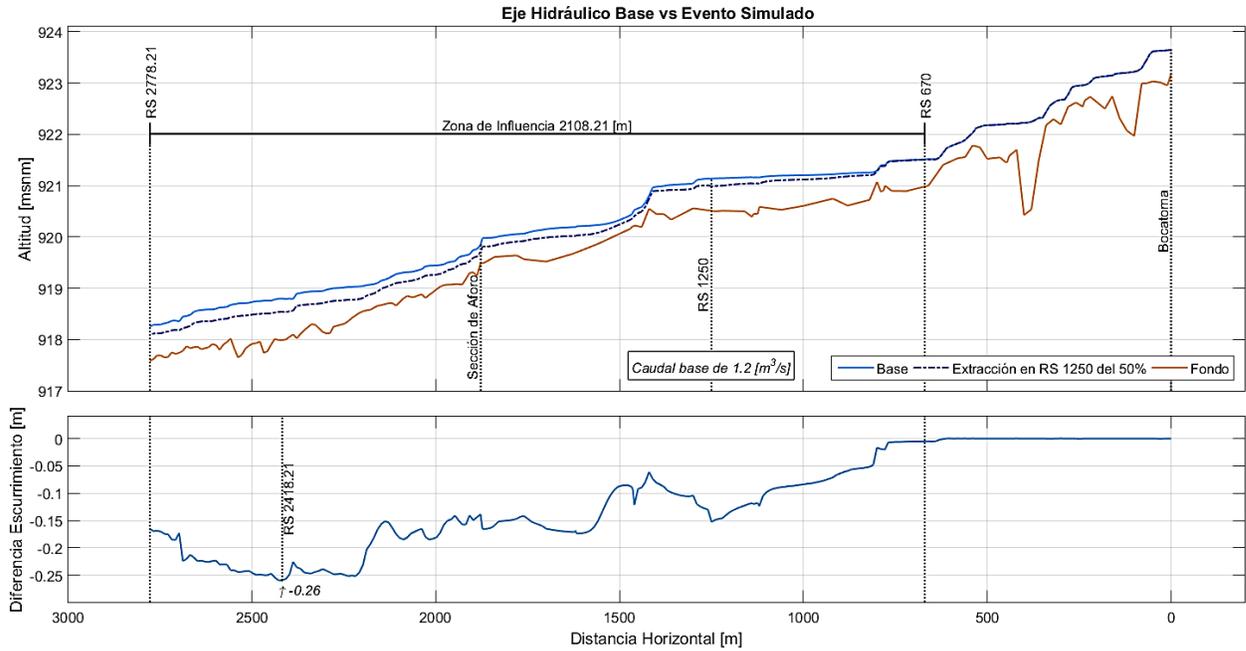


Figura B.29: Ecurrimiento Extracción en RS 1250 del 50%, caudal base máximo.

B.16 Extracción en RS 1250 del 80%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 820 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 640 y también llega hasta el final del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2768,21 para el caudal base mínimo y es de -16 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 47 centímetros.

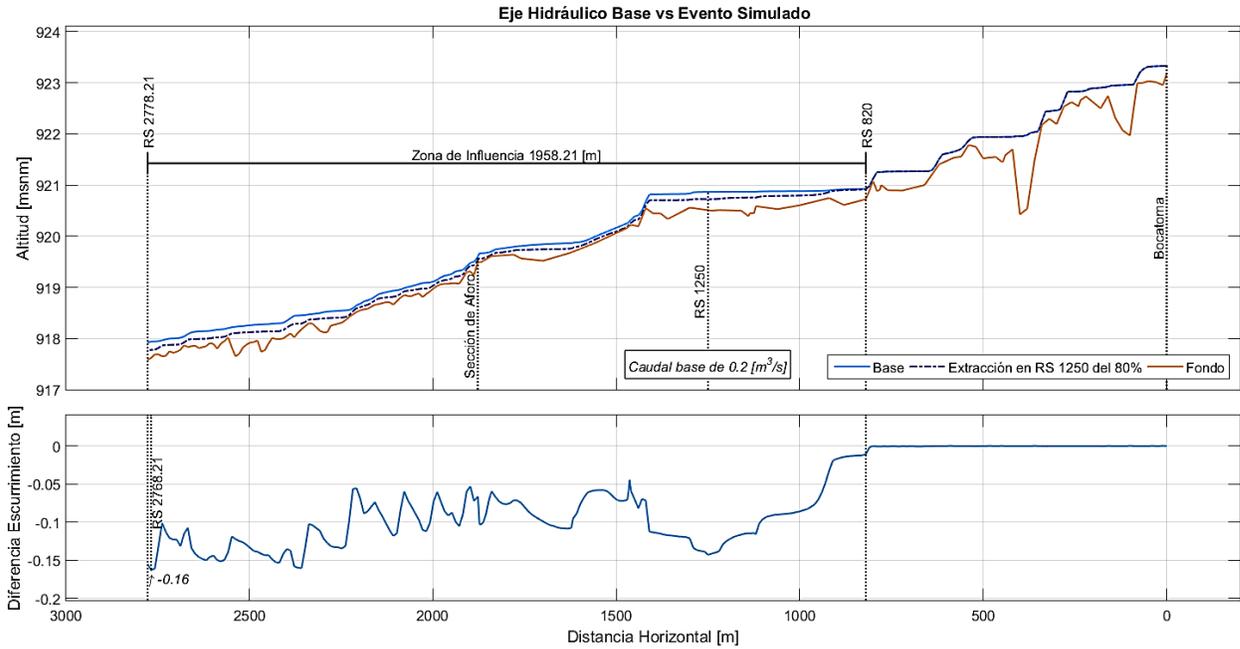


Figura B.30: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 80%, caudal base mínimo.

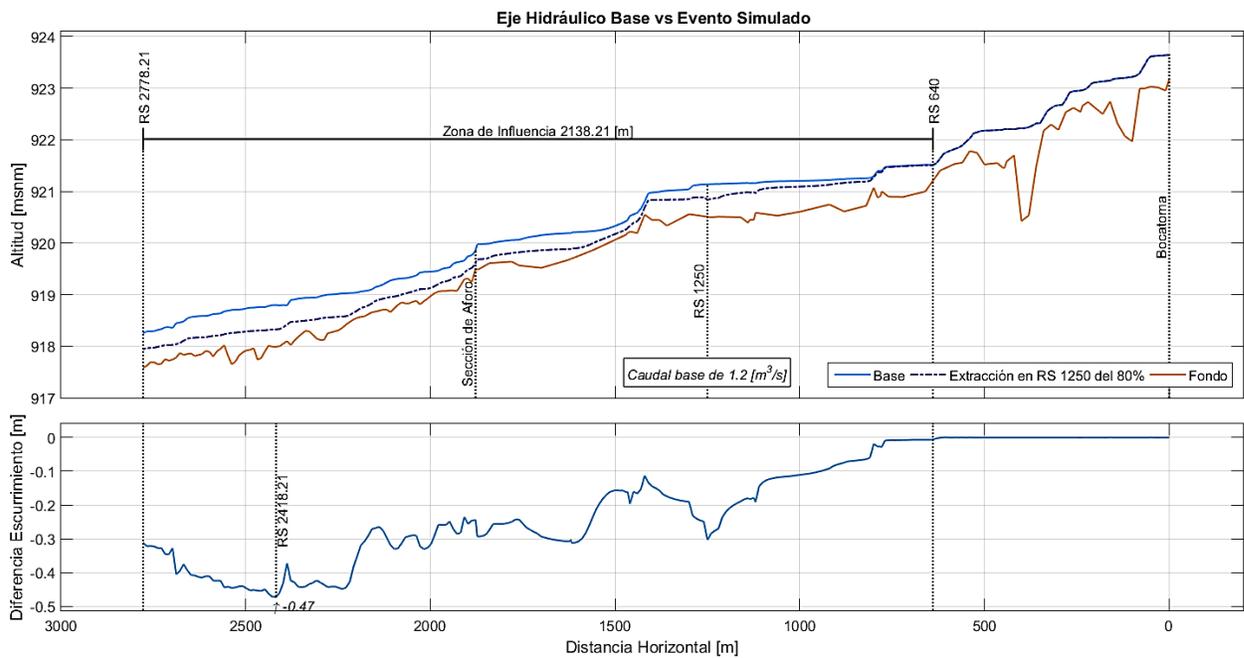


Figura B.31: Escurrimiento Extracción en RS 1250 del 80%, caudal base máximo.

B.17 Extracción en RS 1998,21 del 20%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 1998,21 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta

zona comienza en RS 1918,21 y también llega hasta el final del canal, por lo que en este evento no se ve influenciada la sección de aforo. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2418,21 para el caudal base mínimo y es de -3 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el mismo punto donde se genera la extracción de caudal (RS 1998,21) y tiene una magnitud de 10 centímetros.

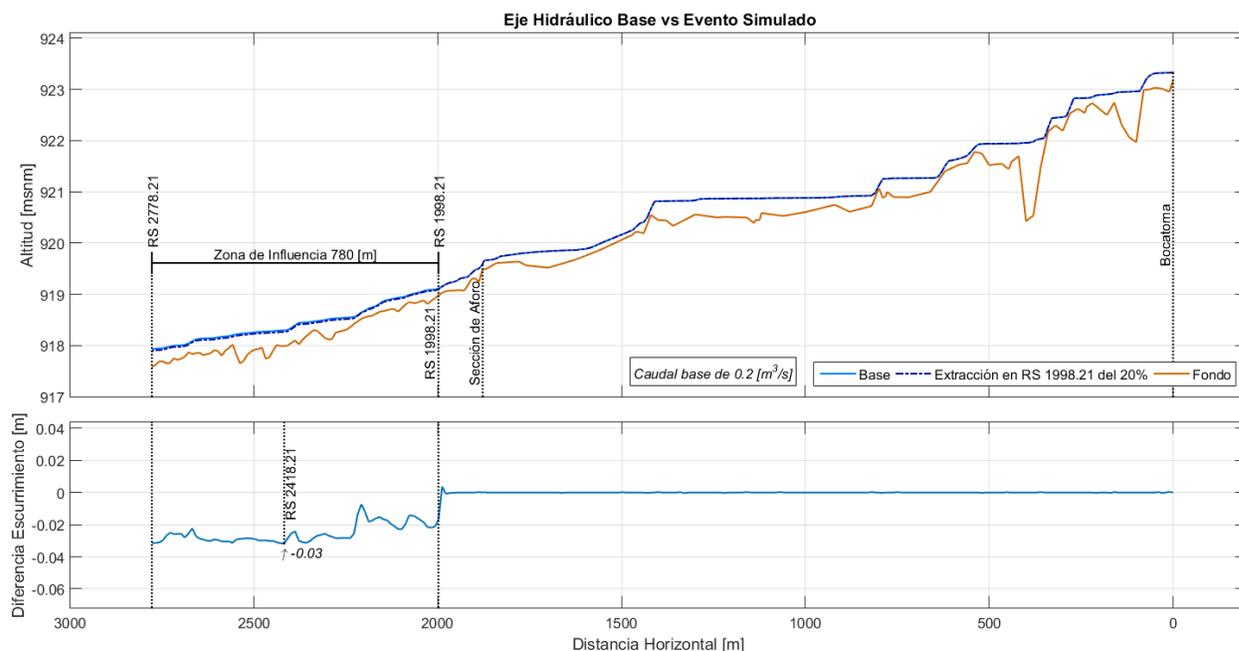


Figura B.32: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 20%, caudal base mínimo.

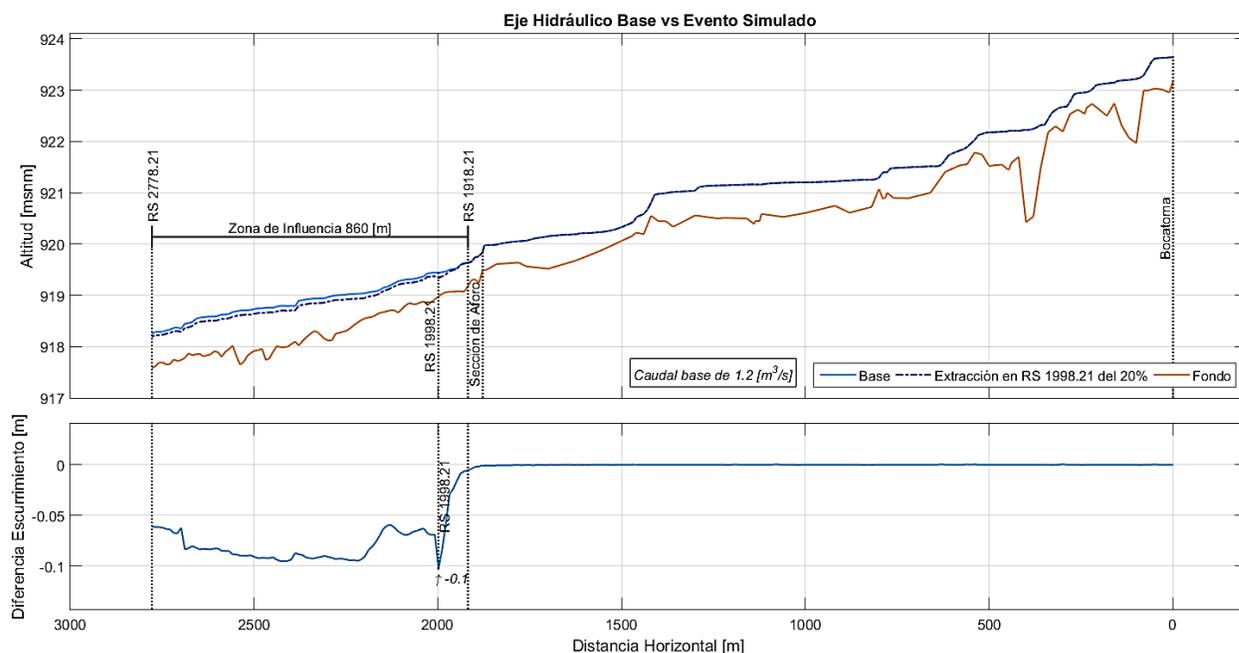


Figura B.33: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 20%, caudal base máximo.

B.18 Extracción en RS 1998,21 del 50%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 1998,21 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 1918,21 y también llega hasta el final del canal, por lo que en este evento no se ve influenciada la sección de aforo del canal. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2358,21 para el caudal base mínimo y es de -9 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 26 centímetros.

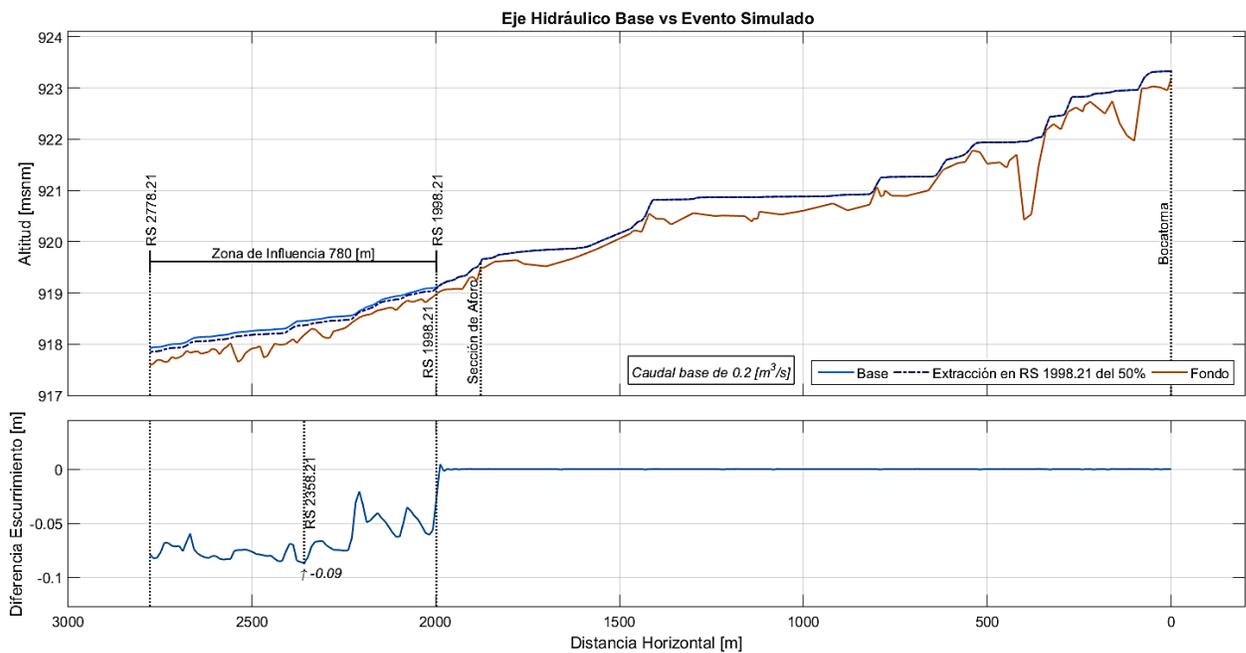


Figura B.34: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 50%, caudal base mínimo.

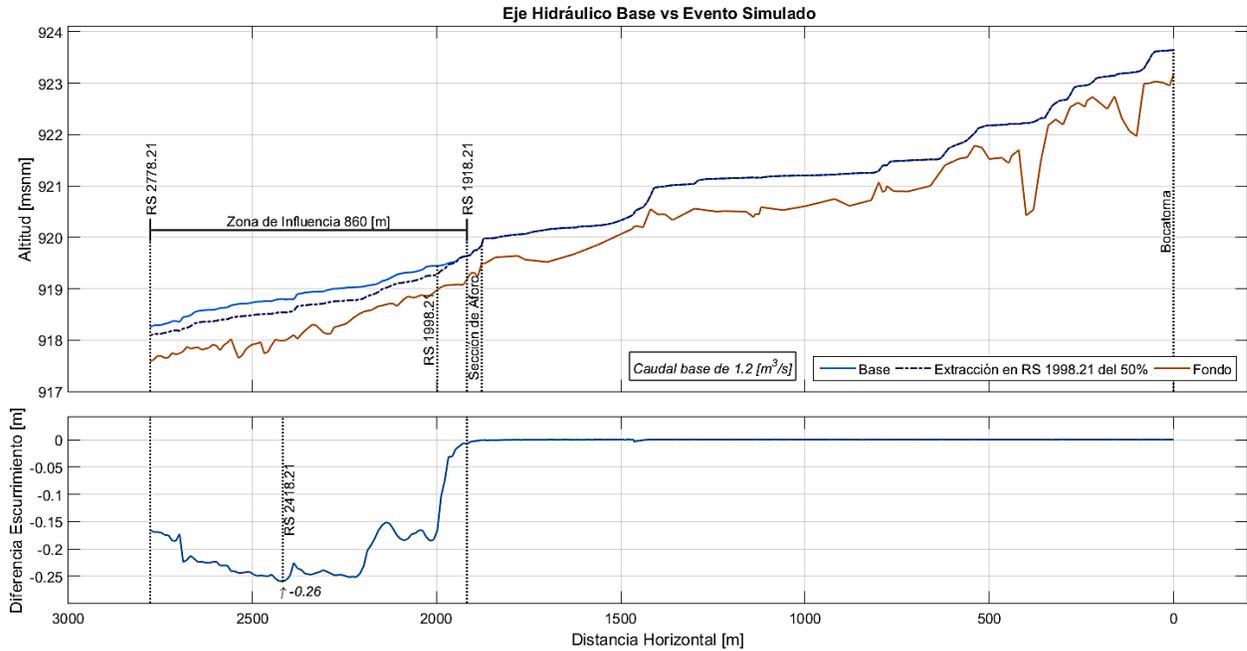


Figura B.35: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 50%, caudal base máximo.

B.19 Extracción en RS 1998,21 del 80%

Esta extracción, que inicia con valor de $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a $0,96 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal saliendo del canal en este punto), genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo. La zona de influencia en el caso del caudal base mínimo inicia en RS 1998,21 (aguas arriba) hasta el último punto del canal simulado, mientras que en el caso del caudal base máximo esta zona comienza en RS 1918,18 y también llega hasta el final del canal, por lo que en este evento tampoco la sección de aforo es influenciada. La mayor diferencia obtenida en la altura de escurrimiento se presenta en RS 2768,21 para el caudal base mínimo y es de -16 centímetros. Para el caudal base máximo el mayor descenso en la altura de escurrimiento se presenta en el punto RS 2418,21 y tiene una magnitud de 47 centímetros.

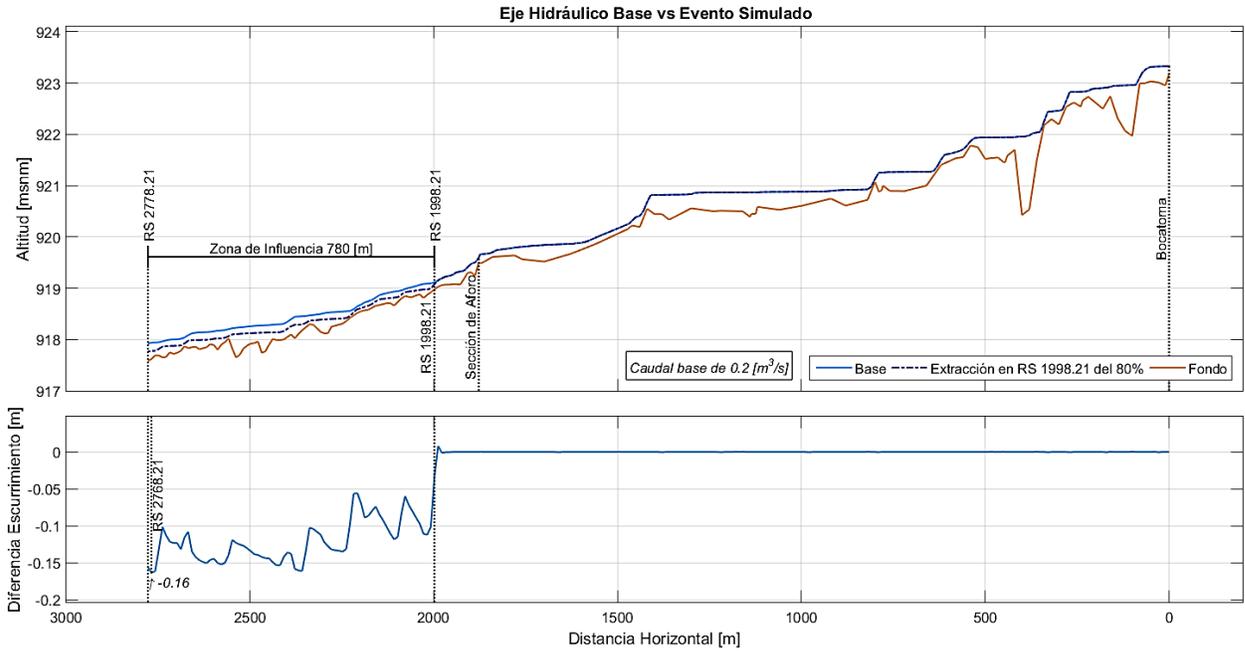


Figura B.36: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 80%, caudal base mínimo.

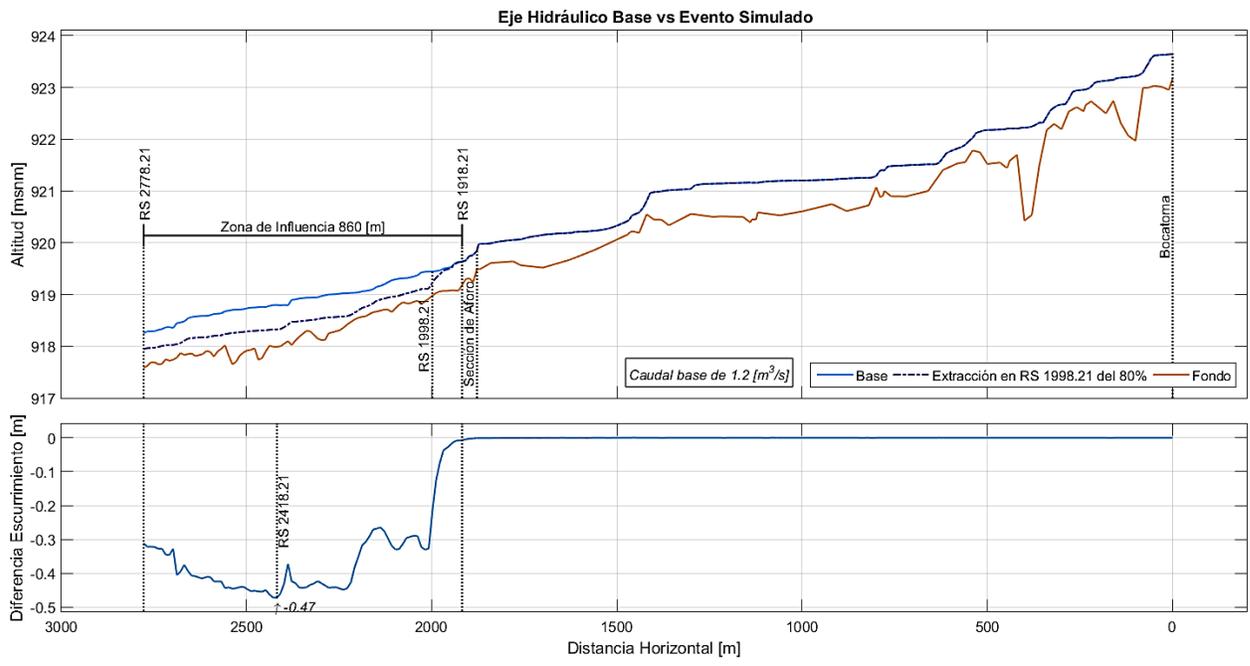


Figura B.37: Escurrimiento Extracción en RS 1998,21 del 80%, caudal base máximo.

B.20 Embanque desde RS 800 a 1420

Bajo esta simulación de evento la zona de influencia generada se ve acotada a las cercanías de la zona de embanque, aunque no la involucra en su totalidad. En presencia del caudal base mínimo la zona de influencia va desde el RS 640 (aguas arriba) hasta el RS 1290 (aguas abajo), en donde en principio genera disminuciones de la altura de escurrimiento,

encontrándose un descenso máximo de -6 centímetros en RS 780, para luego rápidamente generar aumentos de altura de escurrimiento dentro de la zona de influencia, siendo el mayor de estos aumentos de 19 centímetros en RS 820. Bajo la condición de caudal base máximo la zona de influencia se ubica entre los puntos RS 630 (aguas arriba) y RS 1250 (aguas abajo), generando en esta oportunidad solo aumentos en la altura de escurrimiento, donde el ascenso máximo es de 12 centímetros y se produce en RS 810.

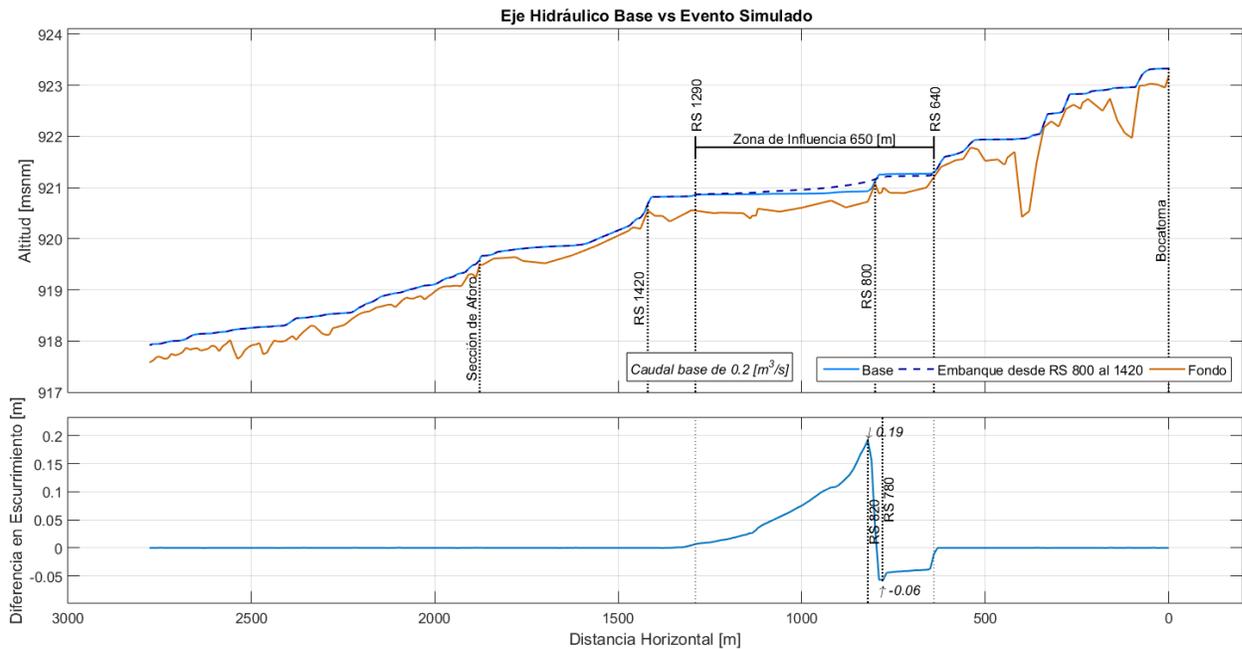


Figura B.38: Escurrimiento Embanque desde RS 800 a 1420, caudal base mínimo.

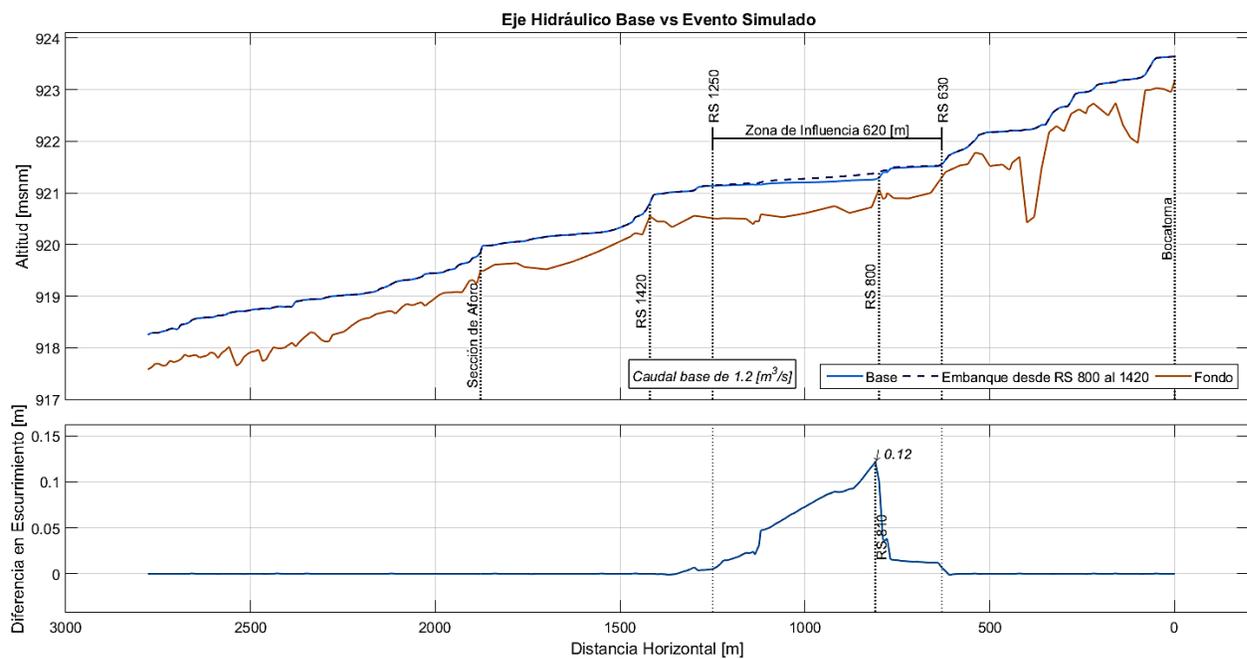


Figura B.39: Escurrimiento Embanque desde RS 800 a 1420, caudal base máximo.

B.21 Obstrucción en RS 920 del 30%

Este evento genera una zona de influencia acotada inmediatamente aguas arriba de la sección obstruida. A caudal base mínimo las diferencias en la altura de escurrimiento son al alza y pequeñas, siendo la mayor obtenida en RS 910 de 1 centímetro, para una zona de influencia desde RS 820 (aguas arriba) al RS 910 (aguas abajo). En cuanto al caudal base máximo, la zona de influencia es desde RS 810 (aguas arriba) al RS 920 (aguas abajo), generándose diferencias en la altura de escurrimiento al alza, con un máximo de 1 centímetro en RS 910, y un solo punto donde se obtiene un descenso de magnitud 1 centímetro ubicado en el mismo punto de obstrucción (RS 920).

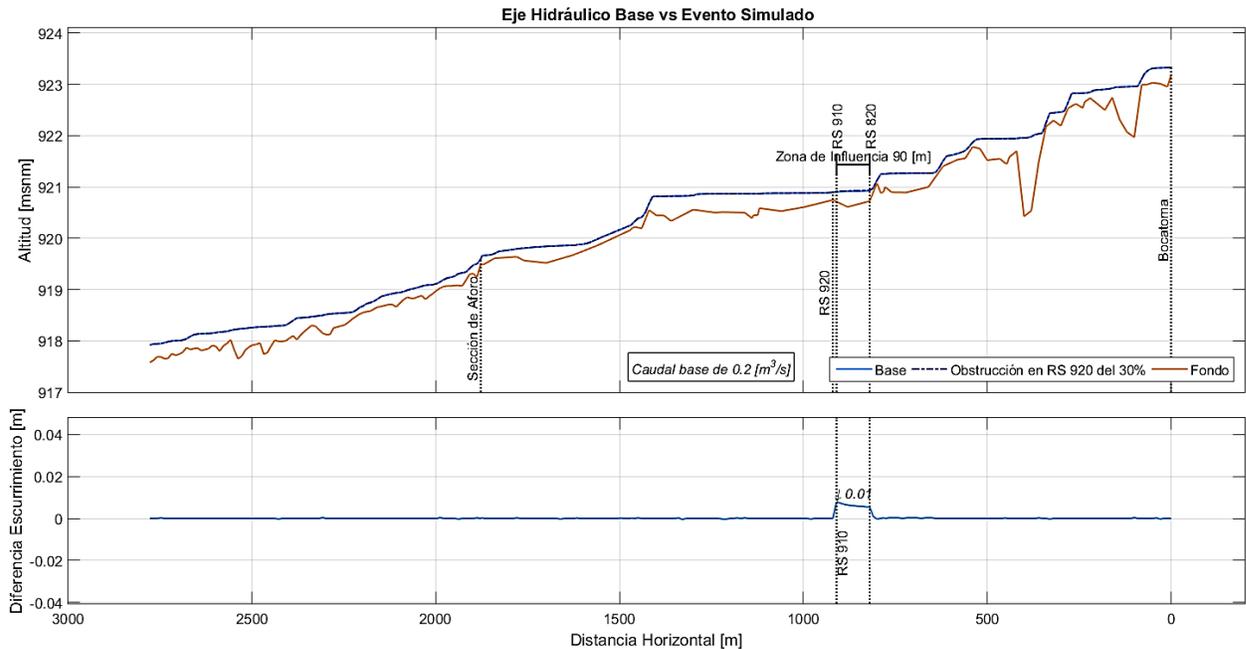


Figura B.40: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 30%, caudal base mínimo.

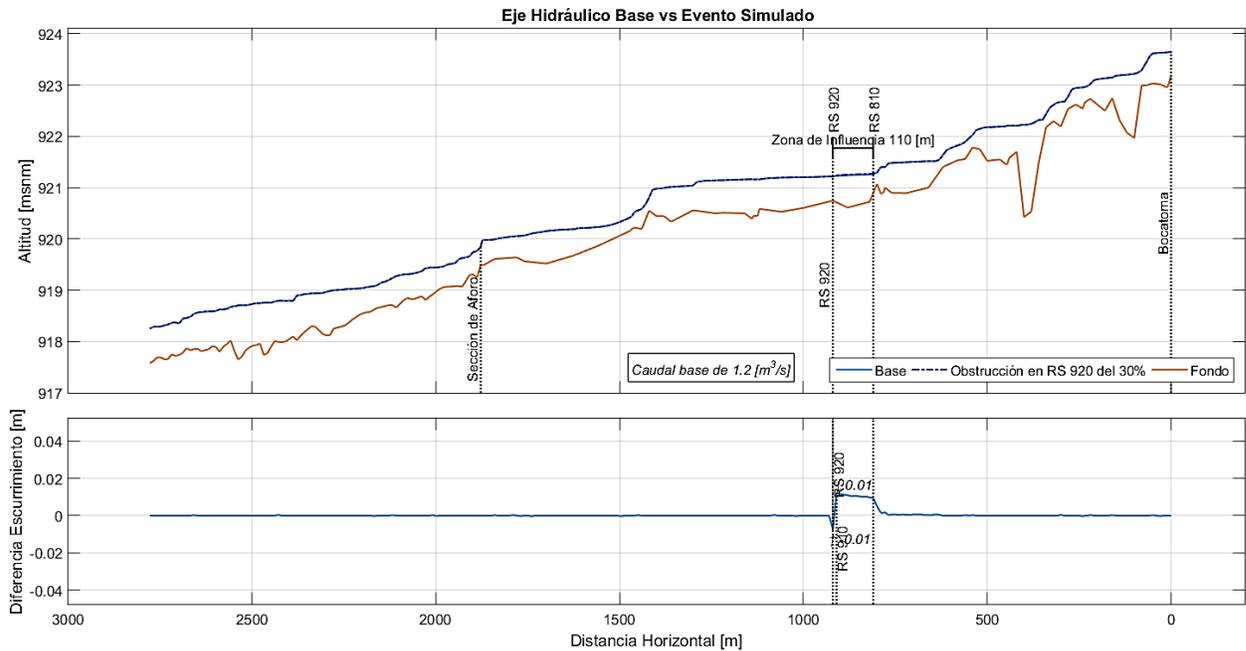


Figura B.41: Ecurrimiento Obstrucción en RS 920 del 30%, caudal base máximo.

B.22 Obstrucción en RS 920 del 50%

Este evento presenta un comportamiento muy similar al anterior. La zona de influencia a caudal base mínimo va desde RS 820 (aguas arriba) al RS 910 (aguas abajo), en donde solo se generan aumentos en la altura de escurrimiento, teniéndose como diferencia máxima la ubicada en RS 910 de 2 centímetros. A caudal base máximo la zona de influencia va desde RS 800 (aguas arriba) al RS 920 (aguas abajo), presentándose aumentos del escurrimiento con un máximo de 3 centímetros en RS 910, y un descenso de magnitud 2 centímetros en RS 920.

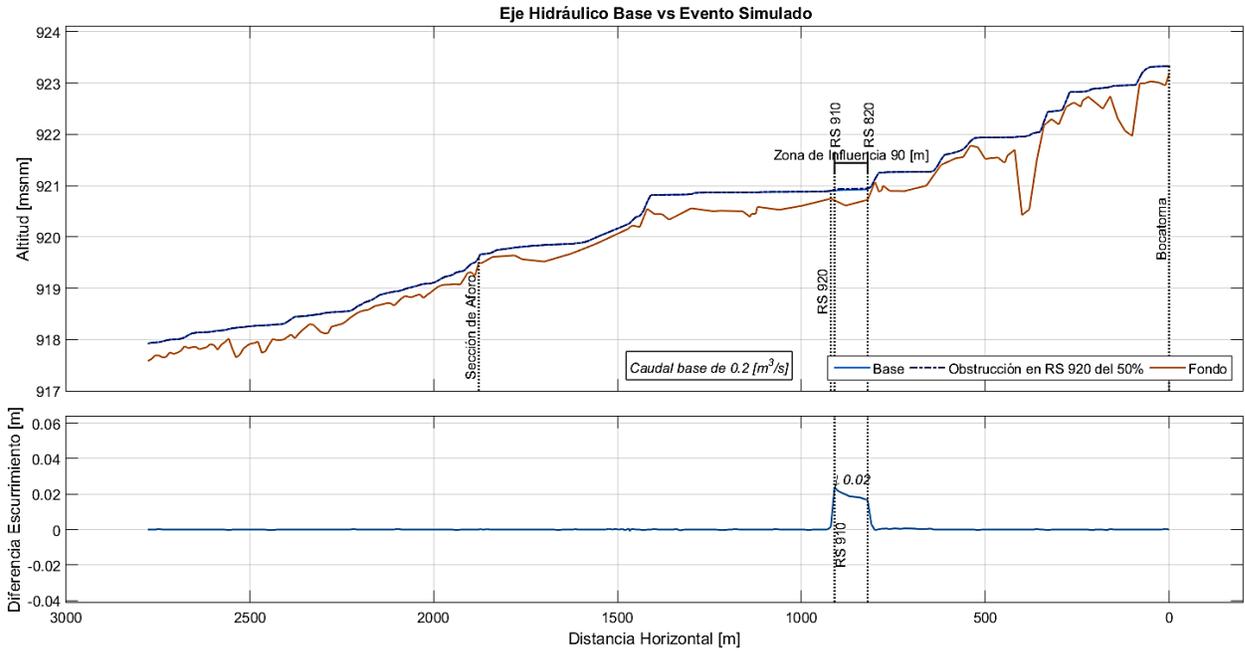


Figura B.42: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 50%, caudal base mínimo.

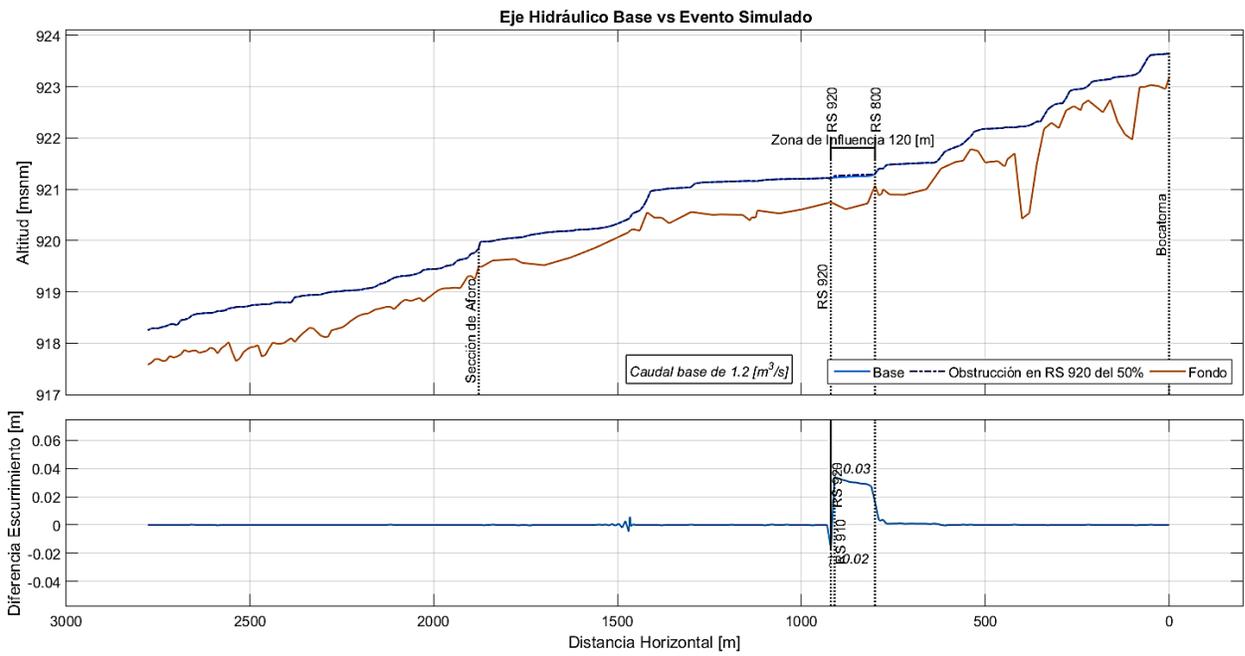


Figura B.43: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 50%, caudal base máximo.

B.23 Obstrucción en RS 920 del 80%

En este evento las diferencias obtenidas en el escurrimiento son más significativas que en los dos casos anteriores. En cuanto al caudal base mínimo, la zona de influencia comienza en RS 640 (aguas arriba) y termina en RS 920 (aguas abajo), tramo que desde su comienzo

demuestra descensos en el escurrimiento, cuyo máximo es de 3 centímetros en RS 780, para luego revertir la tendencia y mostrar un aumento en la altura de escurrimiento de máximo 14 centímetros en RS 910. En cuanto al caudal base máximo, la zona de influencia asociada comienza en RS 620 (aguas arriba) y llega a RS 920 (aguas abajo), presentando solo alzas en el escurrimiento con un máximo de 25 centímetros en RS 910.

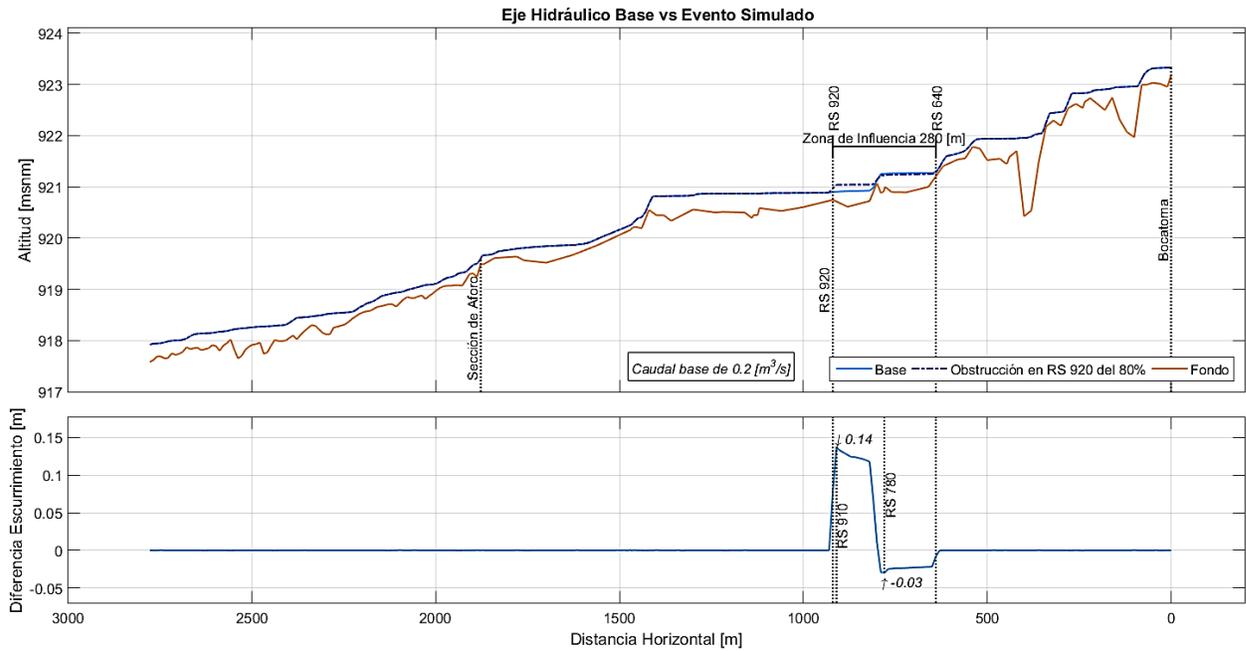


Figura B.44: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 80%, caudal base mínimo.

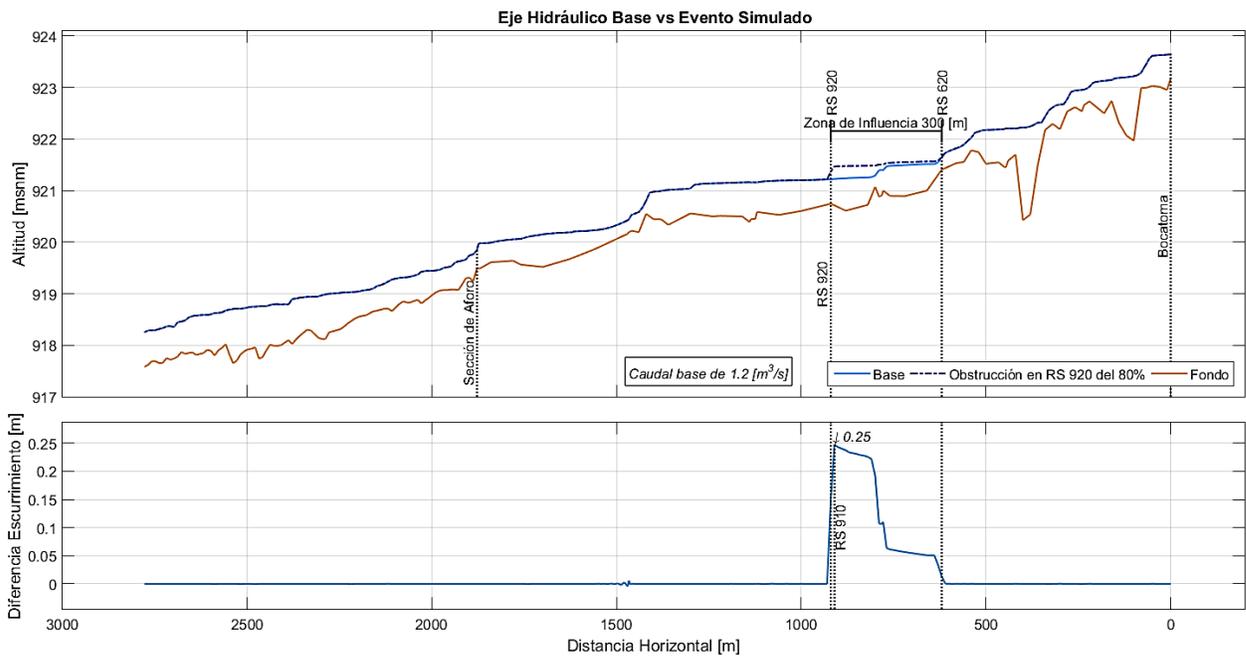


Figura B.45: Escurrimiento Obstrucción en RS 920 del 80%, caudal base máximo.

B.24 Obstrucción en RS 1620 del 30%

Este evento genera una zona de influencia pequeña e incluso inexistente para el caso del caudal base mínimo ya que, si bien la simulación indica que se generan diferencias en la altura de escurrimiento, particularmente la mayor ubicada en RS 1620, esta diferencia es menor a 1 centímetro y, siendo esta la mínima medida posible para los sensores de medición, su detección escapa a las posibilidades del sensor. Respecto al caudal base máximo, la zona de influencia va desde RS 1532,9 (aguas arriba) hasta RS 1617,8, siendo en este último punto donde se alcanza la máxima diferencia correspondiente a 1 centímetro.

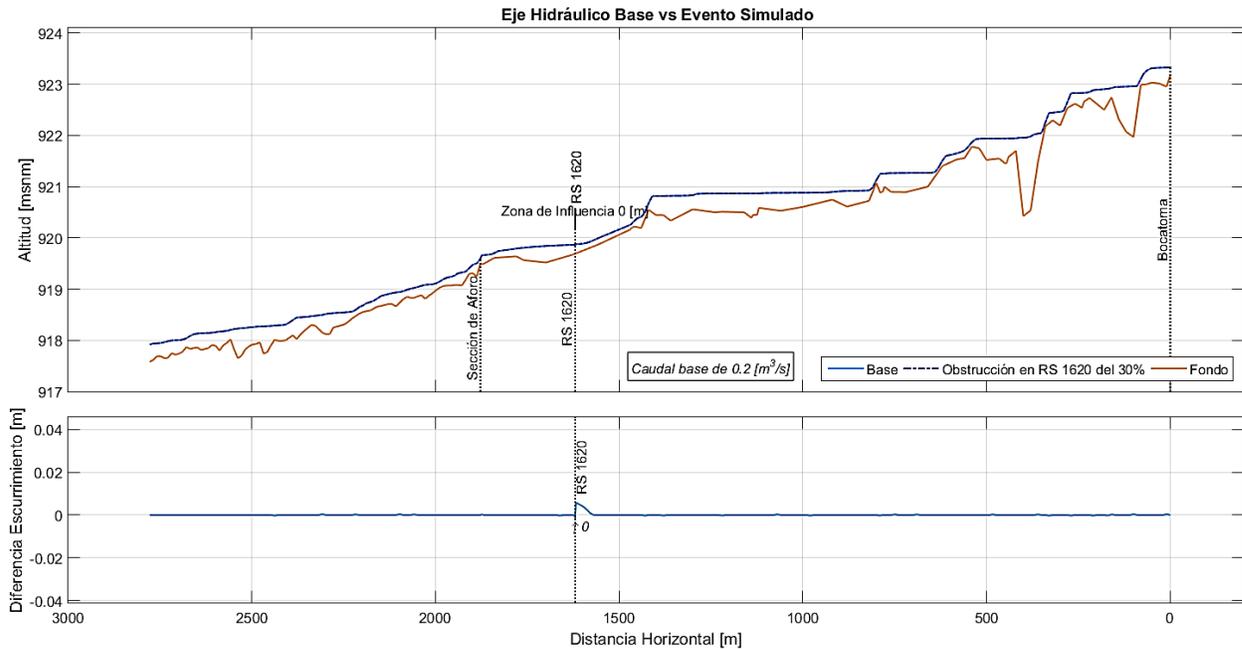


Figura B.46: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 30%, caudal base mínimo.

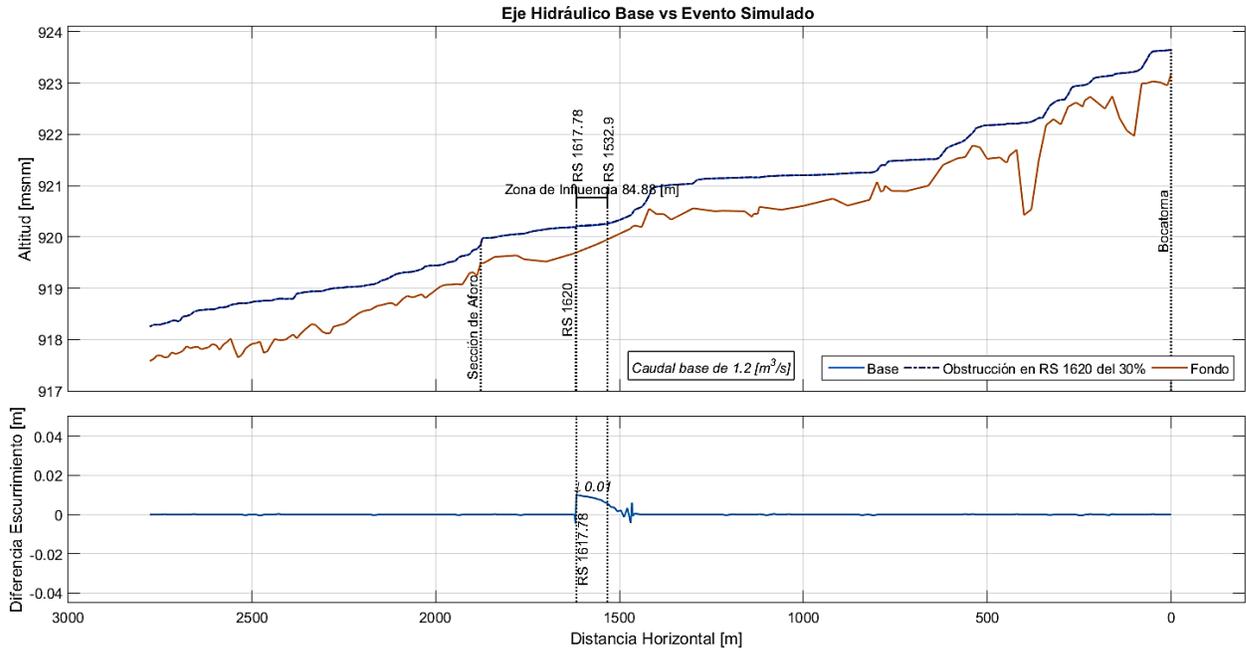


Figura B.47: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 30%, caudal base máximo.

B.25 Obstrucción en RS 1620 del 50%

Este evento genera diferencias en la altura de escurrimiento del flujo de mayor magnitud que el evento anterior y que si están dentro de las capacidades de los sensores de medición. Para el caso del caudal base mínimo se tiene una zona de influencia que va desde RS 1569,6 (aguas arriba) hasta RS 1620 (aguas abajo), teniéndose un máximo en la diferencia de alturas de 7 centímetros en RS 1617,78. Para el caudal base máximo la zona de influencia es mayor y va desde el RS 1460 (aguas arriba) hasta el RS 1620 (aguas abajo), con una diferencia de alturas máxima de 14 centímetros en RS 1617,78.

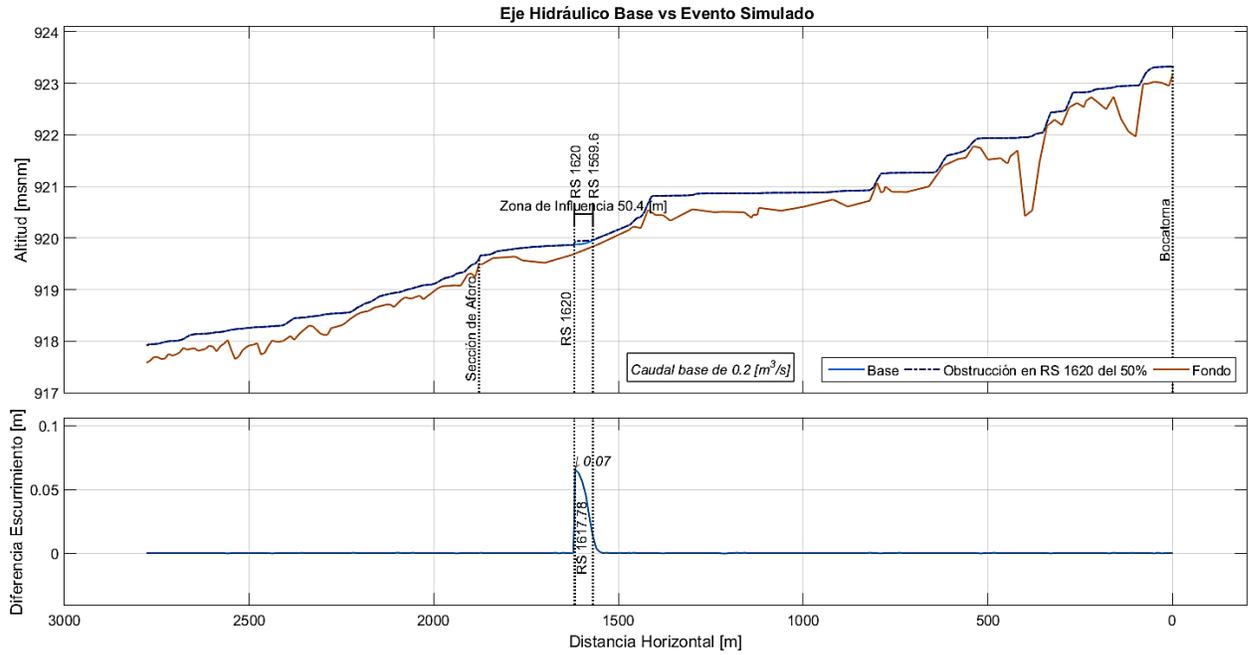


Figura B.48: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 50%, caudal base mínimo.

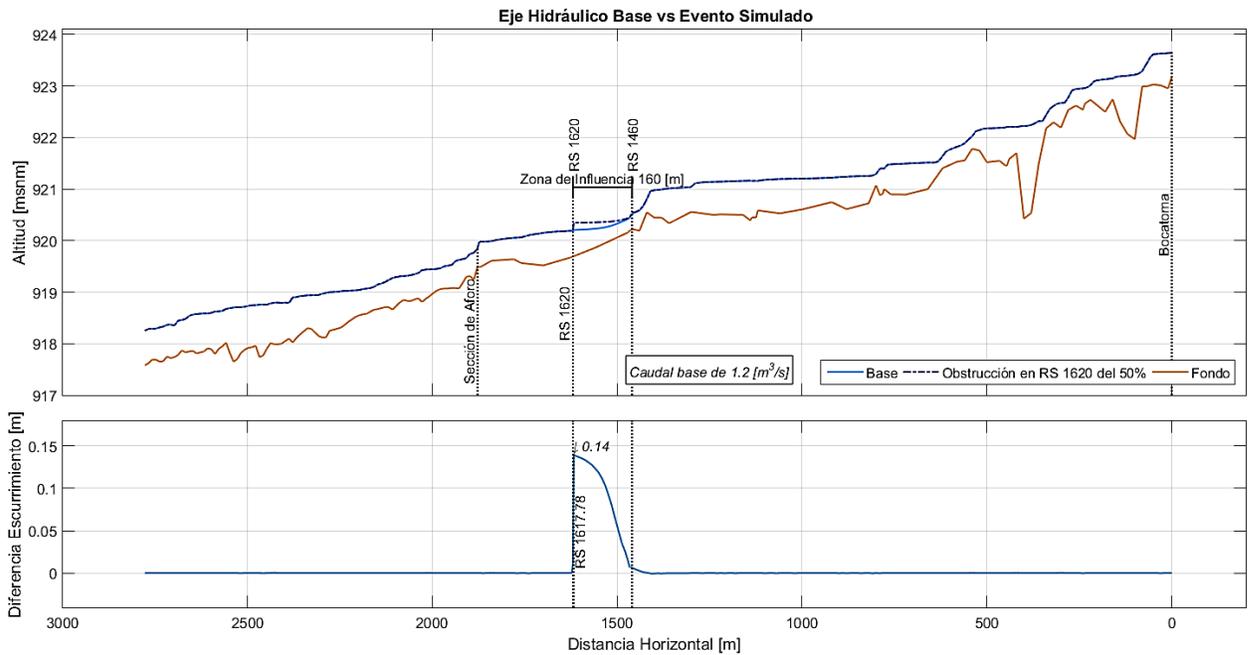


Figura B.49: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 50%, caudal base máximo.

B.26 Obstrucción en RS 1620 del 80%

Este evento genera diferencias de altura y una zona de influencia mayores en comparación a los dos eventos anteriores. La zona de influencia va desde RS 1487,9 (aguas arriba) al RS 1620 (aguas abajo) bajo la condición de caudal base mínimo, con una diferencia máxima

en la altura de escurrimiento de 30 centímetros en RS 1617,78. Bajo el caudal base máximo la zona de influencia va desde RS 1300 (aguas arriba) al RS 1620 (aguas abajo), generándose en su primer tramo descensos en la altura de escurrimiento con un máximo de 3 centímetros en RS 1410, para luego desarrollar un aumento progresivo de la altura de escurrimiento cuyo máximo es de 50 centímetros en RS 1617,78.

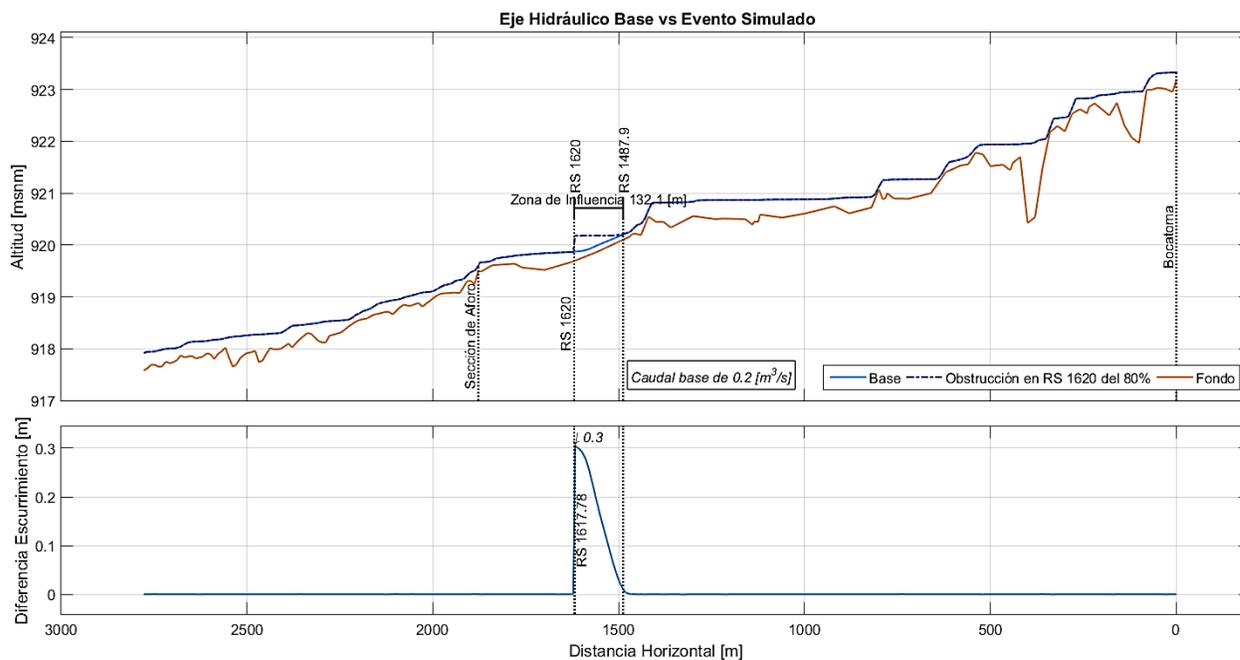


Figura B.50: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 80%, caudal base mínimo.

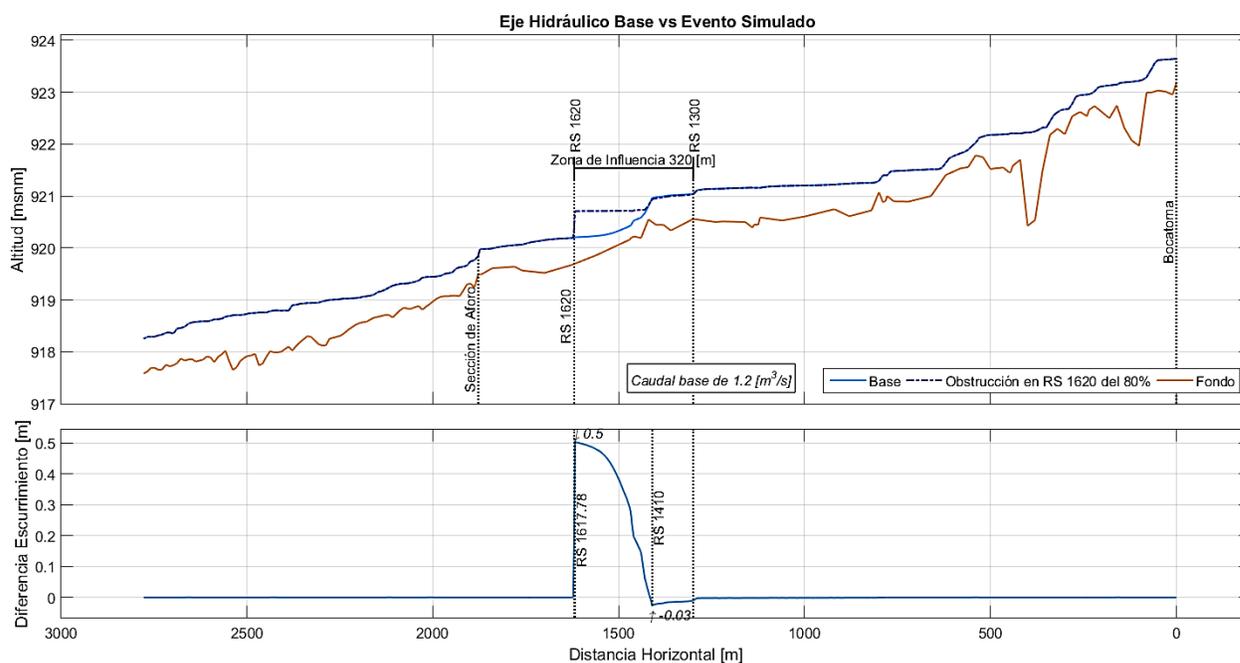


Figura B.51: Escurrimiento Obstrucción en RS 1620 del 80%, caudal base máximo.

B.27 Obstrucción en RS 2548,21 del 30%

Para el caudal base mínimo este evento genera diferencias en la altura de escurrimiento acotadas, al igual que la zona de influencia involucrada. Esta última inicia en RS 2408,21 (aguas arriba) llegando hasta el RS 2538,21 (aguas abajo), desarrollando un máximo de 2 centímetros. En cuanto al caudal base máximo, la zona de influencia asociada comienza en RS 2188,21 (aguas arriba) y termina en RS 2538,21 (aguas abajo), desarrollándose una máxima diferencia en la altura de escurrimiento de 4 centímetros en RS 2538,21.

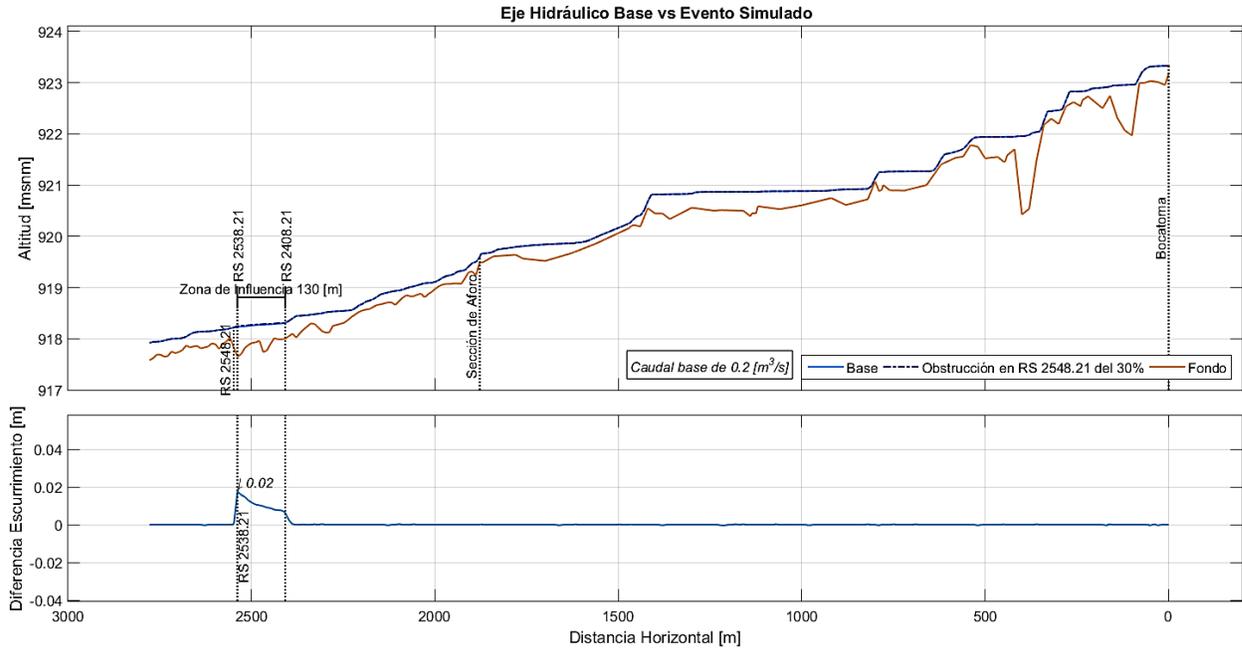


Figura B.52: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 30%, caudal base mínimo.

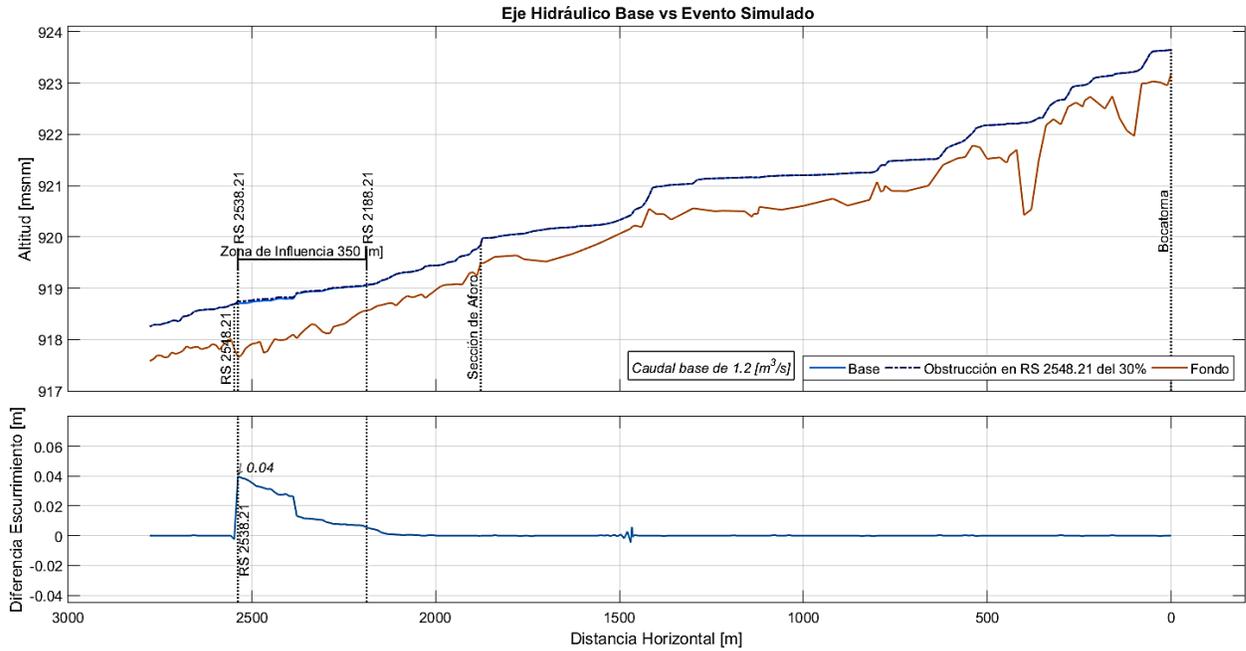


Figura B.53: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 30%, caudal base máximo.

B.28 Obstrucción en RS 2548,21 del 50%

Este evento genera solo diferencias al alza en la altura de escurrimiento dentro de las zonas de influencia asociadas al caudal base pasante. A caudal base mínimo se tiene una zona de influencia desde el RS 2398,21 (aguas arriba) hasta RS 2548,21 (aguas abajo), con un máximo de 6 centímetros en RS 2538,21 en la diferencia de altura de escurrimiento. Para un caudal base máximo, la zona de influencia se origina en RS 2128,21 (aguas arriba) llegando al RS 2548,21 (aguas abajo), con un máximo en la diferencia de altura de escurrimiento de 12 centímetros en RS 2548,21.

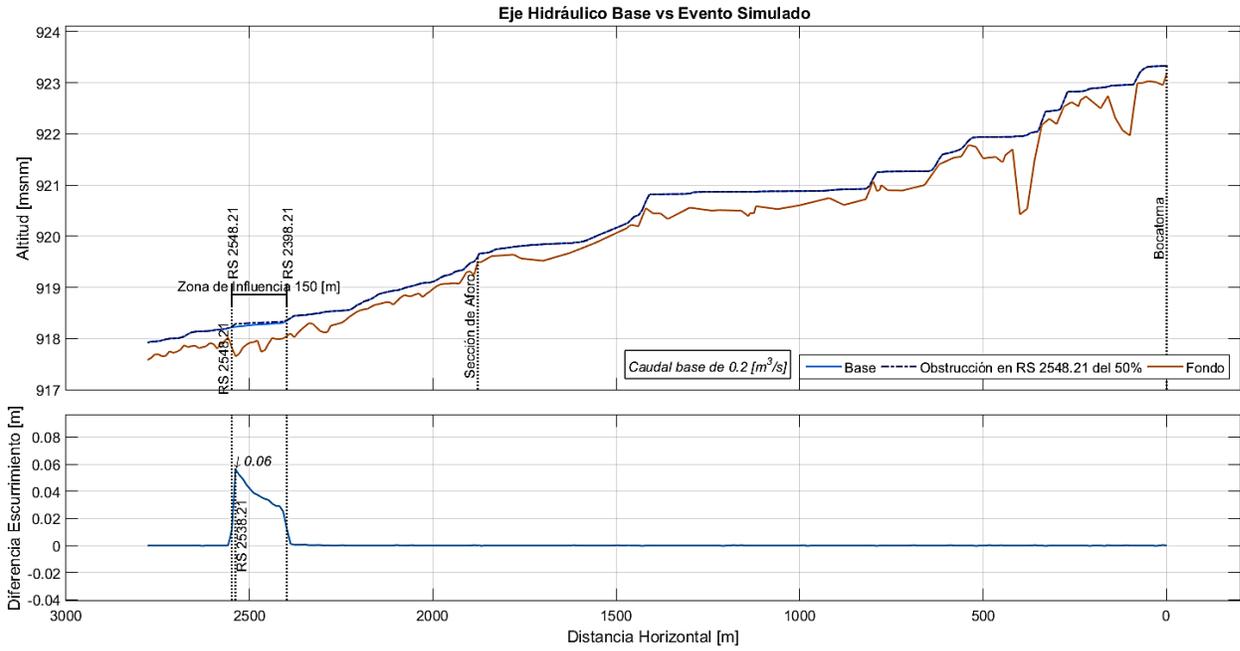


Figura B.54: Escorrentamiento Obstrucción en RS 2548,21 del 50%, caudal base mínimo.

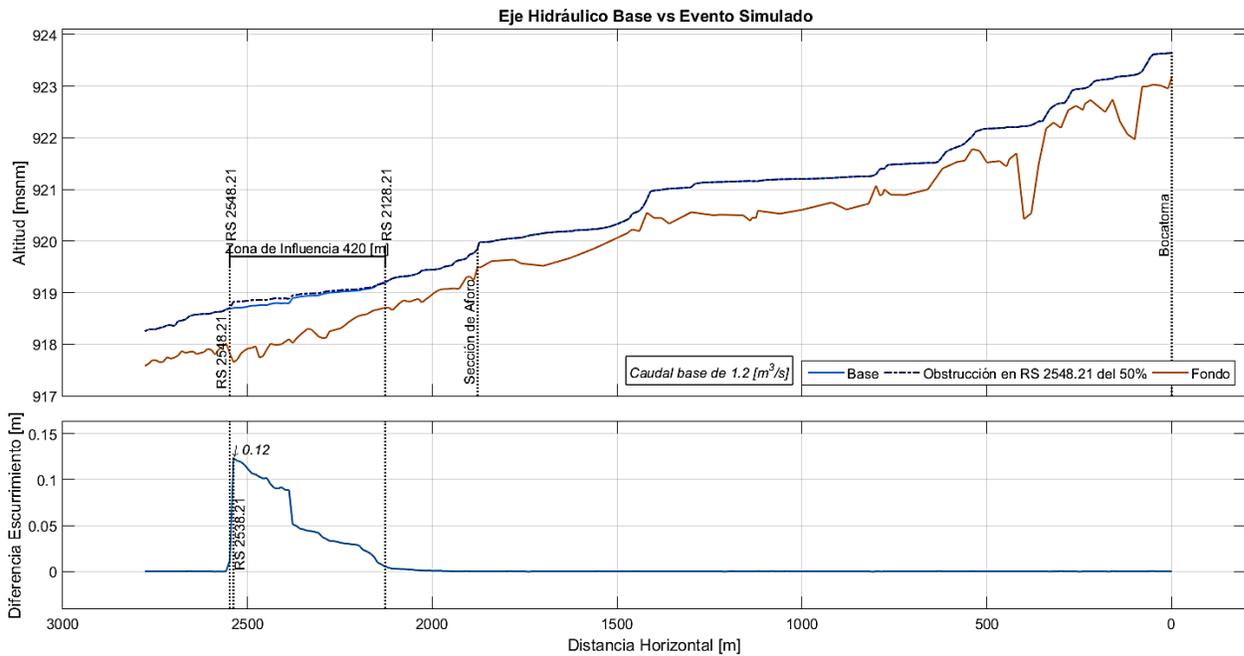


Figura B.55: Escorrentamiento Obstrucción en RS 2548,21 del 50%, caudal base máximo.

B.29 Obstrucción en RS 2548,21 del 80%

Es bajo este evento de obstrucción en RS 2548,21 donde se generan las mayores diferencias en la altura de escurrimiento. Para un caudal base mínimo, la zona de influencia desarrollada se origina en RS 2228,21 (aguas arriba) y llega a RS 2548,21 (aguas

abajo), con un máximo en la diferencia de altura de escurrimiento de 20 centímetros en RS 2538,21. A caudal base máximo la zona influenciada es desde el RS 1948,21 (aguas arriba) hasta el RS 2548,21 (aguas abajo), alcanzando un máximo de 46 centímetros en la diferencia de altura de escurrimiento en RS 2538,21.

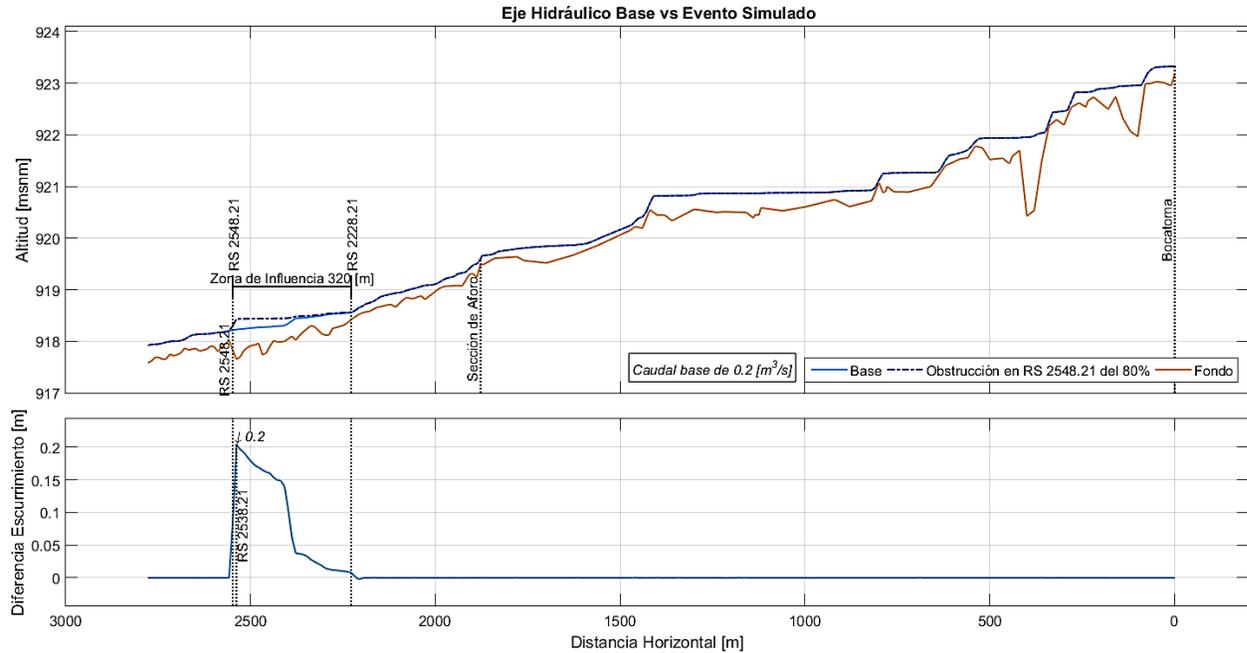


Figura B.56: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 80%, caudal base mínimo.

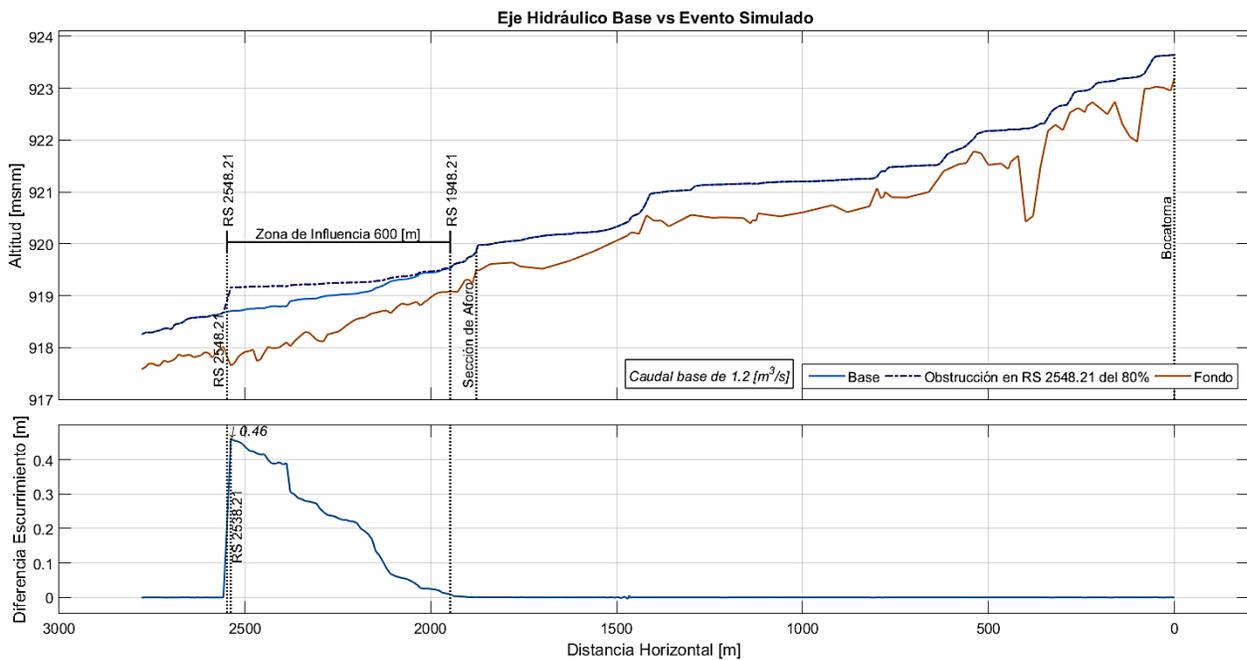


Figura B.57: Escurrimiento Obstrucción en RS 2548,21 del 80%, caudal base máximo.

B.30 Variación Manning desde RS 800 al 1420

Para este evento las diferencias en la altura de escurrimiento son siempre al alza, variando en magnitud y en la determinación de la zona de influencia asociada al caudal base pasante. Para un valor de caudal base mínimo se tiene una zona de influencia que va desde el RS 640 (aguas arriba) y culmina en RS 1400 (aguas abajo), en donde la máxima diferencia en la altura de escurrimiento es de 8 centímetros y se ubica en RS 820. En cuanto a un caudal base máximo, se tiene una zona de influencia desde RS 620 (aguas arriba) hasta RS 1410 (aguas abajo), cuya diferencia máxima en la altura de escurrimiento se ubica en RS 810 y es de 20 centímetros. La variación del Manning se ejerce en el lecho del canal, pasando de 0,02 a 0,04 su valor.

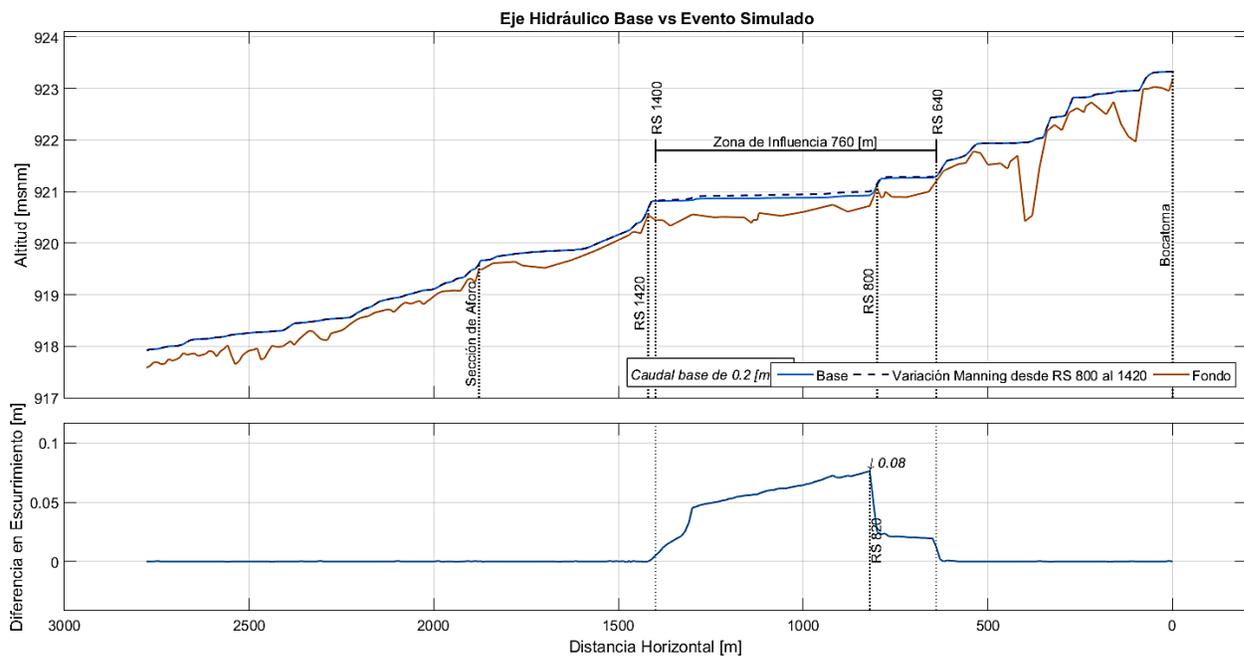


Figura B.58: Escurrimiento Variación Manning desde RS 800 al 1420, caudal base mínimo.

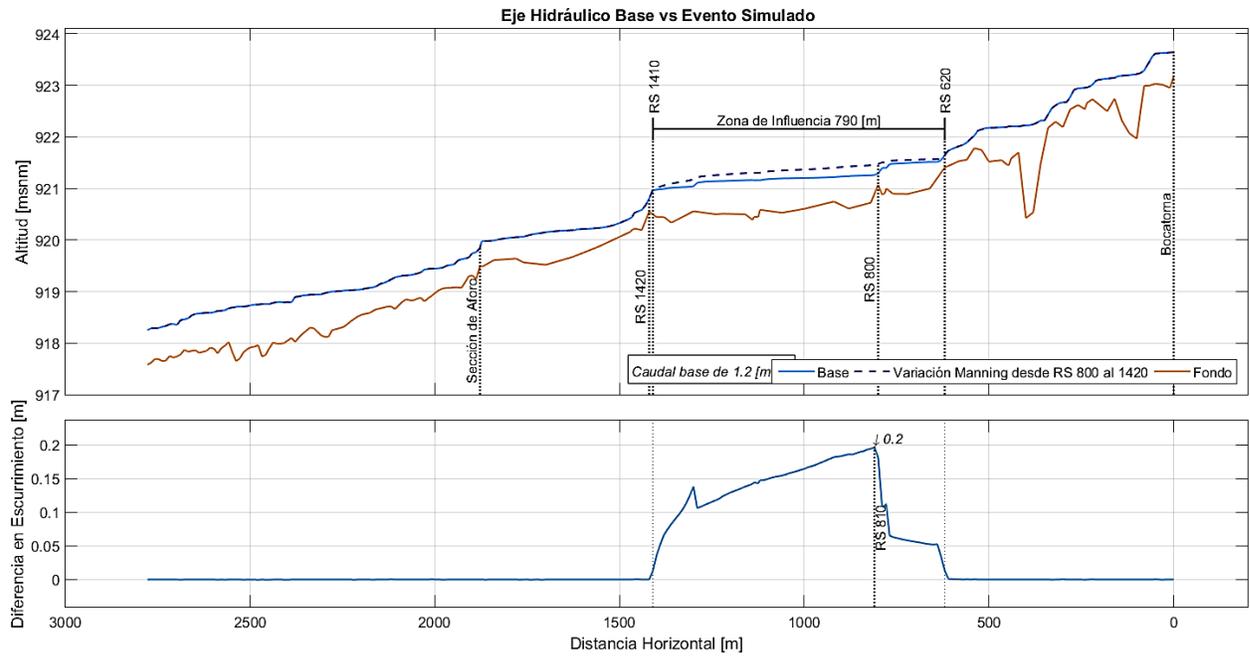


Figura B.59: Ecurrimiento Variación Manning desde RS 800 al 1420, caudal base máximo.

C Obras de Arte

C.1 OA – 01: Bocatoma

Tabla C-1: Descripción obra OA-01.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Río	Aconcagua
Provincia	Los Andes	Ribera	Derecha
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,00 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364419 m	Este	358590 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Tipo de Bocatoma	Permanente		
Tipo Captación	Gravitacional		
Estado de Conservación	Bueno		
Obra de Toma	Si		
Material	Hormigón		
Dimensiones	Alto ~2,00 m	Ancho ~0,4 – 0,5 m	
Obra de Desviación	Barrera Frontal		
Compuerta de Admisión	Si		
Cantidad	2		
Material	Metálica		
Sistema de Izamiento	Con mecanismo		
Estado Conservación	Bueno		
Sección Canal de Admisión	Sin revestir		
Dimensiones	Alto ~1,00 m	Ancho ~4,00 m	
Forma	Rectangular		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

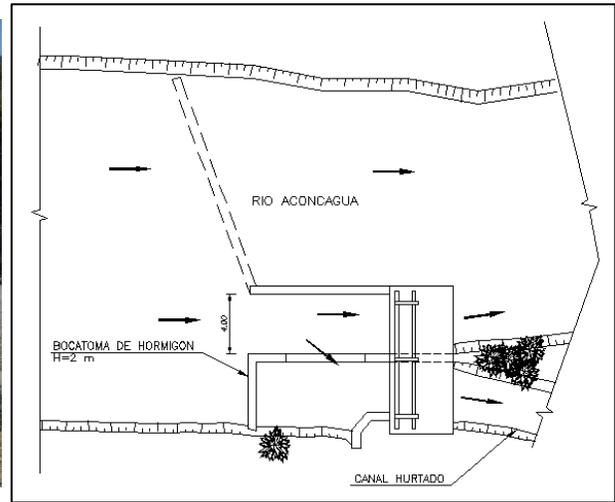


Figura C.1: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-01.

C.2 OA – 02: Compuerta Lateral

Tabla C-2: Descripción obra OA-02.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,02 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364439 m	Este	358570 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765 y en la ribera izquierda del canal		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Compuerta	Si		
Material	Metálica		
Dimensiones	Alto ~1,50 m	Ancho	~0,80 m
Sistema de Izamiento	Con mecanismo		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		



Figura C.2: Vista desde Bocatoma (izquierda) y vista desde camino E-765 (derecha).

C.3 OA – 03: Muro Lateral

Tabla C-3: Descripción obra OA-03.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,25 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364492 m	Este	358368 m
Norte	6364482 m	Este	358340 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765 y en la ribera izquierda del canal		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	25 m		
Sección	Rectangular		
Alto	1,50 m		
Ancho	12 m		
Material	Mampostería		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

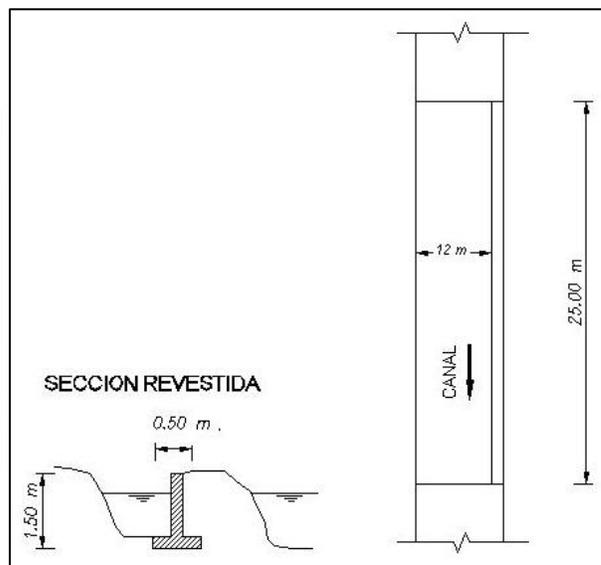


Figura C.3: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-03.

C.4 OA – 04: Compuerta de Regulación

Tabla C-4: Descripción obra OA-04.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,47 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364532 m	Este	358144 m
Descripción Zona de Ocupación	Ubicado al costado de un predio que colinda con el ex basural		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Compuerta	Si		
Material	Metálica		
Dimensiones	Alto 3,30 m	Ancho	3,50 m
Sistema de Izamiento	Con mecanismo		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

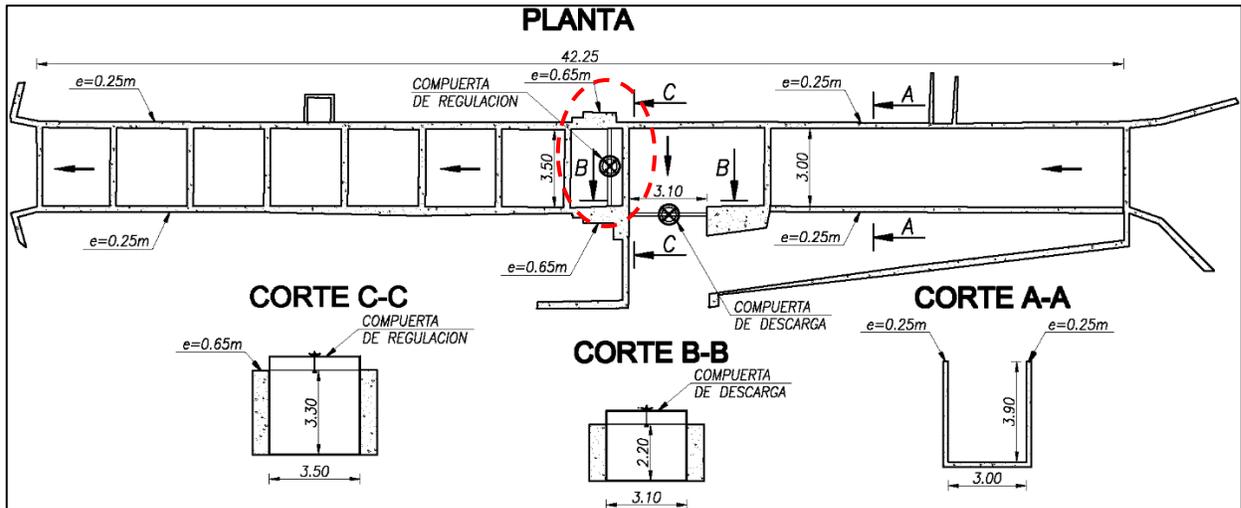


Figura C.4: Vista desde aguas arriba (arriba izquierda), vista desde aguas abajo (arriba derecha) y esquema planta (abajo) obra OA-04.

C.5 OA – 05: Descarga desde Canal

Tabla C-5: Descripción obra OA-05.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,47 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364530 m	Este	358145 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765 y en la ribera izquierda del canal		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	-	m	
Ancho canal	3,0	m	
Ancho descarga	3,10	m	
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

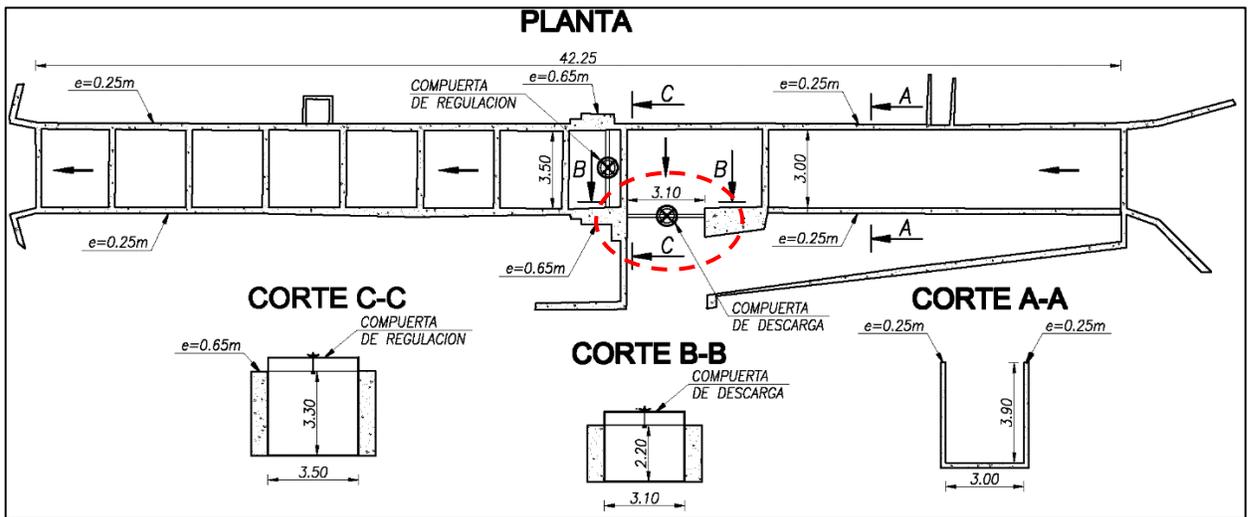


Figura C.5: Imagen (arriba) y esquema planta (abajo) obra OA-05.

C.6 OA – 06: Atravesio

Tabla C-6: Descripción obra OA-06.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	0,78 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364689 m	Este	357876 m
Descripción Zona de Ocupación	A metros del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	15 m		
Alto	1,3 m		
Ancho	1,4 m		
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

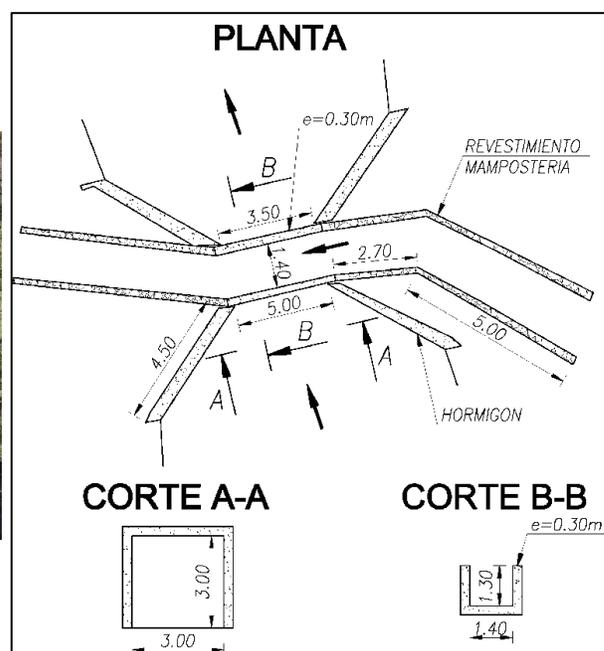


Figura C.6: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-06.

C.7 OA – 07: Canalización

Tabla C-7: Descripción obra OA-07.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,12 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364958 m	Este	357687 m
Descripción Zona de Ocupación	Al costado del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	12 m		
Alto	4,0 m		
Ancho Canal	3,0 m		
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

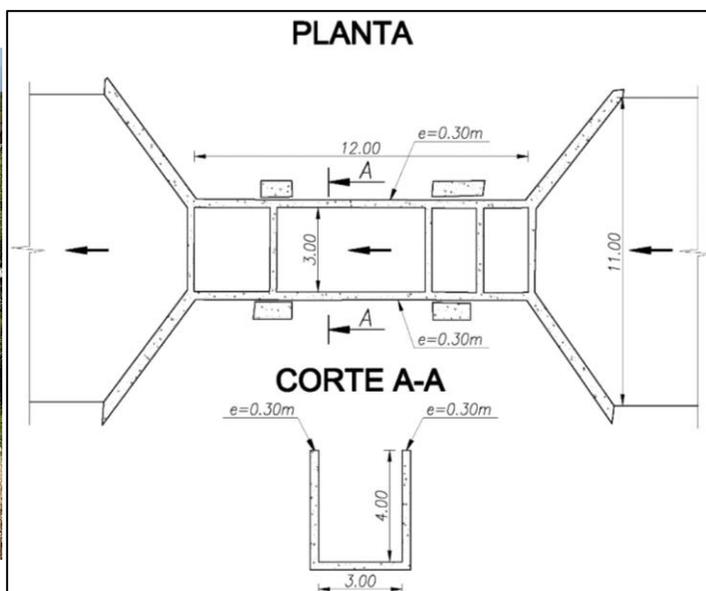


Figura C.7: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-07.

C.8 OA – o8: Atraveso

Tabla C-8: Descripción obra OA-o8.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,46 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365197 m	Este	357441 m
Descripción Zona de Ocupación	A metros del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	14 m		
Alto	1,3 m		
Ancho	2,4 m		
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Atraveso aparentemente sin uso		

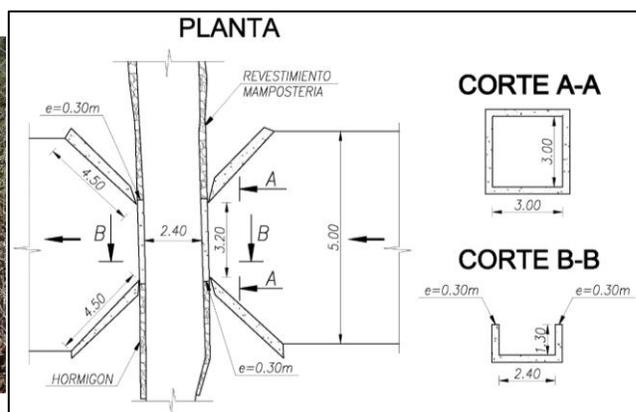


Figura C.8: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-o8.

C.9 OA – 09: Puente

Tabla C-9: Descripción obra OA-09.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,62 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6364689 m	Este	357876 m
Descripción Zona de Ocupación	A metros del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	15 m	Número de Pistas	1
Ángulo Esviaje	0°	Número de Cepas	0
Ancho	3,0 m	Número de Tramos	1
Tipo de Carpeta	Hormigón	Longitud Tramos	18 m
Material	Hormigón		
Altura Escurrimiento	5,5 m	Obra de Protección	No tiene
Ancho Escurrimiento	7 m		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

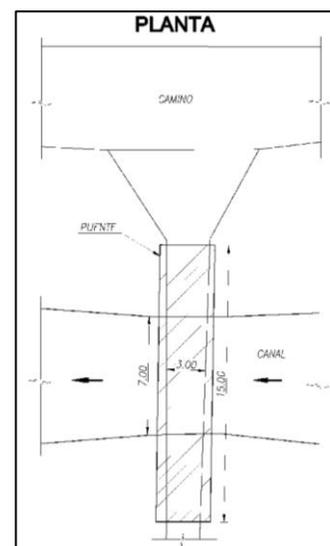


Figura C.9: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-09.

C.10 OA – 10: Puente

Tabla C-10: Descripción obra OA-10.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,76 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365368 m	Este	357197 m
Descripción Zona de Ocupación	A metros del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	3,7 m	Número de Pistas	1
Ángulo Esviaje	0°	Número de Cepas	0
Ancho	3,5 m	Número de Tramos	1
Tipo de Carpeta	Hormigón	Longitud Tramos	3,7 m
Material	Hormigón		
Altura Escorrimento	3 m	Obra de Protección	No tiene
Ancho Escorrimento	3 m		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

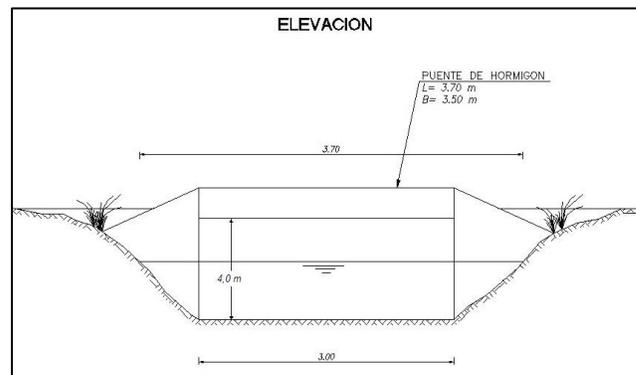


Figura C.10: Imagen (izquierda) y esquema sección transversal (derecha) obra OA-10.

C.11 OA – 11: Descarga desde Canal

Tabla C-11: Descripción obra OA-11.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,78 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365377 m	Este	357179 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	-	m	
Ancho canal	3,0	m	
Ancho descarga	0,55 – 0,30	m	
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Emplazado al costado del camino rural E-765		

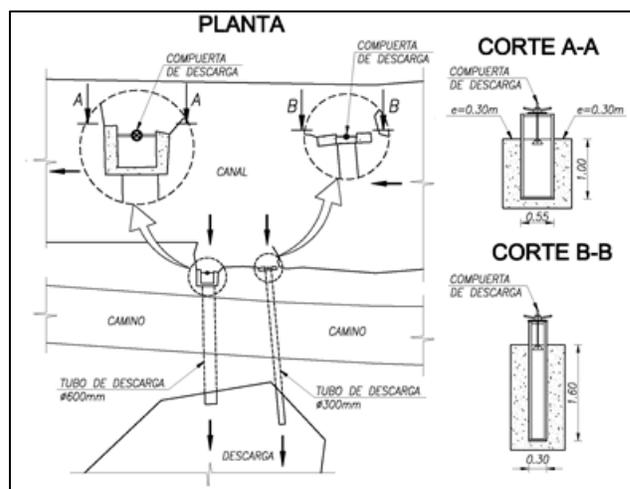


Figura C.11: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-11.

C.12 OA – 12: Descarga desde Canal

Tabla C-12: Descripción obra OA-12.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,87 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365828 m	Este	357309 m
Descripción Zona de Ocupación	A un costado del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	-	m	
Ancho canal	3,5	m	
Ancho descarga	2,0	m	
Material	Hormigón		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Descarga transversal a tranque Vizcachas		

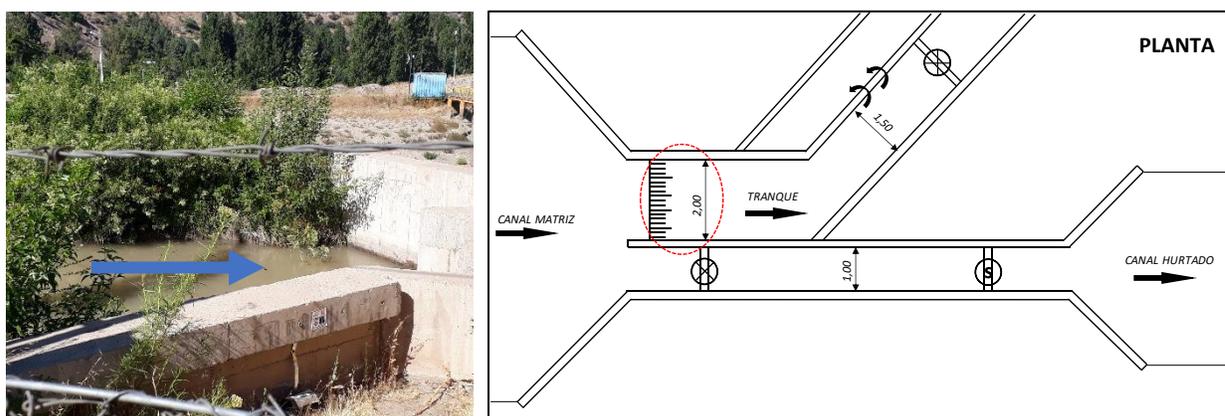


Figura C.12: Imagen (izquierda) y esquema planta (derecha) obra OA-12.

C.13 OA – 13: Compuerta de Regulación

Tabla C-13: Descripción obra OA-13.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Hurtado
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,87 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365830 m	Este	357308 m
Descripción Zona de Ocupación	Ubicado al costado de un predio que colinda con el ex basural		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Compuerta	Si		
Material	Metálica		
Dimensiones	Alto 1,80 m	Ancho 1,00 m	
Sistema de Izamiento	Con mecanismo		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal		

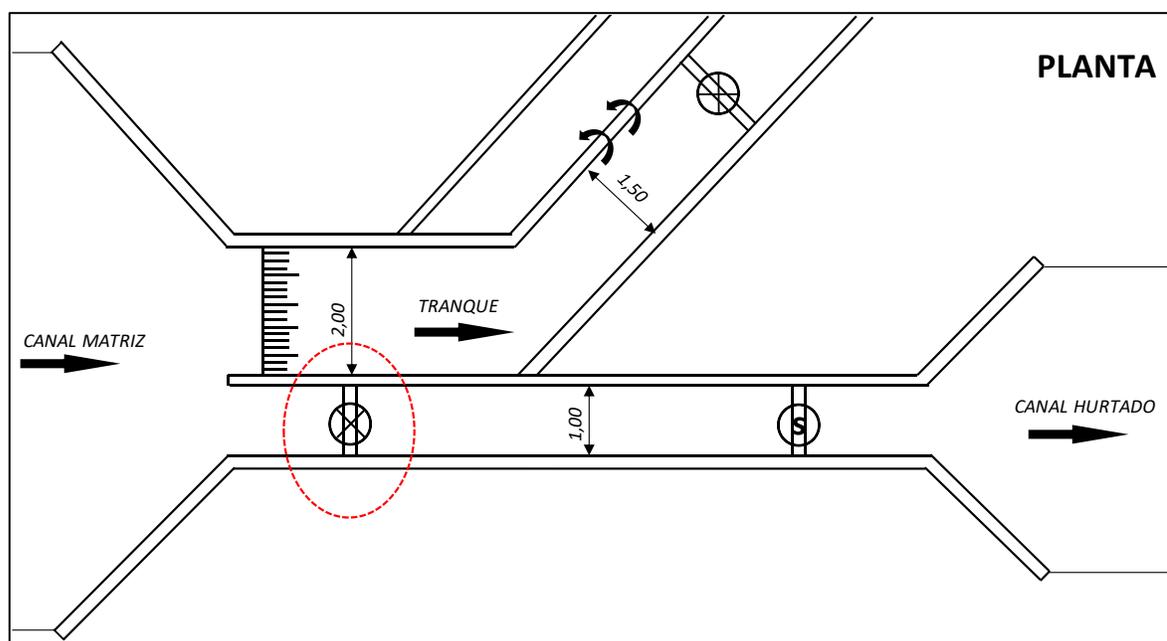


Figura C.13: Esquema planta obra OA-13.



Figura C.14: Vista hacia aguas abajo desde obra OA-13.

C.14 OA – 14: Atraveso

Tabla C-14: Descripción obra OA-14.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	Matriz
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	2,55 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365809 m	Este	356674 m
Descripción Zona de Ocupación	A metros al sur del camino E-765		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Longitud	5,8	m	
Alto	0,9	m	
Ancho	4,0	m	
Material	Hormigón, enrocado		
Estado Conservación	Regular		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Presenta material erosionado		

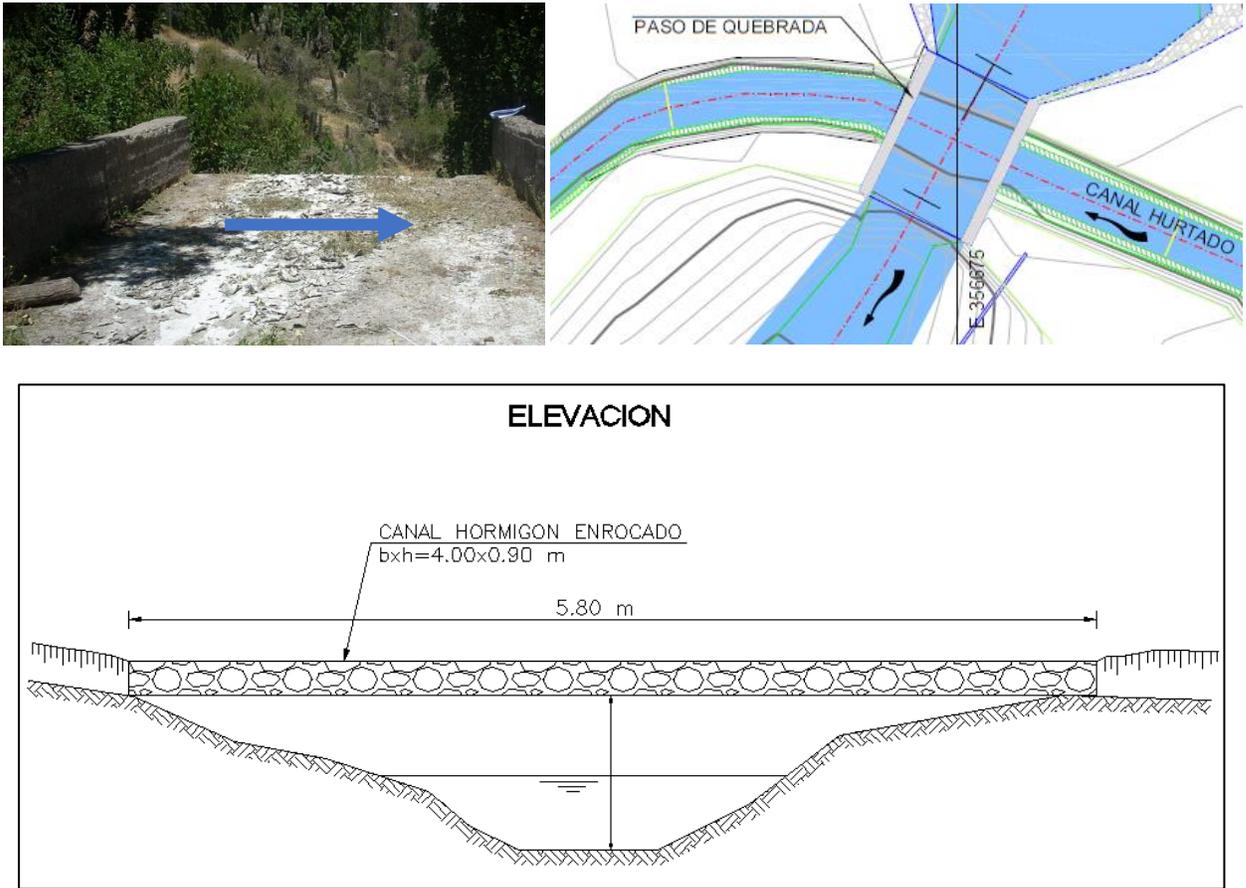


Figura C.15: Imagen (arriba izquierda), esquema planta (arriba derecha) y esquema sección transversal (abajo) obra OA-14.

C.15 OA – 15: Tranque Vizcachas

Tabla C-15: Descripción obra OA-15.

UBICACIÓN			
Región	Valparaíso	Canal	-
Provincia	Los Andes	Ribera	-
Comuna	San Esteban	Kilometraje	1,87 km
Sector	San Miguel		
Coordenadas UTM			
Datum	WGS 1984	Huso	19
Norte	6365828 m	Este	357309 m
Descripción Zona de Ocupación	Entre camino rural E-765 y cauce de río Aconcagua		
ANTECEDENTES TÉCNICOS			
Superficie	~42000	m2	
Capacidad	~180000	m3	
Material	Tierra		
Estado Conservación	Bueno		
OPERACIÓN			
Descripción Operación	Opera en forma normal, principalmente de regulación nocturna		



Figura C.16: Vista aérea obra OA-15.