



**GOBIERNO DE CHILE
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS
DIRECCIÓN REGIONAL L.B. O´HIGGINS**

**DISEÑO Y MEJORAS
ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA
RÍO CACHAPOAL EN PUENTE ARQUEADO**

INFORME FINAL

REALIZADO POR:

CON POTENCIAL CONSULTORES SPA

S.I.T. N° 527

Santiago, Noviembre 2022

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

Ministro de Obras Públicas

Arquitecto Sr. Juan Carlos García

Director General de Aguas

Ingeniero Civil en Industrias Forestales Sr. Rodrigo Sanhueza Bravo

Director Regional L.B. O´ Higgins

Ingeniero Constructor Sr. Sergio Álvarez Sepúlveda

Inspector Fiscal

Ingeniero Ambiental Sr. Juan Jiménez Reyes

CON POTENCIAL CONSULTORES SPA

Jefe de Proyecto

Ingeniero Civil Dr. Felipe Espinoza Contreras

Equipo Profesional

Ingeniero Civil Sr. Alejandro Arenas Herrera

Ingeniero Civil Sra. María Teresa Peralta Pallares

Ingeniero Ejecución Geomensura Sr. Marcos Díaz Núñez

Ingeniero Civil Sr. Rodrigo Zapata Inostroza

Equipo de Apoyo

Ingeniero Civil Océanico Sr. Marco Matamala Castro

Ingeniero Civil Sr. Gustavo Romero Sepúlveda

Ingeniero Civil Sr. Ulises Sepúlveda Jilberto

Geógrafo Sr. Sebastián Bozo Villaroel

Para citar bibliográficamente este estudio, se recomienda la siguiente manera: Dirección General de Aguas (DGA), 2022. Diseño y Mejoras Estación Fluviométrica Río Cachapoal en Puente Arqueado, SIT N° 527, Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, Dirección Regional L.B. O'Higgins, Rancagua, Chile. Realizado por: Con Potencial Consultores SpA.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	PRESENTACIÓN	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	OBJETIVOS	1
1.2.1	<i>Objetivo general</i>	1
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	1
1.3	ZONA DE ESTUDIO	2
2	RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	3
3	DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL	4
3.1	IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE SECCIONES DE INTERÉS	4
3.2	ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO Y DE RELIEVE	4
3.2.1	<i>Clima e hidrografía</i>	5
3.2.2	<i>Unidades Geomorfológicas y geología</i>	5
3.2.3	<i>Geomorfología fluvial</i>	5
3.2.4	<i>Conclusiones análisis geomorfológico</i>	11
3.3	COMPARACIÓN SECCIÓN 1 Y SECCIÓN 4	11
3.4	COMPARACIÓN TOPOGRAFÍA 2007 Y ACTUAL PARA SECCIÓN 1	16
3.5	TIPOS DE SOLUCIÓN POSIBLES DE CONSIDERAR	19
3.6	PROPUESTA DE ESTACIÓN	20
4	TOPOGRAFÍA	21
4.1	TRABAJO DE TERRENO	21
4.2	LEVANTAMIENTO	24
5	MECÁNICA DE SUELOS	25
5.1	TRABAJO DE TERRENO	25
5.2	PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACIÓN	28
5.2.1	<i>Antecedentes geológicos</i>	28
5.2.2	<i>Estratigrafía</i>	28
5.2.3	<i>Densidad In Situ</i>	29
5.2.4	<i>Corte Directo</i>	30
5.2.5	<i>Parámetros adoptados para el suelo</i>	33

5.3	CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES.....	33
5.3.1	<i>Tipo de fundación recomendado</i>	33
5.3.2	<i>Profundidad y ancho mínimo de fundación.....</i>	33
5.3.3	<i>Capacidad de soporte admisible</i>	34
5.4	ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES.....	34
5.4.1	<i>Asentamiento total admisible</i>	36
5.4.2	<i>Constantes de balasto de fundaciones.....</i>	36
5.4.3	<i>Recomendaciones para taludes</i>	36
5.4.4	<i>Empuje sobre muros de contención</i>	37
5.4.5	<i>Factores de seguridad de muros de contención</i>	38
5.4.6	<i>Condiciones de drenaje del muro de contención</i>	39
5.5	CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN NORMA SÍSMICA NCH 433	39
5.6	RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN.....	39
6	CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA DE CRECIDAS	41
6.1	ASPECTOS GENERALES.....	41
6.2	CUENCA APORTANTE	41
6.3	ESTACIONES DE MEDICIÓN	41
6.4	PRECIPITACIONES.....	42
6.4.1	<i>Precipitaciones medias mensuales</i>	42
6.4.2	<i>Precipitaciones medias máximas</i>	43
6.4.3	<i>Mapa de isoyetas para $P_{24hT} = 10$.....</i>	46
6.5	ESTIMACIÓN DE LA LÍNEA DE NIEVES	47
6.6	ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE CRECIDA CON INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA.....	51
6.7	ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE CRECIDA EN FORMA INDIRECTA	53
6.7.1	<i>Cuencas pluviales de áreas menores o iguales a 25 km²</i>	55
6.7.2	<i>Cuencas pluviales de áreas mayores a 25 km².....</i>	57
6.7.3	<i>Resultados</i>	59
6.8	CAUDALES LÍQUIDOS ADOPTADOS	59
6.9	CAUDALES SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	60
6.10	CAUDALES DE DISEÑO ADOPTADOS.....	61

6.11 CAUDALES MEDIOS MENSUALES	61
7 DISEÑO ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA.....	64
7.1 METODOLOGÍA	64
7.1.1 Modelación Hidráulica	64
7.1.2 Cálculo de Enrocados.....	65
7.1.3 Socavación	66
7.1.4 Transporte de Sedimentos.....	72
7.2 ESTUDIO HIDRÁULICO	73
7.2.1 Descripción Situación Actual y Obras Proyectadas	73
7.2.2 Modelación Hidráulica 2D	76
7.2.3 Curva de Descarga	98
7.2.4 Cálculo de Enrocados.....	100
7.2.5 Transporte de Sedimentos.....	100
7.2.6 Socavaciones.....	102
7.2.7 Resultados	104
7.3 DISEÑO ESTACIÓN.....	104
8 REFERENCIAS	105

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5-1: Modelación estratigráfica general	29
Tabla 5-2: Densidades por sitio	29
Tabla 5-3: Resumen Resultados Ensayos de Granulometría y Clasificación.....	31
Tabla 5-4: Factores de forma a usar en expresiones de asentamientos.....	35
Tabla 5-5: Factores de enterramiento a usar en expresiones de asentamientos	35
Tabla 5-6: Pendiente de taludes en corte en farellón.....	36
Tabla 6-1: Estaciones Meteorológicas en la zona de estudio	42
Tabla 6-2: Coeficientes de Thiessen	44
Tabla 6-3: Área pluvial y nival adoptada zona de estudio.....	51
Tabla 6-4: Resultados Análisis de Frecuencia Estación Río Cachapoal en Puente Arqueado	52

Tabla 6-5: Caudales obtenidos con métodos indirectos	59
Tabla 6-6: Caudales instantáneos determinados	60
Tabla 6-7: Caudales adoptados	60
Tabla 6-8: Caudales sólidos en suspensión	61
Tabla 6-9: Caudales adoptados	61
Tabla 6-10: Caudales medios mensuales	62
Tabla 7-1: Valores de β según Tr.....	69
Tabla 7-2: Valores de X según d_m	69
Tabla 7-3: Diámetros característicos de las curvas granulométricas	77
Tabla 7-4: Coeficientes de Rugosidad asignados por zona.....	79
Tabla 7-5: Curva de Descarga Estación Fluviométrica proyectada	98
Tabla 7-6: Curva de Descarga Estación Fluviométrica proyectada. Caudales Bajos	99
Tabla 7-7: Resultados transporte de fondo aguas arriba de estación usando el método de Meyer-Peter	101
Tabla 7-8: Resultados transporte de fondo aguas debajo de estación usando el método de Meyer-Peter	101
Tabla 7-9: Resultados socavación del método de Lischtvan-Lebediev	103
Tabla 7-10: Resultados socavación del método de C.R. Neill	103
Tabla 7-11: Presupuesto estación	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Ubicación Geográfica de la estación existente	2
Figura 3-1: Secciones posibles para la sección de aforo	4
Figura 3-2: Pendiente en área de estudio	7
Figura 3-3: Sombreado en el área de estudio	8
Figura 3-4: Altitud en el área de estudio.....	9
Figura 3-5: Perfil propuesto	10
Figura 3-6: Perfil corregido	10
Figura 3-7: Perfil sección oriente	11
Figura 3-8: Ubicación Actual Estación Fluviométrica	12
Figura 3-9: Limnógrafo Estación Fluviométrica (2 m)	12

Figura 3-10: Material estructural dañado. Estación Fluviométrica	13
Figura 3-11: Perfil topobatimétrico Sección 1	13
Figura 3-12: Perfil topobatimétrico Sección 1 (primeros 130 m)	14
Figura 3-13: Sección 4-Vista desde Ribera Norte hacia aguas arriba	15
Figura 3-14: Perfil topobatimétrico Sección 4	15
Figura 3-15: Perfil topobatimétrico Sección 4 (primeros 120 m)	16
Figura 3-16: Comparación MDT 2022 (izquierda) y 2007 (derecha)	17
Figura 3-17: Nube de puntos topografía 2022 (izquierda) y 2007 (derecha).....	17
Figura 3-18: Diferencia entre MDT 2007 y MDT 2022	18
Figura 3-19: Superficie de inundación estimada para $T_r=50$ años. (Izquierda superficie de inundación en rojizo, derecha MDT Sección 1)	18
Figura 3-20: Caracterización hidráulica río Cachapoal en Puente Arqueado	19
Figura 4-1: Sectores levantamiento topográfico. En rojo recorrido realizado	21
Figura 4-2: Monumentación PR1-RC.....	22
Figura 4-3: Levantamiento batimétrico GPS-RTK en kayak.....	23
Figura 4-4: Nube de puntos Final Sección 4	24
Figura 5-1: Ubicación Calicatas	25
Figura 5-2: Material obtenido de Calicata C02	26
Figura 5-3: Presencia de agua en calicata C04	27
Figura 5-4: Análisis Granulométrico	30
Figura 5-5: Esquema para evaluación empujes sobre muros de contención	38
Figura 6-1: Polígonos de Thiessen y estaciones Pluviométricas	45
Figura 6-2: Mapa de Isoyetas Adoptado	46
Figura 6-3: Elevación media de la línea de nieves	47
Figura 6-4: Comparación de línea de nieves estimada según criterio propuesto para distintas épocas del año y estimaciones de Covián y Stowhas (2015) y Peña y Vidal (1993) para la cuenca del río Cachapoal	48
Figura 6-5: Temperatura crítica de separación de eventos de lluvia/nieve bajo condiciones de humedad relativa determinadas en base a la ecuación psicométrica	49
Figura 6-6: Distribución Gumbel adoptada	53
Figura 6-7: Metodología de análisis hidrológico y cálculo caudales de crecidas.....	54

Figura 6-8: Curva de variación estacional	63
Figura 6-9: Curva de variación estacional histórica	63
Figura 7-1: Metodología HEC-RAS 2D.....	65
Figura 7-2: Planteamiento método Lischtvan-Lebediev para perfil i-ésimo.	68
Figura 7-3: Efecto de socavación al pie de la obra	71
Figura 7-4: Ubicación Actual Estación Fluviométrica	74
Figura 7-5: Zona Propuesta para Nueva Estación Fluviométrica	75
Figura 7-6: Esquema tridimensional estación propuesta	76
Figura 7-7: Coeficiente de Rugosidad. Ubicación propuesta	80
Figura 7-8: Coeficiente de Rugosidad. Ubicación actual	80
Figura 7-9: Modelo Digital de Terreno. Ubicación propuesta	81
Figura 7-10: Modelo Digital de Terreno. Ubicación actual	81
Figura 7-11: Hidrograma construido	83
Figura 7-12: Resultado calado, crecida de 70 m ³ /s. Zona actual	85
Figura 7-13: Resultado velocidad, crecida de 70 m ³ /s. Zona actual	85
Figura 7-14: Resultado Froude, crecida de 70 m ³ /s. Zona actual	86
Figura 7-15: Resultado calado, crecida de 70 m ³ /s. Zona propuesta	86
Figura 7-16: Resultado velocidad, crecida de 70 m ³ /s. Zona propuesta	87
Figura 7-17: Resultado Froude, crecida de 70 m ³ /s. Zona propuesta	87
Figura 7-18: Aspectos variables para la configuración de la estación fluviométrica	88
Figura 7-19: Modelo Digital de Terreno. Ubicación propuesta Con Proyecto	89
Figura 7-20: Hidrograma construido. Situación Con Proyecto	90
Figura 7-21: Coeficiente de Rugosidad. Zona propuesta Con Proyecto	91
Figura 7-22: Resultado calado, crecida de 80 m ³ /s. Zona propuesta Con Proyecto	91
Figura 7-23: Resultado velocidad, crecida de 80 m ³ /s. Zona propuesta Con Proyecto	92
Figura 7-24: Perfil Transversal Estación Fluviométrica	93
Figura 7-25: Hidrograma Estación Fluviométrica	93
Figura 7-26: Resultado Froude, crecida de 120 m ³ /s. Zona propuesta Con Proyecto.....	94
Figura 7-27: Resultado calado, crecida de 100 m ³ /s. Zona propuesta Con Proyecto	95
Figura 7-28: Resultado velocidad, crecida de 100 m ³ /s. Zona propuesta Con Proyecto ..	96

Figura 7-29: Hidrograma Caudales Bajos.....	96
Figura 7-30: Resultado calado, crecida de 12 m ³ /s. Zona propuesta Situación Con Proyecto	97
Figura 7-31: Resultado velocidad, crecida de 12 m ³ /s. Zona propuesta Situación Con Proyecto.....	97
Figura 7-32: Curva de Descarga Estación Fluviométrica.....	98
Figura 7-33: Curva de Descarga Estación Fluviométrica. Caudales Bajos	99
Figura 7-34: Resultados Socavación.....	104

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A	Fichas Bibliográficas
Anexo B	Caracterización Zona de Estudio
Anexo C	Topografía
Anexo D	Mecánica de Suelos
Anexo E	Hidrología
Anexo F	Mecánica Fluvial
Anexo G	Estación propuesta

1 PRESENTACIÓN

1.1 Introducción

La Dirección General de Aguas (DGA) requiere una asesoría para el mejoramiento de la estación denominada Río Cachapoal en Puente Arqueado, la que permite el control fluviométrico directo sobre el caudal del Río Cachapoal. La estación presenta una serie de inconvenientes hidrométricos que deben ser subsanados, por tal razón se hace imprescindible llevar a cabo el estudio para realizar las mejoras necesarias, y para ello, previa a la ejecución de las obras, es necesario contar con los diseños de ingeniería de detalles de las obras a ejecutar, bajo estándares técnicos actualizados y que contribuyan a una operación adecuada de estas estaciones y que permitan llevar a cabo una gestión temprana del riesgo climático y a la gestión integrada de recursos hídricos en esta cuenca, desde una perspectiva de protección civil, interés público y de adaptación al cambio.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general del Estudio es contar con la ingeniería de detalles para posterior construcción las mejoras necesarias de la Estación Fluviométrica en el Río Cachapoal, con el fin de contribuir significativamente al desarrollo y consolidación de la gestión integrada de recursos hídricos en esta cuenca, asegurando al mismo tiempo abordar con efectividad y eficiencia la robustez de la Red Hidrométrica de la Región de O'Higgins.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general antes indicado, se identifican los siguientes objetivos específicos:

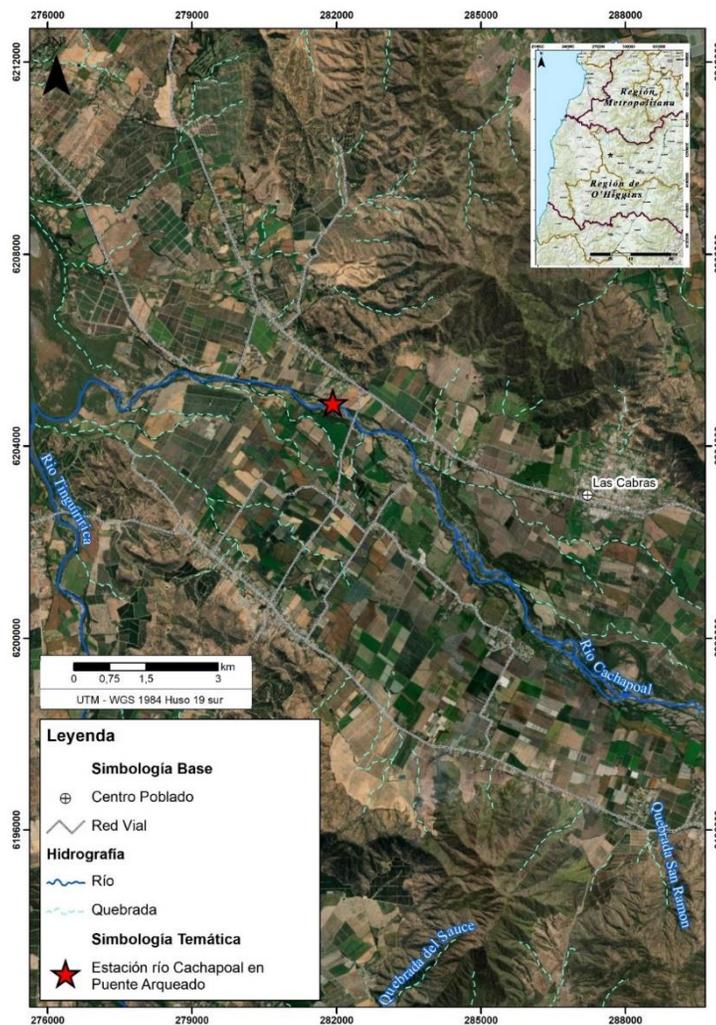
- 1.- Revisión de estudios e información básica, y análisis de antecedentes
- 2.- Caracterización hidrológica de las cuencas aportantes
- 3.- Definición de posibles soluciones a estación fluviométrica.
- 4.- Levantamiento Topográfico del área de influencia de las estaciones
- 5.- Estudio Hidráulico Con y Sin proyecto
- 6.- Estudio Mecánica de Suelos
- 7.- Estudio de socavamiento

8.- Diseño Hidráulico y Estructural de la estación

9.- Elaboración de productos anexos para posterior licitación de construcción, tales como planos generales y de detalles, especificaciones técnicas generales y especiales, cubicaciones y presupuesto detallado, etc.

1.3 Zona de Estudio

El área del estudio donde se emplaza la sección de aforo en uso en la actualidad se muestra en la Figura 1-1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 1-1: Ubicación Geográfica de la estación existente

2 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

Para el desarrollo del estudio se efectuó una completa recopilación y análisis de los antecedentes, especialmente los necesarios para el desarrollo del presente trabajo: informes, estudios, tesis, expedientes, estadísticas, datos puntuales, etc., que estén disponibles en instituciones: De toda la información analizada se identificaron 3 documentos como los primarios para el desarrollo de este estudio:

1. Verificación de la Extrapolación de Curvas de Descargas de Estaciones Fluviométricas. Instituto Nacional de Hidráulica, 2007.
2. Elaboración del manual de planos tipo para la red hidrométrica nacional / Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas. Departamento de Hidrología, DGA, 1992.
3. Guías metodológicas para presentación y revisión técnica de proyectos de modificación de cauces naturales y artificiales. DGA, 2016.

En el primer documento se presenta un análisis de la situación existente en la estación Río Cachapoal en Puente Arqueado, entre otras, incluyendo topografía y mecánica de suelos. Entrega información relevante para el estudio.

Por otra parte, los documentos adicionales entregan los lineamientos necesarios para el desarrollo de este tipo de proyectos.

En el **Anexo A** se presentan fichas bibliográficas desarrolladas para los 3 documentos.

Complementariamente, se utilizaron como referencias metodológicas los siguientes estándares MOP:

- ♦ Especificaciones Técnicas Topográficas de la DOH (ETT-DOH, 2011)
- ♦ Normas Generales para el Dibujo y Presentación de Planos de Obras Hidráulicas (2011)
- ♦ Manual de Carreteras, Volumen N° 3

Por último, la información se complementa con registros pluviométricos y fluviométricos obtenidos desde el BNA de la DGA.

3 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Con la información preliminar base recopilada y desarrollada en el transcurso del estudio, tal como: geomorfología, topografía, mecánica de suelos, y antecedentes hidráulicos, se preparó el diagnóstico de la situación actual que se presenta en lo que sigue.

3.1 Identificación preliminar de secciones de interés

En primer lugar, en base a fotos satelitales y un análisis geomorfológico preliminar, se identificaron 3 secciones adicionales de interés, además de la sección actual de aforo, las que se muestran en la Figura 3-1. En la Figura 3-1 la Sección 1 corresponde a la sección de aforo actual, la Sección 2 corresponde a una ubicación propuesta por INH (2007), la Sección 3, aguas abajo del Puente Las Cabras, se identificó con un análisis geomorfológico preliminar, al igual que la Sección 4, la que se ubica 2 km aguas debajo de la sección actual. En reunión de trabajo con la IF, el día 27/09/2022, se determinó no considerar las secciones 2 y 3, la primera, por problemas de acceso con el propietario del sector aledaño, y la 3 por estar inmediatamente aguas abajo del puente, lo que implicaría que la posible estructura de la estación podría generar problemas para el puente. Por lo anterior, el trabajo topográfico y de mecánica de suelos, presentado posteriormente en los capítulos 4 y 5, respectivamente, se desarrolló en los sectores del río asociados a la Sección 1 y Sección 4.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-1: Secciones posibles para la sección de aforo

3.2 Análisis geomorfológico y de relieve

El estudio geomorfológico que se presenta tiene por objetivo detectar las formas y procesos que caracterizan la dinámica de los cauces y su efecto en el área de estudio.

3.2.1 Clima e hidrografía

El área de estudio se ubica en el límite entre las comunas de Pichidegua y Las Cabras, pertenecientes a la provincia de Cachapoal, región de O'Higgins.

Según la clasificación de Koppen (Sarricolea, 2017) el clima en esta zona corresponde al tipo mediterráneo de lluvia invernal. Las cuatro estaciones están bien definidas y dada su distancia de la costa (58 km aproximadamente) no existe influencia de esta.

La hidrografía mientras tanto guarda relación con las características del río Cachapoal. La cuenca hidrográfica a la que pertenece este río es la mayor envergadura de la región de O'Higgins. Su curso principal, el río Cachapoal, es el producto de la confluencia de diferentes cursos de aguas Cordilleranos, destacándose los ríos Pangal y Coya. En el ambiente de valle, destaca el aporte del Estero Zamorano y el río Claro (Cauquenes). Finalmente, el río Cachapoal ve retenida sus aguas, formando el Embalse Rapel, donde también confluye el río Tinguiririca, el otro curso de agua de importancia, que reúne los cauces del sur de la cuenca. Luego del Embalse Rapel, nace el río Rapel, el cual da nombre a esta cuenca.

El área de estudio esta se ubica aguas abajo de la confluencia del río Claro y el Estero Zamorano con el río Cachapoal, a 10 km aproximadamente del Embalse Rapel.

3.2.2 Unidades Geomorfológicas y geología

El área de estudio se ubica en la Unidad Geomorfológica Homogénea definida como Llanos de sedimentación fluvial o aluvional, por lo que se entiende que la formación de este valle se debe principalmente a la acción del río, que junto a la acción tectónica fue desarrollando terrazas fluviales. Sin embargo, la carta geológica (SERNAGEOMIN, 2003) revela que el área de estudio está compuesta por material Pleistocénico, correspondiente a depósitos piroclásticos. Si bien sigue siendo material perteneciente al Cuaternario, resulta más antiguo que el común de los materiales de los valles centrales, siendo estos Holocénicos. Cabe señalar que dicho material guarda relación con la Cordillera de los Andes, siendo por lo tanto el principal sector de donde provienen los materiales.

3.2.3 Geomorfología fluvial

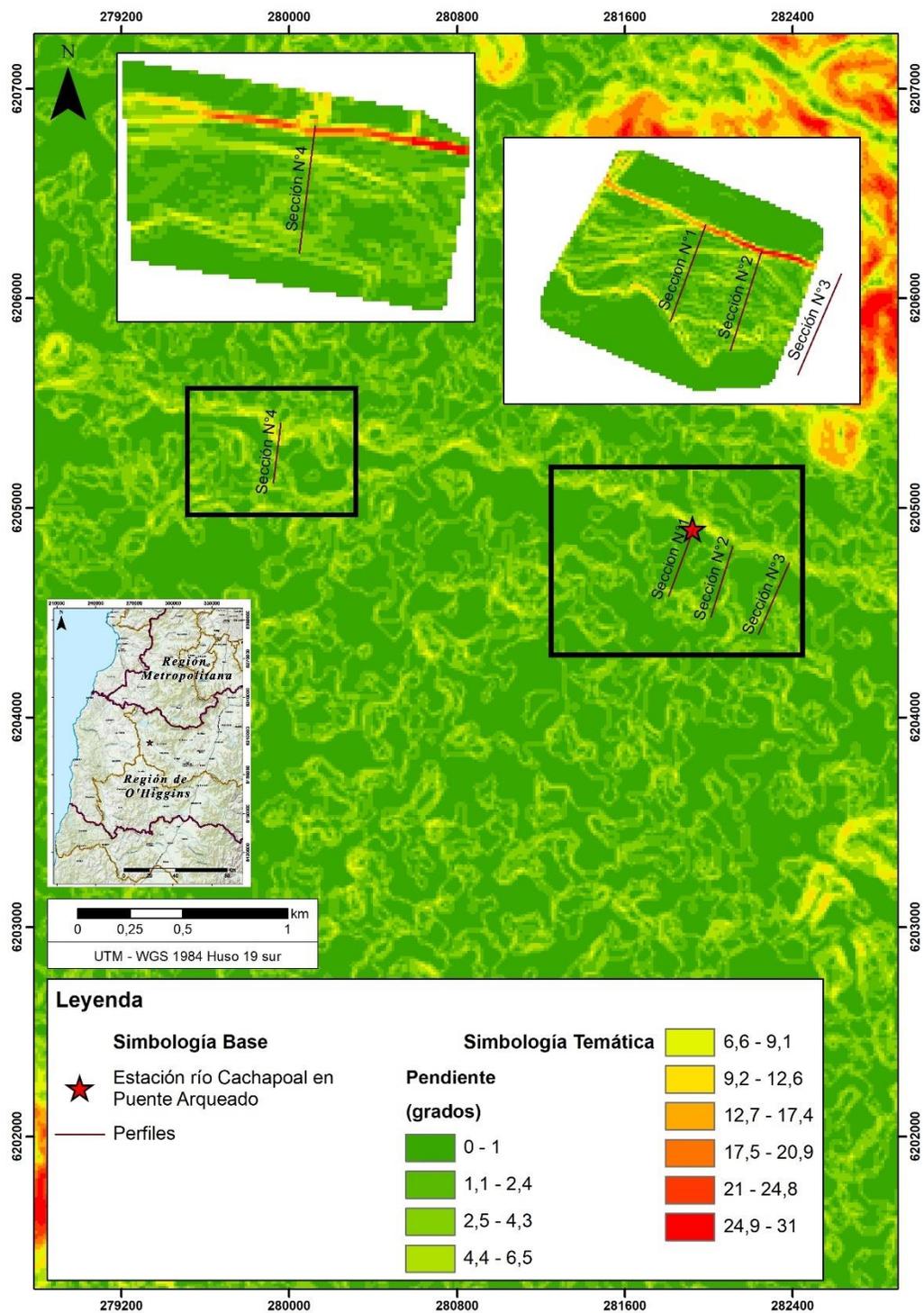
Los parámetros que ayudan a analizar el área de estudio cuentan con una mejora de escala gracias al trabajo en terreno realizado. Si bien se utiliza un Modelo de Elevación Digital (DEM, por sus siglas en inglés) de buena resolución como es el Alos Palsar (12,5 m), no

lograba verse con claridad los elementos del río, como su cajón principal o desniveles que marcan la diferencia con la primera terraza.

De esta manera, en la Figura 3-2 se utiliza en la imagen general los datos de Alos Palsar y en los recuadros de zoom la información batimétrica obtenida en terreno. De esta manera y observando también la Figura 3-3 se logra diferenciar el cajón de río, como también en su orilla norte, un marcado escarpe que diferencia el cajón del curso de agua con la primera terraza fluvial. Si bien en la orilla sur no es tan marcada la diferencia de escarpe, se logra notar en ambas figuras el ancho del cajón de río.

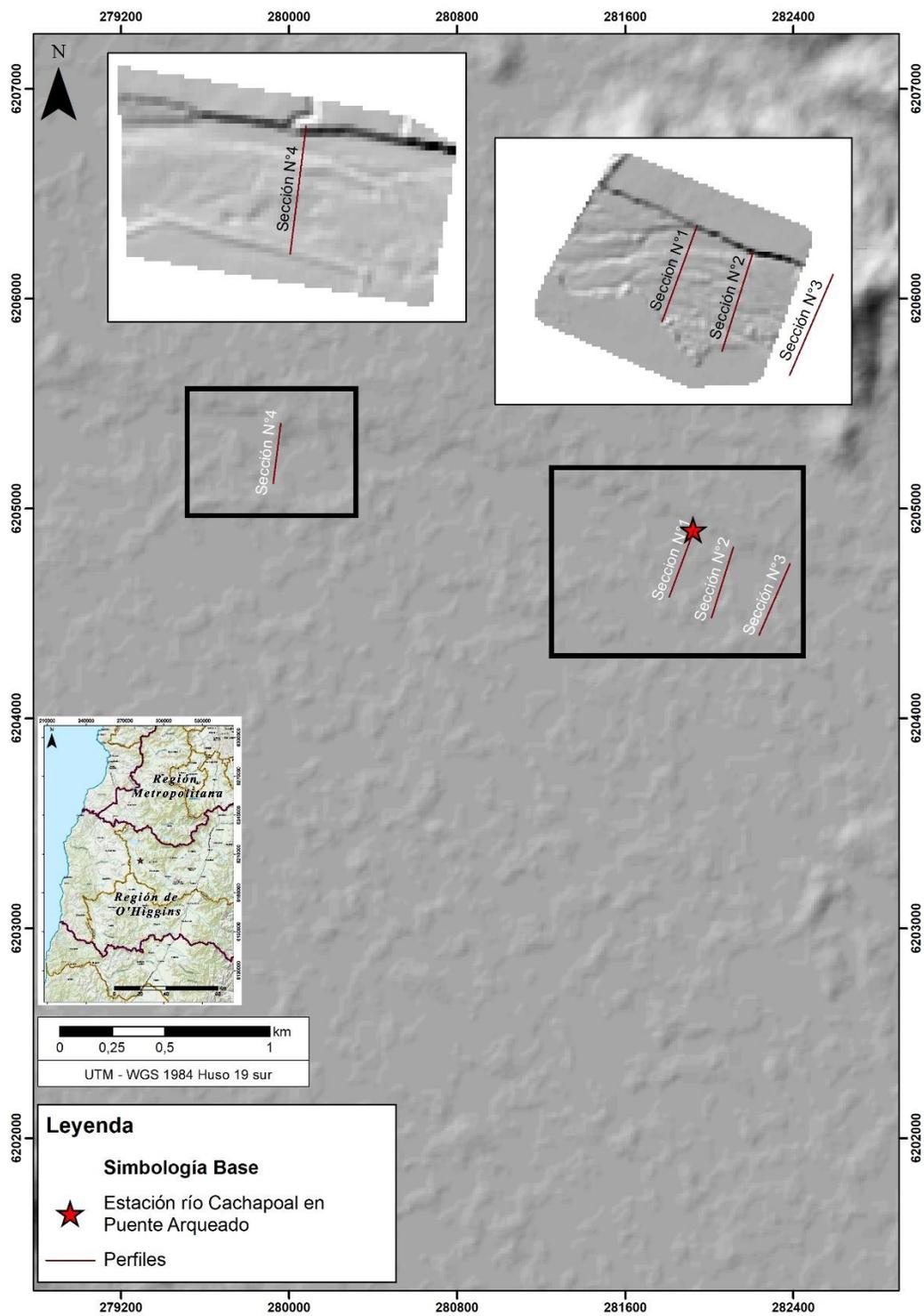
Para tener un mejor detalle de la sección del cajón, en la Figura 3-4 se suma otra variable como es la altitud, que al igual que las figuras anteriormente señaladas enmarcan el cajón de río. Sin embargo, la información aquí presentada sirve para contextualizar los perfiles de elevación realizados.

El sector más occidental se ve representado con perfiles de elevación en la Figura 3-5 y Figura 3-6. Hay que destacar que la ubicación del área de estudio en relación con el desarrollo del río es la zona de transporte, caracterizada por ser de baja pendiente, generando anastomosamiento en el río. Esto quiere decir que el río es trezado provocando bancos de arena que evidencian zonas no aptas para el objetivo del estudio. De esta manera y con el detalle de la información en terreno, se observa que el perfil de la Figura 3-6 no evidencia los bancos producidos por la característica anastomosada del río (ausencia de la T').



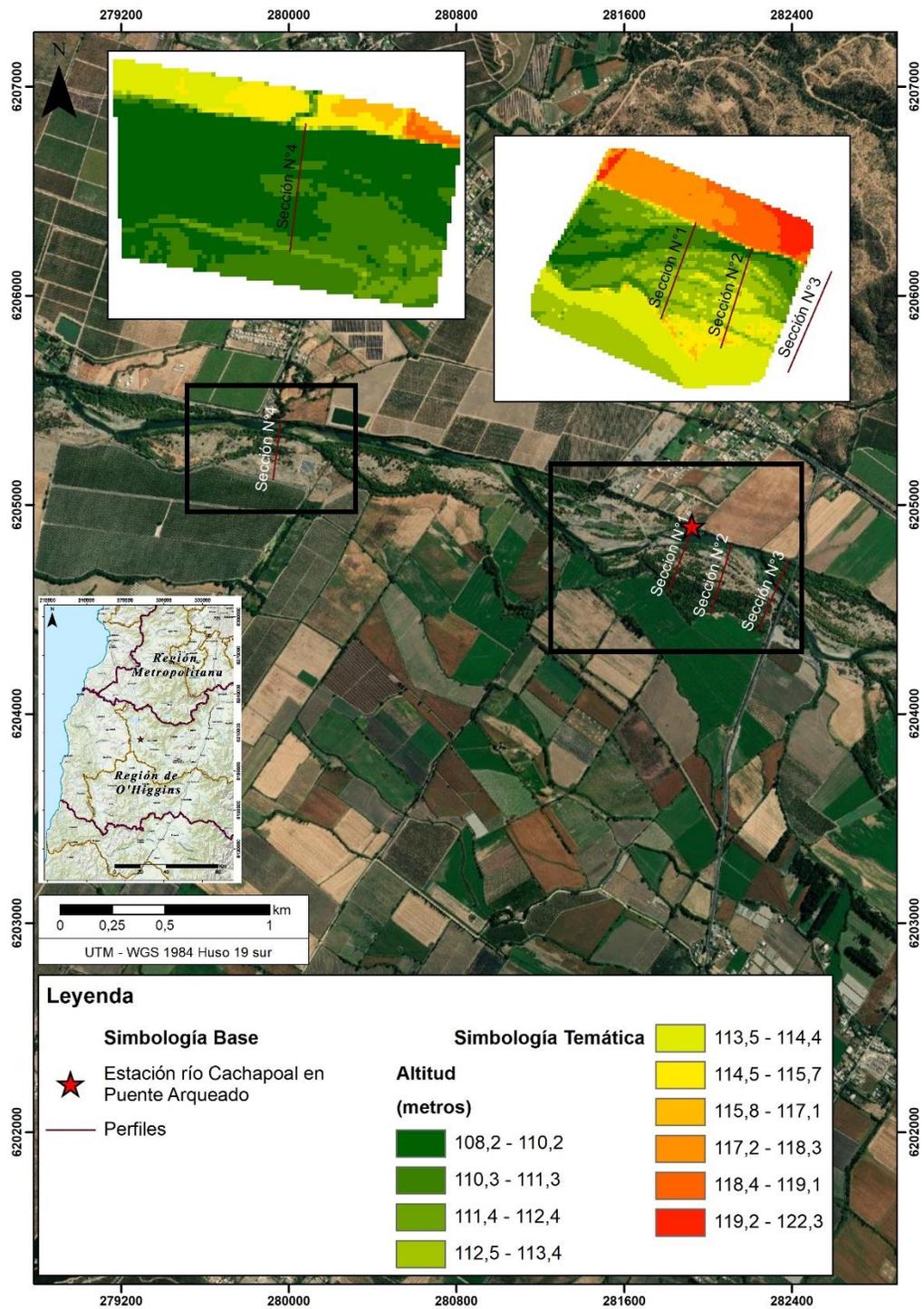
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-2: Pendiente en área de estudio



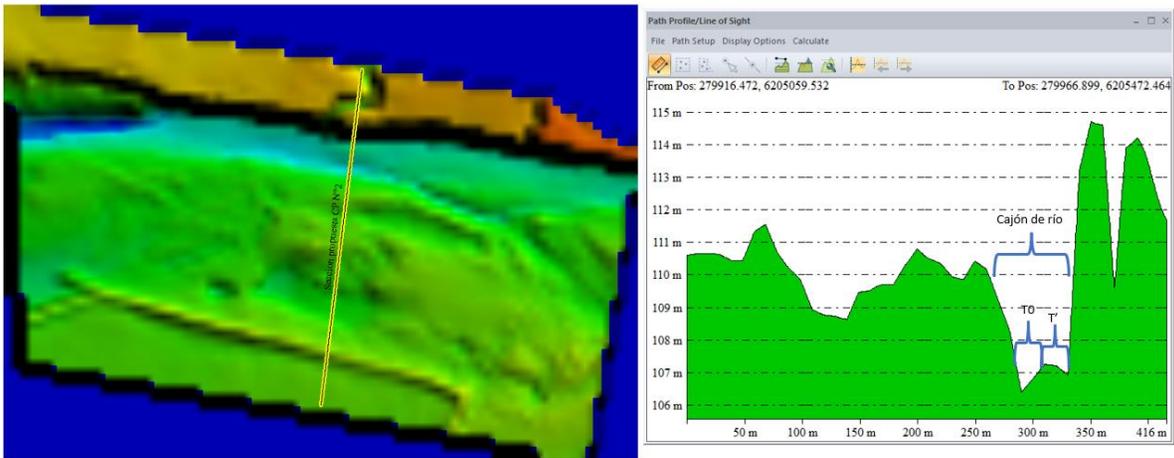
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-3: Sombreado en el área de estudio



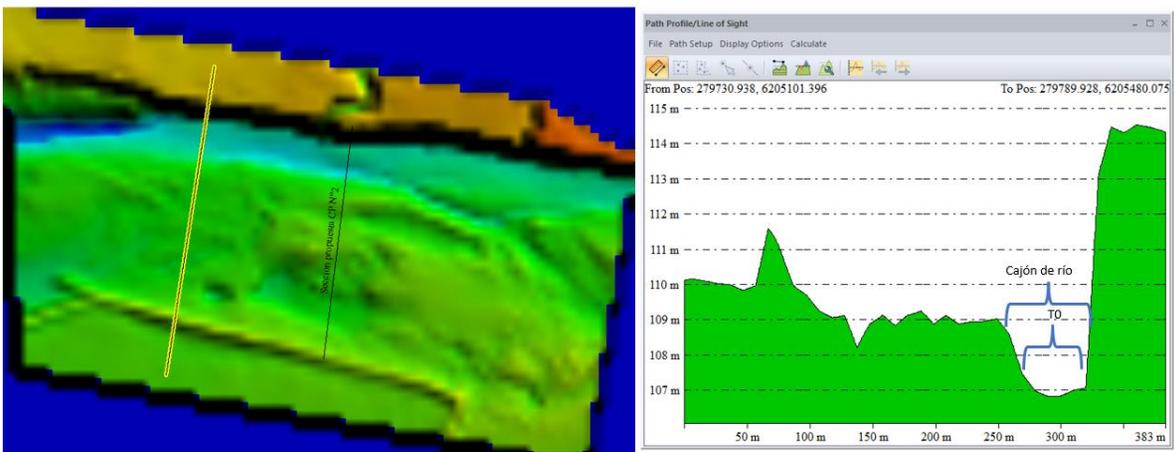
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-4: Altitud en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

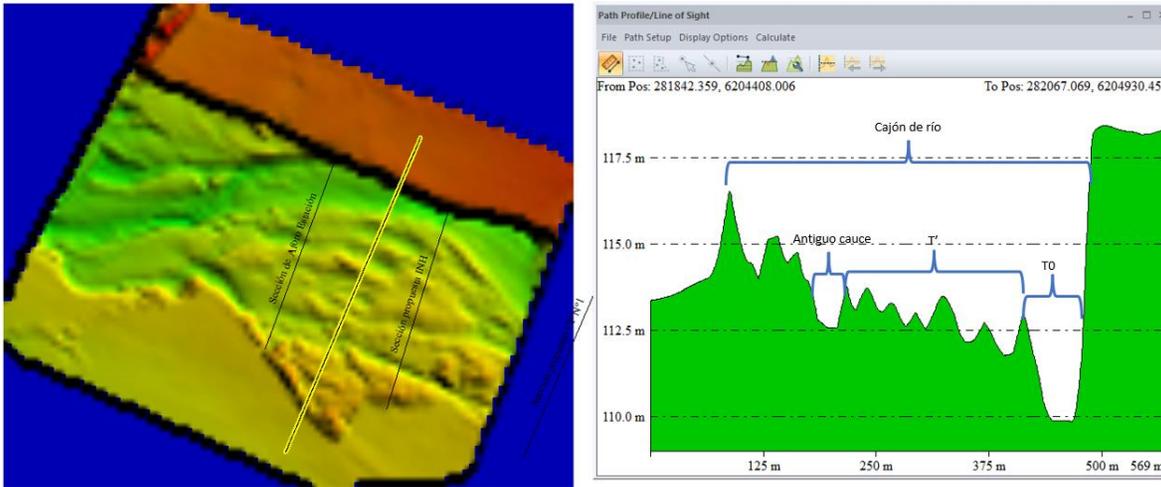
Figura 3-5: Perfil propuesto



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-6: Perfil corregido

De la misma forma, el sector oriental estudiado, evidencia el anastomosamiento del río (bancos de arena) (Figura 3-7), observando lo dinámica que es esta zona del río, ya que los tonos más amarillos de la imagen representan los bancos de arena y las zonas verdes las T0 por donde corre o puede correr principalmente el río. Dado que la zona es bastante dinámica, el recorrido del agua puede seguir tanto la orilla norte como la sur o ambas.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-7: Perfil sección oriente

3.2.4 Conclusiones análisis geomorfológico

El análisis geomorfológico presentado, muestra que en los sectores en análisis no existen diferencias notorias que justifiquen seleccionar un sitio sobre el otro.

3.3 Comparación Sección 1 y Sección 4

Los trabajos de terreno realizados en el río Cachapoal incluyeron un análisis del sitio actual de ubicación de la estación o Sección 1 y el sitio propuesto o Sección 4, con el objetivo de poder proponer la mejor solución y la mejor ubicación de la estación fluviométrica. Respecto al sector donde actualmente se ubica la estación (ver Figura 3-8), es posible mencionar que se corroboró que, para caudales bajos, la estación no posee mediciones a partir del limnógrafo, dado que en la época visitada el nivel era inferior a 1 m según la regleta (ver Figura 3-9) e in situ se pudo comprobar que la profundidad del río era mayor a 1 m. Además, se encontró la presencia de estructura dañada producto de crecidas ocurridas (ver Figura 3-10).

Se concluye de este diagnóstico que la estación fluviométrica, de ubicarse en el mismo sitio, necesita un rediseño de su estructura, considerando obras de protección que aseguren la estabilidad de la estación. Adicionalmente, debe desarrollarse un método que permita medir los caudales bajos que circulan por el río. Se destaca, tal como se evidencia en la Figura 3-9, que justo donde se ubica la estación, se produce un banco de material que trenza el río (ver perfil topobatimétrico en Figura 3-11 y su detalle en la Figura 3-12). Este

aspecto es de suma importancia, puesto que, para caudales bajos, mientras una sección posee flujo, la otra puede estar seca, esto quiere decir, que determinar la posición desde donde se medirán los caudales es esencial.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 3-8: Ubicación Actual Estación Fluviométrica



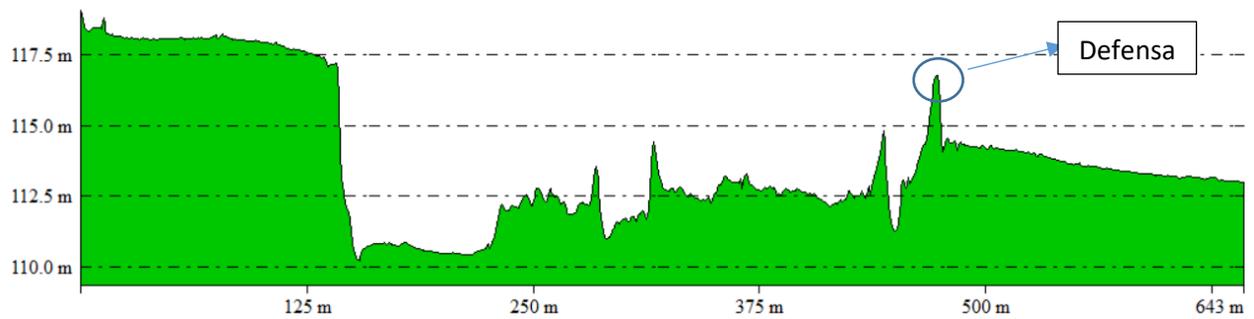
Fuente: Equipo Consultor.

Figura 3-9: Limnógrafo Estación Fluviométrica (2 m)



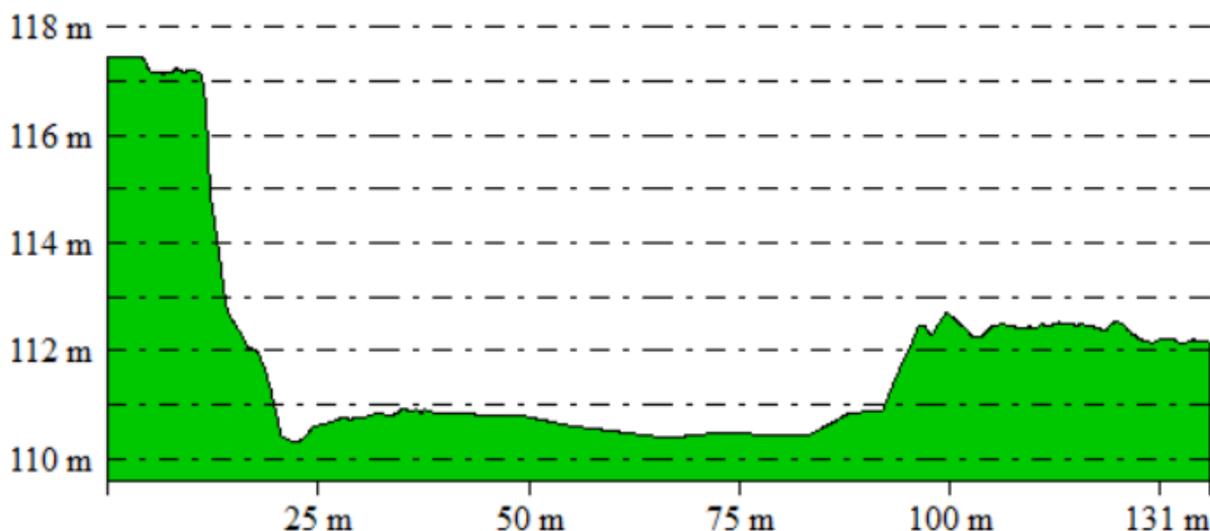
Fuente: Equipo Consultor.

Figura 3-10: Material estructural dañado. Estación Fluviométrica



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-11: Perfil topobatimétrico Sección 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-12: Perfil topobatómico Sección 1 (primeros 130 m)

En la Figura 3-11 y Figura 3-12 se observa la presencia de una defensa de material natural ubicada en el límite del predio de la ribera sur, con el objetivo de proteger este predio ante posibles inundaciones.

Respecto a la Sección 4, se destaca que posee un farellón en la ribera norte mucho más pronunciado que en el sitio donde actualmente se encuentra la estación. Además, no posee bancos importantes de material que dividan el cauce principal, por lo que la medición de caudales podría ser más eficiente, así lo demuestra la Figura 3-13 y el perfil topobatómico mostrado en la Figura 3-14 y su detalle en la Figura 3-15.

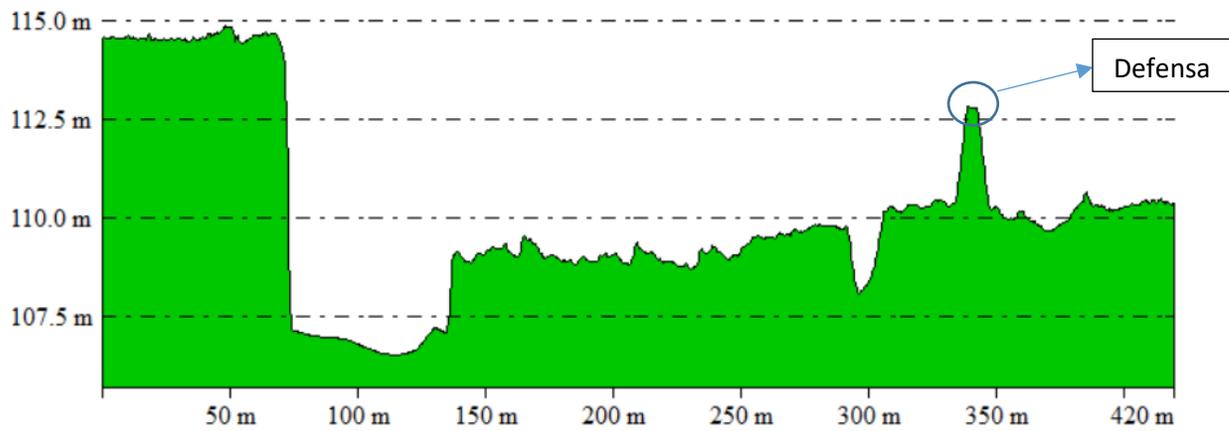
De manera similar al de la Sección 1, la Figura 3-14 muestra la presencia de una barrera de material natural ubicada con el objeto de proteger el predio de la ribera sur ante posibles crecidas del río.

Respecto al acceso a este sector, por la ribera norte, la ruta H-790 permite un acceso simple y eficiente, por su parte, la ribera sur requiere del acceso a un predio para poder llegar al río. Se concluye que, de ubicarse la estación en este sector, se hace necesario definir la ribera de ubicación de la estación que logre resguardar los equipos y permita un fácil acceso a ella.



Fuente: Equipo Consultor.

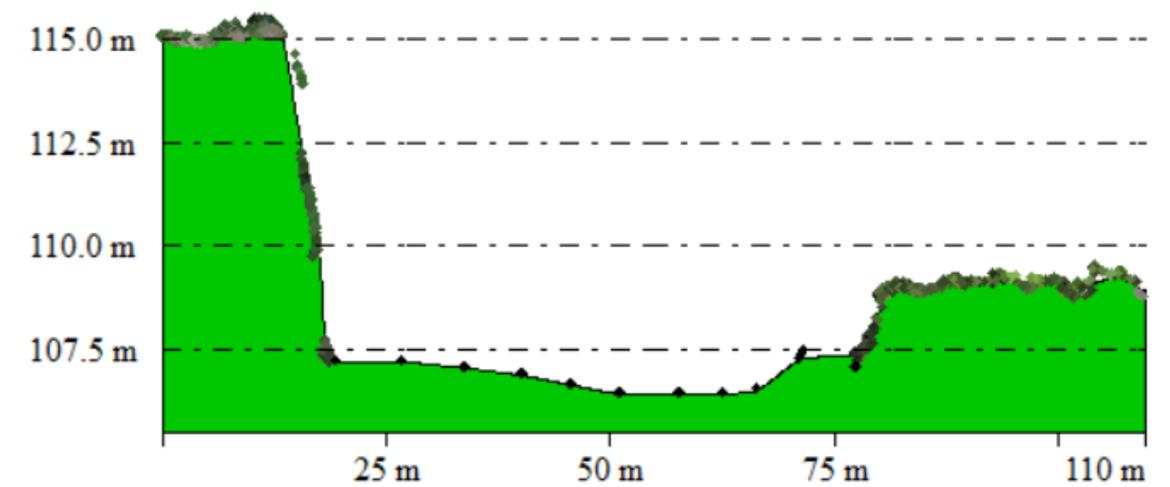
Figura 3-13: Sección 4-Vista desde Ribera Norte hacia aguas arriba



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-14: Perfil topobatimétrico Sección 4

En el **Anexo B** se presentan videos complementarios al análisis presentado.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-15: Perfil topobatemétrico Sección 4 (primeros 120 m)

3.4 Comparación topografía 2007 y actual para Sección 1

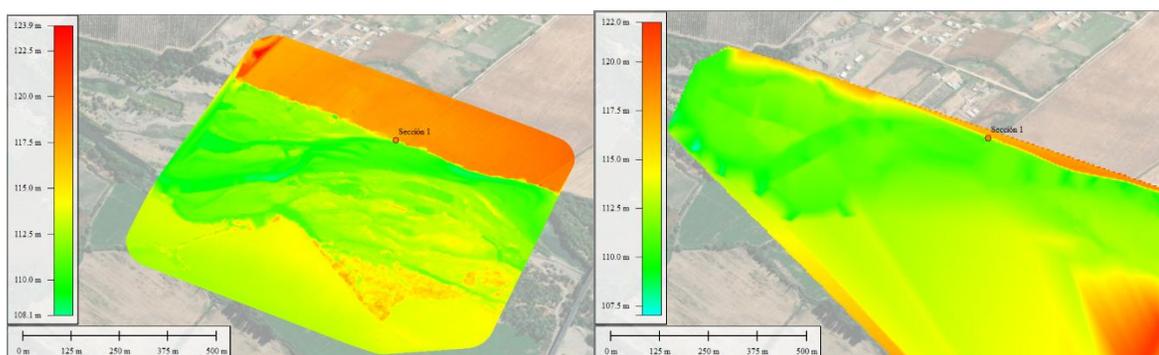
En base a la información obtenida del estudio INH (2007), se procedió a comparar y analizar la evolución de la topografía de la Sección 1 donde actualmente se encuentra ubicada la estación fluviométrica, para esto, se compararon los modelos digitales de elevación obtenidos, con el propósito de presentar un análisis gráfico de la situación, lo que se muestra en la Figura 3-16 y Figura 3-17, donde se compara el MDT y la nube de puntos, respectivamente.

Tal como se puede observar de las imágenes, la calidad del levantamiento topográfico realizado el año 2022 es muy superior al del realizado el año 2007 puesto que la densidad de puntos obtenida en este último levantamiento es mucho mayor.

Posteriormente, se procedió a comparar ambos modelos digitales de terreno para lograr evidenciar la evolución geomorfológica del cauce en los últimos 15 años, lo que se observa en la Figura 3-18, donde se presenta la diferencia entre el levantamiento realizado el año 2007 y el realizado el año 2020.

De la Figura 3-18 se observa que, existen algunas zonas con diferencia significativa que probablemente se deban a diferencias en zonas excavadas en los últimos años, acopios o imprecisiones en puntos medidos en las cercanías del farellón. Los colores verdes fuertes y café claros muestran zonas donde la topografía no ha variado significativamente. Los colores verdes claros hasta naranjos evidencian zonas de socavamiento en el cauce y las

zonas de colores café oscuro muestran zonas de embancamiento producido. De esta manera, es posible asegurar que junto a la zona del farellón y en el río se han producido zonas de bancos de material arrastrado por el río, además, se observa en zonas con curvas los efectos erosivos de las crecidas. Esto permite concluir que un cauce de este tipo requerirá una constante supervisión de las estructuras o de su perfil transversal para asegurar el correcto funcionamiento de la estación fluviométrica diseñada.



Fuente: Elaboración propia.

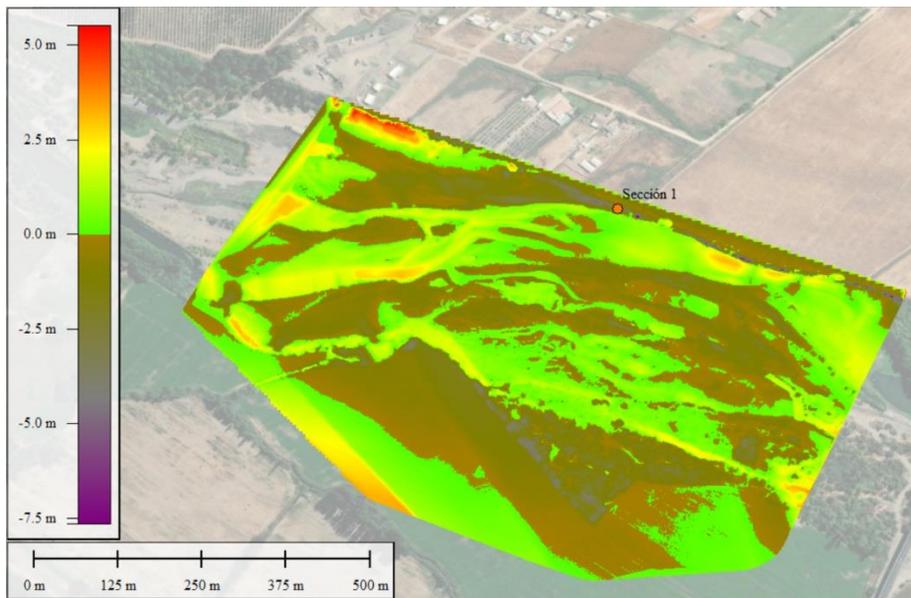
Figura 3-16: Comparación MDT 2022 (izquierda) y 2007 (derecha)



Fuente: Elaboración propia.

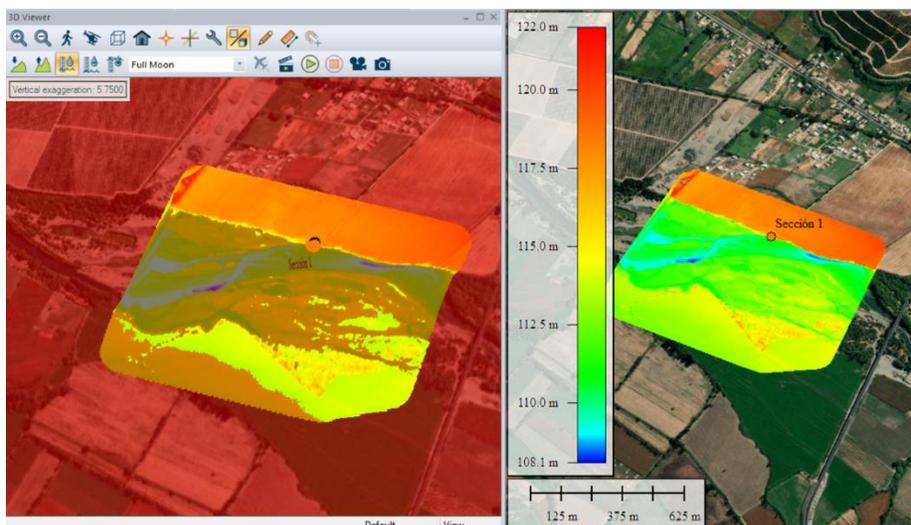
Figura 3-17: Nube de puntos topografía 2022 (izquierda) y 2007 (derecha)

Por otra parte, el estudio realizado el 2007 determinó la curva de descarga para la Sección 1, al considerar esta curva junto con los caudales determinados por la hidrología, es posible estimar la zona de inundación para una crecida de $Tr=50$ años, lo cual sirve como apoyo o punto de partida para el desarrollo del estudio hidráulico y los límites de las crecidas, lo que se observa en la Figura 3-19.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-18: Diferencia entre MDT 2007 y MDT 2022



Fuente: Elaboración propia.

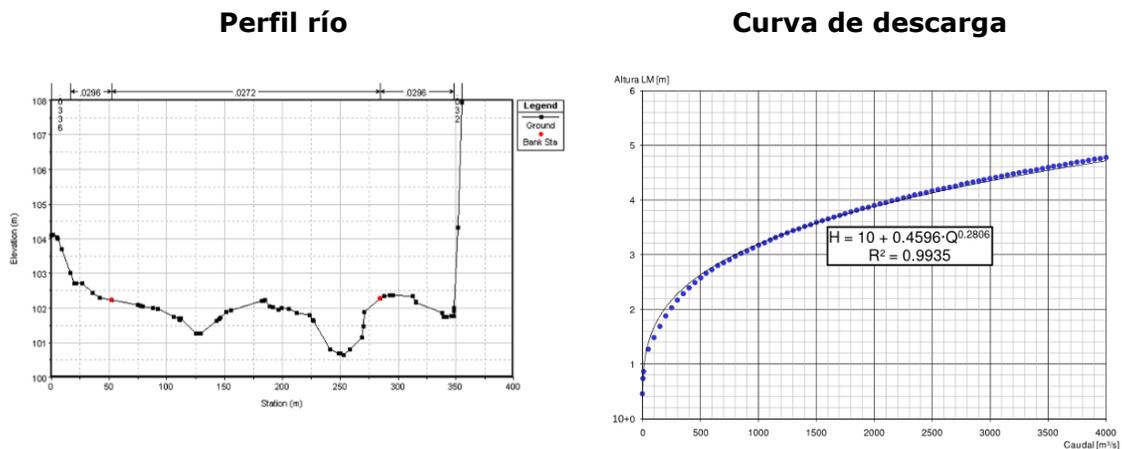
Figura 3-19: Superficie de inundación estimada para $Tr=50$ años. (Izquierda superficie de inundación en rojizo, derecha MDT Sección 1)

De esta manera, queda determinada la sección por donde escurren los caudales bajos y la caja principal del río para caudales altos.

3.5 Tipos de solución posibles de considerar

En primer lugar, dado que a la fecha no se dispone de la topografía completamente procesada para elaborar una modelación Hec-Ras, se usan preliminarmente los resultados contenidos en el estudio del INH (2007), los que se resumen en forma gráfica en la Figura 3-20, donde se muestra la sección transversal modelada en hec-ras y la curva de descarga adoptada. Al considerar el caudal de diseño presentado posteriormente en el acápite 6.8, se tiene que para ese caudal la sección del río estaría llena, es decir, del orden de 350 m. Por otra parte, se sabe que en crecidas importantes, el río ha llegado hasta unos 900 m de ancho. Lo anteriormente expuesto se traduce en que la solución propuesta debe cumplir varias condiciones:

- ◆ Medir caudales bajos, ya que en la actualidad no ocurre, dado que el INH determinó que caudales menores a $150 \text{ m}^3/\text{s}$ no son medibles
- ◆ Ser resistente a eventos de alta magnitud como los identificados en el sitio



Fuente: INH (2007).

Figura 3-20: Caracterización hidráulica río Cachapoal en Puente Arqueado

Lo anterior implica a considerar 2 posibles tipos de solución:

1. Obra capaz de medir todo el rango de caudales hasta 50 años de periodo de retorno
2. Obra diseñada para medir solo caudales bajos, dejando sección natural del río para medir caudales altos

El primer tipo de solución es constructivamente caro, tomando en cuenta que una estación de unos 40 m de ancho cuesta sobre 100 millones de pesos, lo que proporcionalmente implica una inversión cercana a los 1.000 millones o más. Esto sin considerar que la obra va a estar sujeta a que para crecidas mayores la estación falle, siendo necesaria su posterior reposición completa. Esto ocurre ya que en condiciones de crecida mayor el agua se escaparía de la sección de aforo, produciendo socavaciones de importancia, las que implicarían una posterior falla de la obra. En forma adicional, una obra de este tipo, también requiere mantención anual, en términos de limpiezas y movimientos de tierra para encauzar el flujo a la estación. Una alternativa para proteger la estación es tener defensas fluviales de importancia, incluyendo la construcción de canales de desviación, pretiles fusible y otras obras que deben considerarse dentro de los costos de mantención y operación de la obra.

Por otra parte, una estación que esté diseñada solo para medir caudales bajos, requiere una inversión muy menor a la que mide caudales en todo el rango, probablemente con un costo no mayor al 25% de la inversión del primer tipo de estación. En todo caso, este tipo de estación requiere mayores costos de mantención ya que necesita continuos mejoramientos del lecho del río y encauzamiento. Por último, se estima que los costos de reposición de las obras son bajos, ya que un adecuado encauzamiento puede evitar costos de reposición.

3.6 Propuesta de estación

Al considerar lo indicado en los acápite 3.3 y 3.5, se propone instalar la nueva sección de aforo en la Sección 4, pero diseñada solo para medir caudales bajos.

4 TOPOGRAFÍA

4.1 Trabajo de terreno

Entre los días 3 y 4 de octubre de 2022, se desarrollaron los trabajos de terreno en el río Cachapoal, específicamente en los 2 sectores identificados en el Capítulo 3: Sector actual y sector ubicado unos 2 km aguas abajo del actual, tal como se muestra en la Figura 4-1, donde se presentan los sectores donde se realizaron los levantamientos topográficos y batimétricos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-1: Sectores levantamiento topográfico. En rojo recorrido realizado

Los levantamientos topográficos fueron desarrollados con tecnología LIDAR, para esto, en primer lugar, se monumentaron 2 puntos de referencia por sector (PR's). Los puntos fueron creados con hormigón y un moldaje de madera, posteriormente fueron pintados e identificados. En la Figura 4-2 se presenta el PR1 creado en el cual se niveló el GPS.

Una vez nivelados en forma estática ambos PR's, se procedió a vincular la medición GPS con el drone LIDAR. En cuanto se definieron las condiciones óptimas, se procedió a iniciar el vuelo no tripulado del drone. A modo de ejemplo, en la Figura 4-2 se muestra la monumentación y medición del monolito PR1-RC.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 4-2: Monumentación PR1-RC

El vuelo se desarrolló sobre todo el sector definido como de interés para cada uno de los sitios, esto es, al menos 300 m aguas arriba y 300 m aguas debajo de los sectores. Como

resultado, se obtuvo una nube de puntos para cada uno de los sitios, no obstante, esta nube de puntos requiere un post tratamiento para definir los puntos que efectivamente corresponden al terreno y aquellos que no debido a presencia de vegetación o agua (el LIDAR no penetra en vegetación, agua o estructuras). Finalmente, se definió una nube de puntos adecuada de alta precisión y con gran densidad de puntos, la cual es posteriormente utilizada para la modelación y análisis hidráulico del terreno.

Por otra parte, el levantamiento LIDAR debe complementarse con un levantamiento batimétrico del cauce. La forma de realizar un levantamiento batimétrico depende de factores como nivel de agua del cauce, vegetación, velocidad del flujo, entre otros. Para este caso, el levantamiento batimétrico se desarrolló con tecnología GPS RTK de manera deambulante (a pie) y con kayak cuando el sitio fuese más complejo. En la Figura 4-3 se presenta el desarrollo de este levantamiento.

Finalmente, ambos levantamientos fueron combinados para conformar la nube de puntos final del terreno, a partir de la cual es posible crear el MDT (modelo digital de terreno) para cada uno de los sitios. En la Figura 4-4 se presenta la nube de puntos obtenida a partir del filtrado de los puntos LIDAR y el levantamiento batimétrico.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 4-3: Levantamiento batimétrico GPS-RTK en kayak



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-4: Nube de puntos Final Sección 4

En el **Anexo C** se presentan más fotografías de la campaña de terreno topográfica.

4.2 Levantamiento

Los resultados del levantamiento, tanto en la forma de informe topográfico, MDT, ortofotos y planos, se presentan en el **Anexo C**.

5 MECÁNICA DE SUELOS

5.1 Trabajo de terreno

Adicionalmente, se desarrollaron 2 calicatas en cada uno de los sectores con maquinaria para poder obtener una muestra del material de fondo del cauce, a partir del cual es posible obtener las propiedades mecánicas, estimar la rugosidad del cauce y cuantificar las socavaciones producidas. En la Figura 5-1 se presenta la ubicación donde se realizaron dichas calicatas. Dada la presencia de un farellón en la ribera norte, que por tanto no representa el material del cauce, las calicatas fueron desarrolladas en la ribera sur del río.



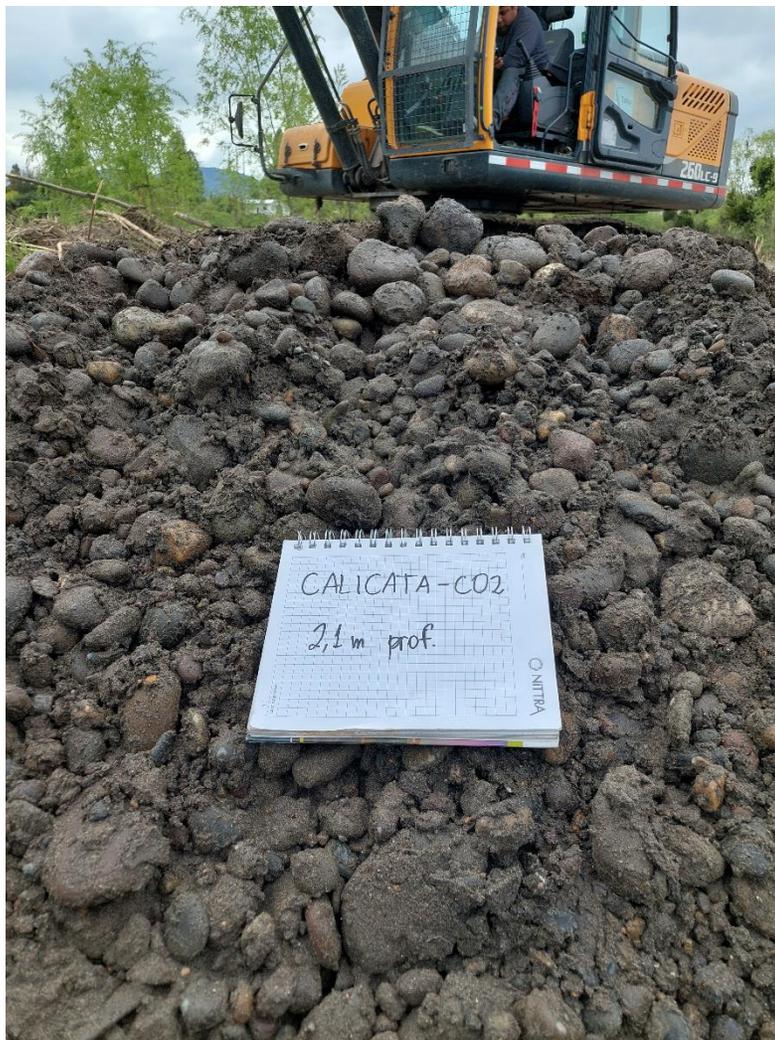
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-1: Ubicación Calicatas

Las calicatas realizadas tuvieron una profundidad aproximada de 2 m. Dado que se encontró la presencia de agua muy superficialmente, esta profundidad disminuyó por desprendimiento del material a cerca de 1,5 m de profundidad.

Además del estrato superficial vegetal característico, se identificó un solo estrato en todas las calicatas y por lo tanto se tomó solo una muestra por calicata. En general, es posible asegurar que el material es bastante homogéneo en profundidad y de manera espacial, con abundancia de bolones redondeado, probablemente debido al gran transporte que han tenido (dado a que la ubicación de la estación se encuentra cercana a la desembocadura en el lago Rapel), y una matriz de arenas muy finas. En la Figura 5-2 se presenta el material obtenido

de una de las calicatas realizadas. Una muestra de este material fue enviado a laboratorio para el desarrollo de los correspondientes análisis.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 5-2: Material obtenido de Calicata C02

En la Figura 5-3 se muestra la aparición de agua en las calicatas desarrolladas, esto se debe a que las calicatas se desarrollaron junto al río, se evidencia además, la abundancia de bolones en este sector del río.

Finalmente, todas las calicatas desarrolladas fueron rellenas para evitar cualquier tipo de accidente o riesgo.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 5-3: Presencia de agua en calicata C04

En el **Anexo D** se presentan más fotografías de la campaña de terreno, en conjunto con los informes de laboratorio, donde se presentan los resultados de los siguientes ensayos:

- ✦ Clasificación Completa (Granulometría; Límites de Consistencia; Gravedad Específica)
- ✦ Densidad In Situ
- ✦ Corte Directo

5.2 Propiedades del Suelo de Fundación

5.2.1 Antecedentes geológicos

Se distinguen 3 unidades, cuya presencia y desarrollo se restringe a coberturas coluviales de laderas rocosas de cerros y/o relleno fluvial a fluvioaluvial del fondo y márgenes de los valles de los ríos Los Molles, Palomo y Rapel. Los mayores espesores se registran en torno a segmentos donde los señalados valles desarrollan importantes ensanchamientos y/o confluyen con quebradas laterales.

Depósitos aluviales antiguos y recientes, de edad Holoceno. Incluyen depósitos macizos con escaso grado de consolidación de color pardo claro con predominio de morfologías con forma de conos de deyección; de acuerdo a ello, están constituidos por bolones y bloques clasto y matriz soportados, junto a niveles de gravas, arenas y limos; estos últimos con leve estratificación plana y cruzada; el conjunto demuestra moderado grado de alteración.

Depósitos coluviales, de edad Pleistoceno – Holoceno Incluyen sedimentos macizos, con escaso grado de consolidación, mal seleccionados, con desarrollo de típicas morfologías en abanico o conos. Están integrados por elementos angulosos, heterométricos y heteros composicionales, inalterados, muy resistentes, clasto y matriz soportados, junto a niveles de arenas gruesas y limos. Tanto el escaso grado de consolidación de estos depósitos, como su participación en la cobertura de morfologías con fuerte empinamiento, condicionan ambientes inestables; por lo general, los mecanismos desencadenantes se vinculan a ciclos pluviales de intensidad extrema.

5.2.2 Estratigrafía

Adicionalmente, se desarrollaron 2 calicatas en cada uno de los sectores con maquinaria para poder obtener una muestra del material de fondo del cauce, a partir del cual es posible obtener las propiedades mecánicas, estimar la rugosidad del cauce y cuantificar las socavaciones producidas. En la Figura 5-1 se presenta la ubicación donde se realizaron dichas calicatas. Dada la presencia de un farellón en la ribera norte, que por tanto no representa el material del cauce, las calicatas fueron desarrolladas en la ribera sur del río.

Las calicatas realizadas tuvieron una profundidad aproximada de 2 m. Dado que se encontró la presencia de agua muy superficialmente, esta profundidad disminuyó por desprendimiento del material a cerca de 1,5 m de profundidad.

Además del estrato superficial vegetal característico, se identificó generalmente solo 1 estrato en todas las calicatas y por lo tanto se tomó solo una muestra por calicata. En general, es posible asegurar que el material es bastante homogéneo en profundidad y de manera espacial, con abundancia de bolones redondeado, probablemente debido al gran transporte que han tenido (dado a que la ubicación de la estación se encuentra cercana a la desembocadura en el lago Rapel), y una matriz de arenas muy finas. Una muestra de este material fue enviado a laboratorio para el desarrollo de los correspondientes análisis. En la Tabla 5-1, se presenta la modelación estratigráfica adoptada.

Tabla 5-1: Modelación estratigráfica general

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción
H-1	0,00 -0,50	Suelo tipo capa vegetal en matriz arena fina algo limosa de color café a gris, humedad baja, compacidad alta, finos de baja plasticidad, raíces y raicillas.
H-2	0,,50 - 2,00	Grava arenosa o arena con gravas en algunos sectores, de origen fluvial, estratificaciones horizontales de color café claro en parte superior a gris con la profundidad, humedad media, compacidad alta, tamaño máximo 3", cantos redondeados.

Nota: la napa se detectó 1,2 m

Fuente: Elaboración propia con antecedentes TECNOLAB.

5.2.3 Densidad In Situ

Se realizaron ensayos de densidad in situ para determinar la densidad natural (ρ_N) y posteriormente se obtuvo la densidad seca (ρ_D), junto con la humedad del material. Sus resultados se presentan en Tabla 5-2 y los certificados de laboratorio correspondiente se incluyen en **Anexo D**.

Tabla 5-2: Densidades por sitio

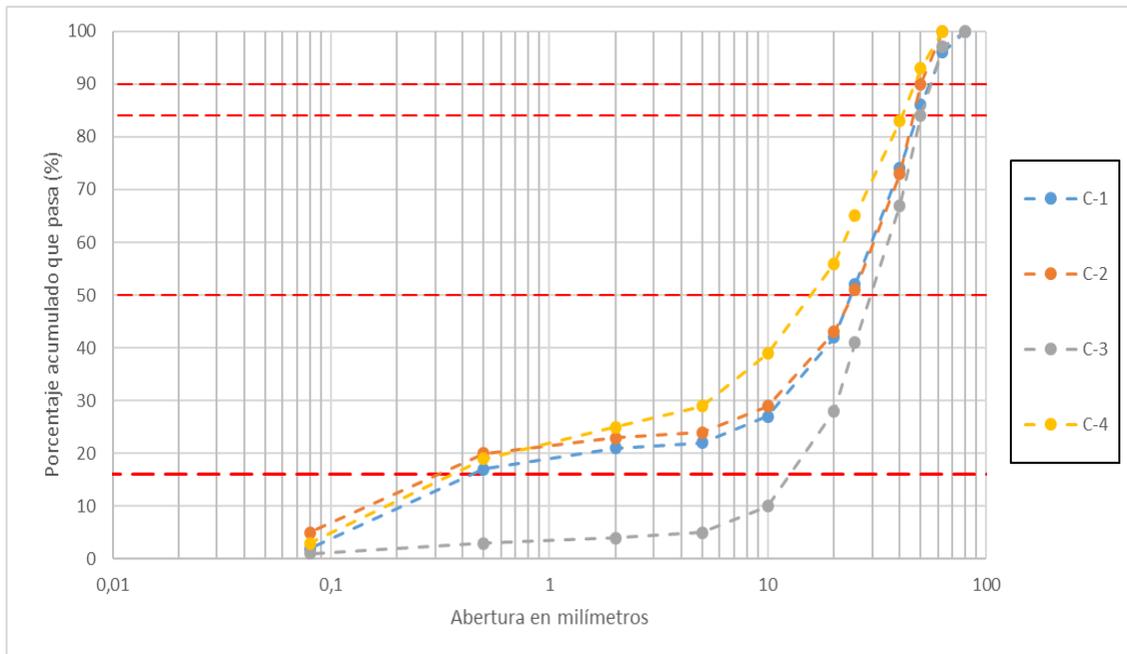
Parámetro	Sitio 1	Sitio 4
ρ_N (t/m ³)	1,853	1,857
ρ_D (t/m ³)	1,749	1,751
w (%)	29,7	30,2

Fuente: Elaboración propia con antecedentes TECNOLAB.

5.2.4 Corte Directo

Para cada uno de los sitios se realizó un ensayo de Corte Directo conforme con la Norma ASTM D3080, sobre muestras remodeladas y presiones de confinamiento de 0,5 kg/cm², 1 kg/cm² y 2 kg/cm². Se obtuvieron relaciones entre el Esfuerzo Cortante, Deformación y Esfuerzo Vertical, con Tensiones Normales Nominales de 50, 100 y 200 kPa, con valores de 30.024, 67.397 y 127.454 kPa. Con estos valores se ajustan los restantes parámetros de suelo.

Con la finalidad de obtener la distribución por tamaño de las partículas predominantes del terreno bajo 3" de tamaño máximo, además de obtener su clasificación mediante el sistema USCS, se realizó un análisis granulométrico cuyos resultados se resumen en la Figura 5-4 y Tabla 5-3. Del análisis se desprende que los terrenos en estudio están conformados principalmente por arenas, clasificadas como GP.



Fuente: Elaboración propia con antecedentes TECNOLAB.

Figura 5-4: Análisis Granulométrico

Se hace notar que, al no encontrarse mayores diferencias entre las calicatas en cada sitio, el análisis posterior se desarrolló integrando las 2 calicatas del Sector 1, al igual que las 2 calicatas del Sitio 4.

En el análisis de los resultados de los pozos de exploración y ensayos de laboratorio, se señaló que toda la zona del sitio del aforador y sus alrededores corresponde principalmente a un suelo granular, grava areno arcillosa que se clasifica como GP en el sistema USCS. En el informe geotécnico se supuso que todas las obras de hormigón armado se apoyarán en este estrato de suelo. Por lo tanto, conservadoramente se adoptaron parámetros de diseño correspondientes al tipo de suelo menos resistente, considerando que si aparece roca o un suelo de mejor calidad, los diseños de fundaciones serán aún más seguros.

Tabla 5-3: Resumen Resultados Ensayos de Granulometría y Clasificación

Sitio	1		4	
Calicata	1	2	3	4
80	100	--	100	--
63	96	100	97	100
50	86	90	84	93
40	74	73	67	83
25	52	51	41	65
20	42	43	28	56
10	27	29	10	39
5	22	24	5	29
2	21	23	4	25
0,42	17	20	3	19
0,08	2	5	1	3
Bolón %	-	-	-	-
USCS	GP		GP	

Fuente: Elaboración propia con antecedentes TECNOLAB.

En el caso de que en el sello de las excavaciones para fundaciones se detecte arcilla, estas excavaciones se deberán profundizar hasta alcanzar los estratos granulares. Las sobre excavaciones por este u otros motivos podrán ser rellenadas con hormigón pobre de ochenta y cinco kilogramos de mezcla por metro cúbico, y hasta un 30 % de bolón desplazador.

Es muy probable que, en la práctica, un suelo areno gravosa o a grava arenosa algo arcillosa tenga una resistencia al corte superior a la modelación adoptada, pero para fines prácticos se cree conveniente no sobrestimar la resistencia, de manera que los diseños de fundaciones y los taludes en corte, tengan un factor de seguridad adecuado aún si el suelo resultará con mayor contenido de arcilla. Por otra parte, como las obras pueden quedar ubicadas en cualquier sector alrededor de la zona seleccionada.

Por lo descrito anteriormente, se decidió adoptar un ángulo de fricción del suelo de 33° y una cohesión de $3,0 \text{ t/m}^2$.

En lo que se refiere al módulo de Young considerado para el cálculo de asentamientos, se utilizó una relación muy común en mecánica de suelos para suelos finos con presencia de arenas · módulo de Young proporciona la raíz cuadrada de la profundidad. Las constantes fueron estimadas en base a la experiencia en varios proyectos y los resultados de

La exploración realizada. En este caso se adoptó un valor más bien conservador, quedando finalmente el módulo de Young del suelo, para carga estática, expresado como:

$$E = 2000 \sqrt{z} \text{ t/m}^2 \quad \text{módulo de Young si Z es la profundidad en m.}$$

La expresión anterior se utilizó en la fórmula de asentamiento elástico de fundaciones, evaluando el módulo de Young a una profundidad igual a la profundidad de fundación más un ancho de fundación, es decir, en la profundidad $D+B$.

El módulo de Young para cargas cíclicas (sísmicas) se consideró igual a 3 veces el módulo de Young para cargas estáticas, considerando la evidencia empírica, que cuando las cargas son cíclicas en pequeñas deformaciones, el suelo presenta una respuesta mucho más rígida que resulta en un módulo que varía entre 3 y 5 veces el correspondiente a cargas estáticas. En nuestro caso se consideró que el módulo de Young aumentaba 3 veces respecto del estático.

La razón de Poisson se consideró igual a 0,3 que es un valor normalmente utilizado en arenas Este parámetro es poco influyente en el cálculo de asentamientos y su variación es pequeña respecto de un valor medio. Por ejemplo, para hormigón se considera 0,2 y para arcilla saturada se usa normalmente 0,5.

El peso unitario adoptado de acuerdo a los resultados de los ensayos resumidos en la Tabla 5-2, se adopta un valor para el suelo de $(1,90 \text{ t/m}^3)$ que es un valor estimado para arena algo arcillosa de compacidad alta y humedad media alta. Debido a la pequeña variación que experimenta en la práctica, este parámetro es poco influyente en la determinación de la capacidad de soporte del suelo. No obstante, lo anterior, el peso unitario que se debe adoptar en el caso de suelo saturado, corresponde al boyante, que aproximadamente es la mitad del valor del peso unitario natural. En la expresión de capacidad de soporte que se utilizó en el proyecto se consideró suelo completamente saturado, con peso unitario boyante igual a $1,0 \text{ t/ m}^3$.

5.2.5 Parámetros adoptados para el suelo

En resumen, se adoptaron los siguientes parámetros para el suelo:

Grava arenosa a arena con gravas (estrato H-2)

Φ	=	33°	, ángulo de fricción interna
c	=	3,0 t/m ²	, cohesión
γ	=	1,9 t/m ³	, peso unitario natural
E	=	2000 \sqrt{z} t/m ²	, módulo de Young, z es la profundidad en metros
E _d	=	3 E	, módulo de Young para cargas cíclicas
μ	=	0,3	, razón de Poisson

5.3 Capacidad de Soporte de Fundaciones

5.3.1 Tipo de fundación recomendado

Los tipos de fundaciones más económicos y apropiados, para el suelo existente en el sitio del aforador, son cimiento corrido bajo muros y zapatas aisladas bajo pilares.

5.3.2 Profundidad y ancho mínimo de fundación

La profundidad mínima de fundaciones dependerá del tamaño y la importancia de la estructura que se está fundando, pero en general no será inferior a 1,0 m. En donde se prevea la posibilidad de socavación, la profundidad de fundación se medirá desde la cota de socavación. El ancho mínimo de fundación será de 0,4 m. El suelo de apoyo de fundaciones deberá corresponder a terreno natural no removido.

Cualquier sobre excavación que se produzca bajo fundaciones se rellenará con hormigón pobre de 85 kg (2 bolsas) de cemento por metro cúbico de mezcla. No se aceptará rellenos compactados bajo fundaciones, salvo que se trate de rellenos estructurales compactados y controlados

La presión de contacto estática de las fundaciones, a nivel de sello de fundación, no deberá ser superior a la presión máxima admisible determinada de la siguiente expresión de Hansen (válida para todo tipo de suelo para condiciones de fundación superficial (Bowles, 1977):

$$q_{ad} = (32 + 6D) \left(1 + 0,66 \frac{B}{L}\right) \left(1 - 0,40 \frac{B}{L}\right) \leq 45 \text{ t/m}^3$$

donde:

q_{ad} = presión de contacto admisible por rotura del suelo, en t/m^2 .

B = ancho de la fundación (lado menor), en m .

L = largo de la fundación, en m .

D = profundidad de fundación, en m , medida desde la superficie de terreno.

5.3.3 Capacidad de soporte admisible

La presión de contacto estática admisible de las fundaciones apoyadas completamente en el estrato H-2 según modelación estratigráfica indicada en el acápite 5.2.2, por concepto de rotura del suelo, se estima en 45 t/m^2 . Para el caso sísmico, dicha presión se podrá aumentar en un 50%.

5.4 Asentamiento de Fundaciones

Para el caso de cargas permanentes se producirán solo asentamientos elásticos o inmediatos de las fundaciones debido a que el tipo de suelo existente es granular. Cuando ocurran cargas dinámicas (sismo) se producirá adicionalmente una componente de asentamiento elástico, pero con un suelo que actúa en forma más rígida que en el caso elástico, estos asentamientos se calcularán de acuerdo con lo que expone más adelante.

El asentamiento elástico o instantáneo de las fundaciones para el caso de cargas permanentes se obtendrá de la siguiente expresión obtenida de la ecuación de Boussinesq (sin restricciones para suelos sin consolidación) (Bowles, 1977):

$$S_i = \frac{0,046 q B I_0 F_3}{\sqrt{B + D}}$$

donde:

S_i = asentamiento elástico o inmediato, en cm .

q = presión de contacto promedio fundación-suelo, en t/m^2 .

B = ancho de fundación (lado menor), en m .

D = profundidad del sello de fundación, en m, medida desde el nivel de superficie de terreno.

L = largo de fundación, en m

I_0 = factor de forma según Tabla 5-4.

F_3 = factor de enterramiento según Tabla 5-5.

Tabla 5-4: Factores de forma a usar en expresiones de asentamientos

L/B	I_0
1,0	0,82
1,5	1,06
2,0	1,20
5,0	1,70
> 10,0	2,10

L = Largo de fundación

Fuente: Bowles (1977).

Tabla 5-5: Factores de enterramiento a usar en expresiones de asentamientos

D/B	F_3
0,0	1,00
0,5	0,87
1,0	0,78
2,0	0,68
3,0	0,62
4,0	0,58
5,0	0,55
10,0	0,52

Fuente: Bowles (1977).

El asentamiento adicional producido por cargas dinámicas (sísmicas) verticales se podría calcular, en caso de ser necesario, de la expresión siguiente:

$$S_i = \frac{0,0152 q_d B I_0 F_3}{\sqrt{B + D}}$$

Donde los términos son idénticos a los de la expresión para asentamientos elásticos de cargas estáticas, pero S_d y q_d son respectivamente la componente dinámica del asentamiento y la componente dinámica de la presión.

5.4.1 Asentamiento total admisible

El asentamiento máximo total admisible de cada fundación individual (continua y/o aislada), se recomienda que no sea superior a 1/400 de la distancia entre ejes paralelos transversales de muros y/o pilares. Este asentamiento así calculado garantiza una distorsión angular de muros en su plano vertical inferior a 1/600, si se supone que el asentamiento máximo diferencial es igual a 2/3 del máximo total.

En todo caso, ninguna fundación, cimiento corrido o zapata aislada, deberá tener un asentamiento total calculado superior a 1,0 cm.

5.4.2 Constantes de balasto de fundaciones

Las constantes de balasto para el modo de deformación por asentamientos verticales de las fundaciones se podrán calcular de las expresiones dadas para los asentamientos, distinguiéndose las mismas circunstancias de velocidad de aplicación de las cargas.

En general las constantes de balasto se podrán calcular de las siguientes expresiones:

$$k = \frac{q}{S_i} \quad , \text{ para cargas permanentes}$$

$$k_d = \frac{q_d}{S_d} \quad , \text{ para cargas sísmicas}$$

Nota: En el cálculo de las constantes de balasto se deberá utilizar unidades consistentes para obtener valores en t/m³ o kg/cm³.

5.4.3 Recomendaciones para taludes

En los casos que se requiera realizar corte en el suelo natural, en forma permanente, se utiliza lo indicado en la Tabla 5-6.

Tabla 5-6: Pendiente de taludes en corte en farellón

Altura del Corte (m)	Inclinación Máxima
0-4	60°
4-8	55°
>8	45°

Fuente: Bowles (1977).

Los taludes no llevarán berma intermedia, ya que ha quedado demostrado que debido a que no se realiza manutención de dichas bermas se convierten en un factor adicional de inestabilidad de los taludes, permitiendo la acumulación de aguas lluvias que se infiltran.

Es conveniente que los taludes de corte y de terraplén se protejan contra la erosión de las aguas lluvias con vegetación adecuada al clima de la zona o con una capa de 5 cm de mortero proyectado (shotcrete). Para taludes de más de 10 m de altura, el hormigón proyectado deberá llevar una malla central del tipo ACMA C92 anclada a la superficie del talud con barras, #12 de 80 cm de longitud en forma de L (70 + 10), espaciados 2 m uno de otro. El hormigón proyectado deberá terminarse en la parte superior del talud con una zanja de anclaje, similar a un cimiento continuo, de 50 cm de profundidad y 35 cm de ancho. La malla se anclará en dicha zanja, la que se rellenará con hormigón H20. Si se proyectan contrafosos en la parte superior de los taludes, ellos deberán revestirse para evitar que las aguas se infiltren hacia él.

Los terraplenes se proyectarán con taludes H: V = 1,5 : 1,0 y se protegerán contra la erosión de las aguas lluvias.

Los taludes de los canales de no más de 2 m de profundidad se podrán proyectar con una inclinación de H: V = 1,0:2,0. La velocidad máxima del agua se deberá limitar a 1,2 m/s para canales no revestidos: para velocidades mayores los canales serán revestidos.

5.4.4 Empuje sobre muros de contención

El empuje de suelo sobre el muro de contención se puede expresar, para el caso estático, a través de la siguiente relación:

$$\sigma_h = 0,74 z + 0,35 q_s$$

Donde:

σ_h = presión horizontal estática sobre el muro, en t/m^2 .

z = profundidad a la cual se desea determinar σ_h , en m.

q_s = sobrecarga que podría existir a nivel de superficie, en t/m^2 . Para rellenos inclinados usar sobrecarga $q_s h/2$, con h en m (ver Figura 5-5).

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, la presión total del caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión:

$$\sigma_{sis} = 0,74 z + 0,25 (H - z)$$

Donde:

σ_{sis} = presión total del caso sísmico, en t/m^2 .

H = altura del muro en m

z = profundidad medida desde la superficie del terreno hasta el punto donde se desea evaluar σ_{sis} , en m .

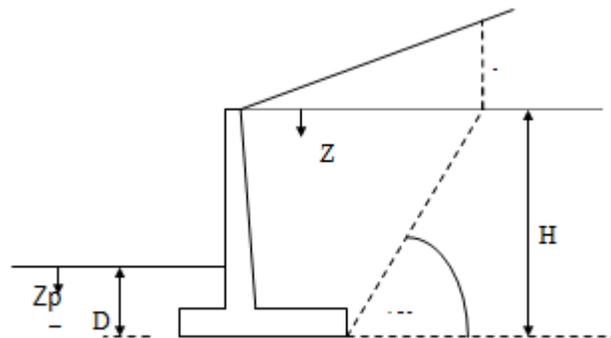
Para el cálculo de empujes pasivos se podrá utilizar la expresión siguiente

$$\sigma_p = 3,4 z_p$$

Donde:

σ_p = presión pasiva horizontal sobre el muro en t/m^2

z_p = profundidad a la cual se desea determinar σ_p , en m , medida desde la superficie frente al extremo inferior del muro.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-5: Esquema para evaluación empujes sobre muros de contención

5.4.5 Factores de seguridad de muros de contención

Para el diseño en condiciones estáticas de los muros de contención se utilizará un factor de seguridad mínimo de 1,5 al deslizamiento y vuelco si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro o un factor de seguridad mínimo de 2,0 al deslizamiento y vuelco si se considera el empuje pasivo al pie del muro generado en la altura de enterramiento.

Para el caso sísmico, considerando la acción simultánea del empuje estático más la componente sísmica, se aceptará un factor de seguridad mínimo de 1,3 si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro y de 1,5 se toma en cuenta el empuje pasivo.

5.4.6 Condiciones de drenaje del muro de contención

De modo de garantizar que el muro posea suficientes condiciones de drenaje, a fin de evitar que reciba solicitaciones adicionales por presiones de agua, deberán colocarse previo al hormigonado, barbacanas (pasadas) a través del muro de 2" de diámetro, en un reticulado de 2x2 m, envuelta en geotextil de 200 g/m² o similar en su extremo no visible. Esta recomendación no es válida para muros del subterráneo.

Alternativamente se recomienda usar geo sintético para dren similar al TERRAM 1C1, entre el muro y el relleno de suelo conectado a una tubería perforada basal que tenga salida al exterior con pendientes adecuadas (se podrá utilizar pendiente del 1%). La tubería podrá ser de PVC 110 perforado, o similar.

5.5 Clasificación del suelo según Norma Sísmica NCh 433

Para los fines de utilización de norma sísmica Nch 433 se considerará para efectos del presente estudio un suelo con los valores de parámetros correspondientes al de tipo C.

Esta clasificación se efectuó según Decreto Supremo N°61 de 13 de Diciembre de 2011 que modifica la Norma NCh 433.Of96 Mod.2009 "Diseño sísmico de edificios", en consideración, que el suelo en estudio corresponde a grava a arenosa y arena con gravas de compacidad alta. Para establecer de manera definitiva la clasificación sísmica del suelo se requiere de la realización de un ensayo de medición de la velocidad de onda de corte en los primeros 30 m de profundidad y un sondaje que alcance la misma profundidad.

5.6 Recomendaciones de construcción

Desde un punto de vista constructivo se deberán atender las siguientes recomendaciones:

- Bajo radieres se colocará una capa de material granular grueso limpio (finos bajo 0,080 mm no superior al 5%). Dicho material tendrá un tamaño máximo de 1½" y se compactará con un mínimo de 6 pasadas de placa vibradora por un mismo punto, quedando con un espesor no inferior a 10 cm. Sobre este último material se hormigonará el radier. El radier será de hormigón de 170 kg de cemento por metro cúbico de mezcla y deberá dilatarse de los sobrecimientos a lo menos 3 mm, mediante una tablilla que se retirará posteriormente.

-
- Cuando existan rellenos artificiales en los sellos de fundaciones, estos deberán extraerse completamente. El exceso de excavación producida por la extracción de rellenos artificiales, deberá ser rellenada con hormigón pobre.
 - El hormigón pobre se preparará en betonera con la cantidad mínima de agua suficiente para darle una trabajabilidad compatible con la colocación. En su confección se utilizará una dosis mínima de cemento de ochenta y cinco kilogramos (2 sacos) por metro cúbico de mezcla. La mezcla se compactará, una vez colocada, con vibrador de inmersión.
 - Las fundaciones se hormigonarán directamente contra las paredes de la excavación cuando ello sea posible.
 - La pendiente de las paredes de excavaciones masivas podrán realizarse con un ángulo de 55° con respecto a la horizontal. Las paredes de la excavación se regarán con abundante lechada de cemento en proporción a/c = 1/1 mientras permanezca abierta. Para excavaciones de paredes verticales, se deberá contar con un proyecto de entibación.

6 CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA DE CRECIDAS

6.1 Aspectos generales

Como parte del diagnóstico de la situación actual, se realizó una caracterización hidrológica para el área aportante de la estación en consulta y de los sectores aledaños, para lo cual se consideró información entregada por la DGA. Se hace notar que el caudal de diseño corresponde aquel determinado estadísticamente para un período de retorno mínimo de 50 años, a menos que se acuerde otro periodo de retorno con la IF. Se considerarán todas las crecidas históricas generadas. Considerando separadamente caudal líquido y con aportes de sólidos, siendo este último el caudal de diseño de las obras.

Para dicha caracterización se requiere obtener los caudales máximos de crecidas ($Q_{m\acute{a}x}$), caudales medios mensuales (Q_{mm}) y curvas de descarga del gasto sólido en suspensión (Q_{ss}).

Para cada punto de control se obtienen los caudales de crecidas máximas de períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años. También para cada punto de control se obtiene la curva de variación estacional, para probabilidades de excedencia del 1%, 5%, 10%, 50%, 60%, 80%, 90% y 95%. Con esta información se procede a la posterior caracterización hidráulica con y sin proyectos.

El detalle del trabajo se presenta en lo que sigue.

6.2 Cuenca aportante

En base a información Topográfica SRTM, se trazó la cuenca hidrográfica aportante a la zona de estudio, así como también las quebradas afluentes y los cauces principales, y se determinarán los principales parámetros morfométricos de ellas, tales como; pendiente media, longitud cauce principal, desnivel medio, desnivel máximo, área, entre otros.

6.3 Estaciones de medición

Las estaciones pluviométricas utilizadas para el desarrollo del estudio de crecidas se escogieron de acuerdo a su proximidad e influencia sobre la zona de estudio, y se muestran en la Tabla 6-1. Se consideraron estaciones con al menos 25 años de información, en caso de que la información dentro de esos 25 años no sea continua, se procedió a rellenar la información empleando los datos de aquellas estaciones que respondan al mismo patrón que la estación analizada.

Tabla 6-1: Estaciones Meteorológicas en la zona de estudio

Región	Código BNA	Nombre	Estado	UTM (m)	
				ESTE	NORTE
6	06044001-8	Cocalán	Vigente	290.034	6.212.568
6	06012003-K	Coltauco	Vigente	308.549	6.204.018
6	06027003-1	La Rufina	Vigente	339.635	6.154.058
13	05716005-5	Laguna Aculeo	Vigente	326.369	6.248.925
6	06018010-5	Millahue	Vigente	297.435	6.177.471
6	06013005-1	Popeta	Vigente	336.355	6.187.593
6	06010015-2	Rancagua (Cachapoal - DCP)	Vigente	338.657	6.215.289
6	06015003-6	Rengo	Vigente	330.355	6.193.990
6	06003001-4	Río Cachapoal 5 km Aguas Abajo Junta Cortaderal	Vigente	374.870	6.197.990
6	06019003-8	Río Cachapoal En Puente Arqueado (CA)	Vigente	281.926	6.204.899
6	06006001-0	Río Pangal En Pangal	Vigente	377.203	6.209.222
6	06028001-0	Río Tinguiririca Bajo Los Briones	Vigente	332.766	6.156.687
6	06016004-K	San Fernando	Vigente	319.619	6.169.572
13	05704004-1	San Gabriel	Vigente	385.249	6.261.273
6	06040001-6	Villa Alhué	Vigente	306.676	6.231.976

Fuente: Elaboración propia con antecedentes BNA-DGA.

6.4 Precipitaciones

Para el desarrollo de este estudio se utilizan estadísticas hidrológicas actualizadas al año hidrológico 2021. Se seleccionarán aquellas estaciones cuya ubicación sea representativa de la cuenca a estudiar, tomando como referencia también, aquellas estaciones antes utilizadas en los estudios anteriores.

6.4.1 Precipitaciones medias mensuales

Se evaluó la longitud y calidad de los registros, y en aquellos casos que sea necesario, se llevó a cabo un relleno y/o extensión de la información, así como también un análisis de consistencia.

Cuando fue necesario el relleno de información hidrometeorológica (precipitaciones y/o caudales mensuales), se utilizó un modelo de regresión lineal corregido con una variable aleatoria (relleno estocástico) presentado por Fernández y Salas (1995), que permite preservar los parámetros estadísticos de cada serie, según la expresión:

$$Y_1 = \alpha \cdot Y_2 + \beta + \sqrt{1 - R^2} \cdot \varepsilon \cdot S_{Y_1}$$

Donde:

Y_1 : Variable que se desea rellenar.

Y_2 : Variable que se utilizará para rellenar la estadística de Y_1 .

α : Coeficiente de regresión lineal entre ambas estaciones.

β : Coeficiente de intersección de la regresión lineal entre ambas variables.

R^2 : Coeficiente de determinación de la regresión entre ambas variables.

ε : Error aleatorio asociado a una distribución normal con media 0 y desviación estándar igual a 1.

S_{Y1} : Desviación estándar de la serie a rellenar.

Esta metodología de relleno ha sido ampliamente utilizada en estudios para la Dirección General de Aguas y Dirección de Obras Hidráulicas. La ventaja de este método es que preserva la variabilidad natural que existe originalmente entre ambas series y no ve afectado su coeficiente de determinación inicial al utilizar directamente el relleno mediante correlación lineal simple.

La metodología se puede utilizar para rellenar directamente las series de precipitación o caudales, o bien utilizar variables transformadas para aquellas series que poseen asimetría negativa o positiva, o una alta variabilidad de valores extremos. La naturaleza de las precipitaciones y caudales en la zona corresponde a valores con tendencias extremas, esto significa, años con muy secos y años muy húmedos respecto al valor medio de las precipitaciones.

Generalmente cuando se tienen variables con distribuciones de frecuencias con asimetría negativa (frecuencias altas hacia el lado derecho de la distribución) para valores muy altos o muy bajos, es conveniente aplicar una transformación de variable. Las transformaciones más clásicas corresponden a \sqrt{x} , $\ln(x)$ y $1/x$, que comprimen los valores altos y expanden los pequeños.

6.4.2 Precipitaciones medias máximas

Se utilizó la información de las estaciones pluviométricas de la zona con registros oficiales DGA (ver Tabla 6-1). La primera parte de esta actividad consiste en el Análisis de la Información Pluviométrica correspondiente a las estadísticas de precipitaciones máximas en 24 horas. Luego se revisaron los datos de manera de comprobar la consistencia de la información y la calidad de la misma. Se extrajeron los datos que resulten anómalos y se realizó una mirada integral de la data en su conjunto, para validar la información y posteriormente realizar un postratamiento y análisis de la misma.

Para efectuar el análisis de frecuencia se consideró, al menos, las distribuciones Normal, Log-Normal, Pearson III, Log-Pearson III y Gumbel, en tanto que, para la elección de la distribución de mejor ajuste, se tomará en cuenta tanto el ajuste gráfico como analítico (test chi cuadrado, por ejemplo), para una selección definitiva de la serie de precipitaciones que permita realizar una adecuada caracterización de las precipitaciones de tormentas para distintos períodos de retorno.

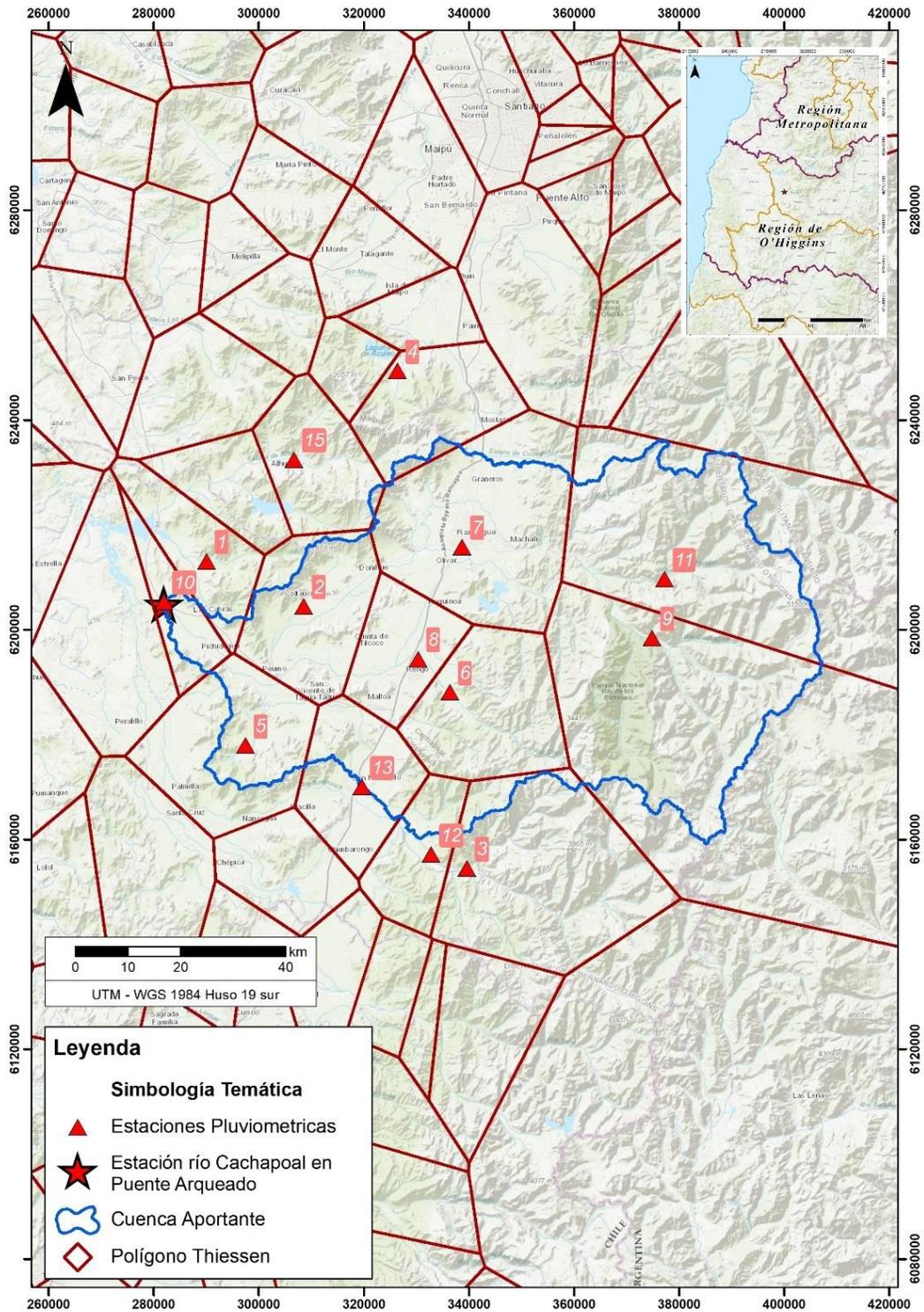
En el **Anexo D**, se presentan las series de precipitaciones máximas en 24 h para las estaciones mostradas anteriormente en la Tabla 6-1. En la Figura 6-1 se muestran los polígonos de Thiessen asociados a las estaciones seleccionadas.

En la Tabla 6-2 se muestran los coeficientes de Thiessen calculados para las estaciones identificadas, mostrándose los aportes al área de estudio para cada estación. Dado que hay estaciones que entregan un aporte muy bajo, se eliminaron todas las estaciones con aporte inferior al 4%, con la excepción de la estación Río Cachapoal en Puente Arqueado, ya que representa lo que ocurre en el área de estudio. En la tabla indicada se muestra que se pasa de considerar 15 estaciones a utilizar solo 9.

Tabla 6-2: Coeficientes de Thiessen

Estación	Todas		Adoptadas	
	Superficie (km ²)	Proporción (%)	Superficie (km ²)	Proporción (%)
Cocalán	27,6	0,44		0,00
Coltauco	548,5	8,75	548,5	9,13
La Rufina	86,4	1,38		0,00
Laguna Aculeo	27,1	0,43		0,00
Millahue	347,8	5,55	347,8	5,79
Popeta	693,7	11,07	693,7	11,55
Rancagua (Cachapoal - DCP)	1.004,0	16,02	1.004,0	16,71
Rengo	394,8	6,30	394,8	6,57
Río Cachapoal 5 km Aguas Abajo Junta Cortaderal	1.454,5	23,21	1.454,5	24,21
Río Cachapoal En Puente Arqueado (CA)	106,7	1,70	106,7	1,78
Río Pangal En Pangal	1.178,1	18,80	1.178,1	19,61
Río Tinguiririca Bajo Los Briones	108,3	1,73		0,00
San Fernando	279,0	4,45	279,0	4,64
San Gabriel	0,7	0,01		0,00
Villa Alhué	9,2	0,15		0,00
Total	6.266,3	100,00	6.007,0	100,00

Fuente: Elaboración propia.

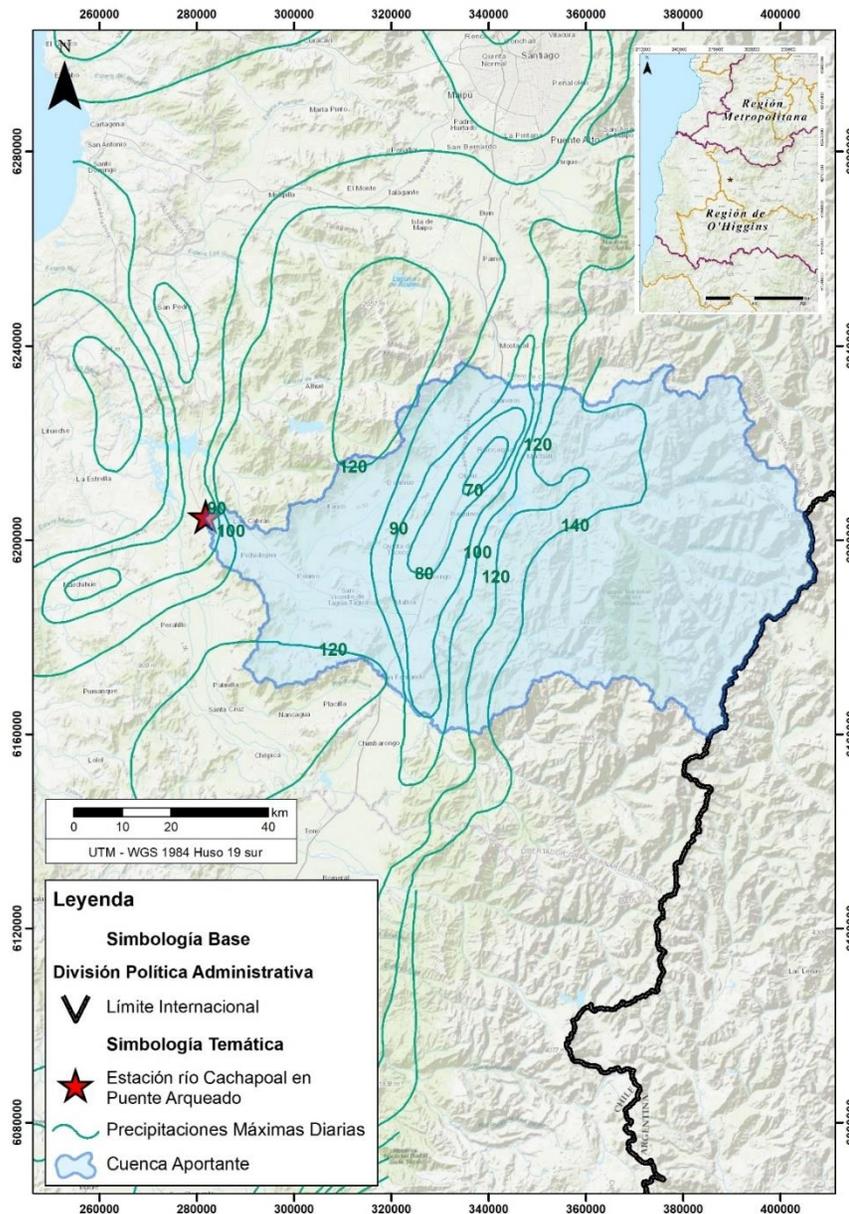


Fuente: Elaboración propia

Figura 6-1: Polígonos de Thiessen y estaciones Pluviométricas

6.4.3 Mapa de isoyetas para $P_{24h}^{T=10}$

A partir de los resultados obtenidos, se elaboró un mapa de Isoyetas actualizado de precipitaciones máximas en 24 horas y periodo de retorno 10 años. Para esto se hizo uso de herramientas de interpolación espacial además de correlaciones estadísticas. El mapa obtenido se muestra en la Figura 6-2.



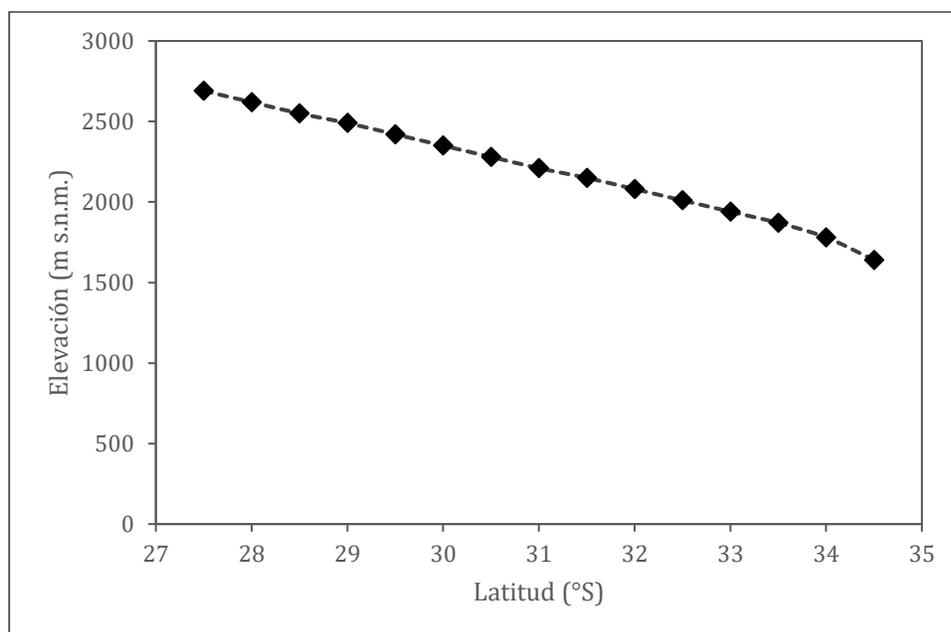
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-2: Mapa de Isoyetas Adoptado

6.5 Estimación de la Línea de Nieves

La línea de nieves se define como la elevación sobre la cual, en un evento de precipitación, caerá nieve. El conocer su ubicación, permitirá estimar no solo la cantidad de agua almacenada en forma de nieve en la cuenca, sino que además la cantidad de área pluvial aportante que determinará la magnitud de un evento de crecida.

Varias metodologías de determinación de caudales de diseño, actualmente válidas por el Ministerio de Obras Públicas (DGA, 1995), utilizan en su formulación el área pluvial aportante. Estas áreas son determinadas a partir de la hipsometría de la cuenca y cotas estándar determinadas por Peña y Vidal (1993) y Escobar y Vidal (1992), entre las latitudes 27,5°S y 39,0 °S, determinando para precipitaciones de umbral sobre 10 mm/día, en base a registros termométricos, considerando un gradiente adiabático húmedo (-5 °C/km). Comúnmente, para estimar la ubicación de la línea de nieves, se acude a esta fuente (ver Figura 6-3), con la cual se podía conocer en forma aproximada la cota de nieves a partir de la latitud.



Fuente: Elaboración propia con antecedentes Peña y Vidal (1993).

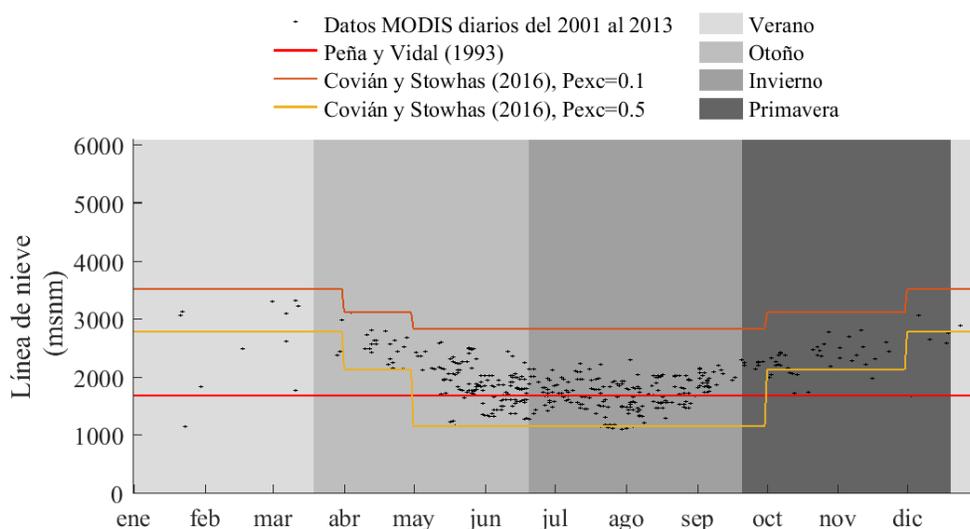
Figura 6-3: Elevación media de la línea de nieves

Sin embargo, este estudio (Peña y Vidal) representa un escenario antiguo que no da cuenta de los procesos climáticos recientes. Por otro lado, el valor que se entrega en Peña y Vidal

(1993) corresponde a una línea de nieves promedio y no recoge la variación espacial y temporal de la superficie nival.

Lagos y Jara (2017) utilizan información satelital de la cobertura nival fraccional post-procesada mediante los satélites MODIS: AQUA – TERRA, permitiendo analizar para tormentas entre los años 2001 a 2015, la elevación de la línea de nieves que se ha elevado por sobre las estimaciones informadas en base a estudios previos. La extensión espacial de las 11 cuencas andinas en donde es utilizada la metodología se ubica entre las latitudes 28°S y 36°S.

Los resultados muestran que en estos 15 años, se han observado eventos cálidos con elevaciones mayores a las entregadas en manuales de diseño, especialmente en los meses de otoño (Figura 6-4). De este modo, se hace necesario hacer una revisión de este tipo de enfoques a modo de asegurar una adecuada estimación de caudales, así como de áreas de influencia para fenómenos de remoción en masa.

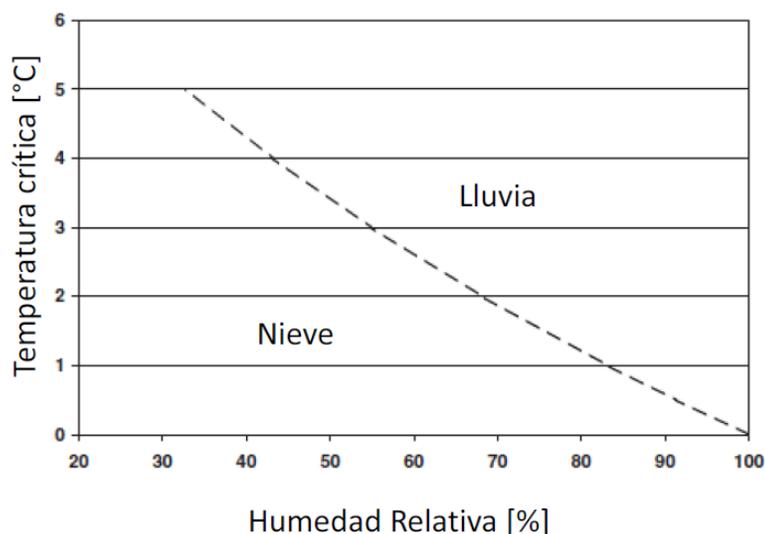


Fuente: Lagos y Jara (2017).

Figura 6-4: Comparación de línea de nieves estimada según criterio propuesto para distintas épocas del año y estimaciones de Covián y Stowhas (2015) y Peña y Vidal (1993) para la cuenca del río Cachapoal

Si bien las limitantes de ocurrencia de nieve dependen fuertemente del comportamiento térmico vertical de la atmósfera, dependen además de la humedad relativa que es un factor importante en la formación de precipitación sólida. En el estudio de Dewalle y Rango (2008) se propone que bajo condiciones térmicas inferiores a una temperatura crítica (T_c), se

estaría en presencia de eventos de nieve, mientras que para condiciones más cálidas se tendrían registros de lluvia. Esta temperatura crítica está relacionada con la humedad relativa como se muestra en la Figura 6-5 y se aproxima con la ecuación (1). De este modo podría tenerse un evento de nieve a 3 °C, si para esta elevación se contara con una humedad cercana al 50%, lo que en cuencas Andinas, como las objetivo de este estudio, no es un fenómeno extraño (Lagos et al., 2013).



Fuente: Lagos et al. (2013) adaptado de Dewalle y Rango (2008).

Figura 6-5: Temperatura crítica de separación de eventos de lluvia/nieve bajo condiciones de humedad relativa determinadas en base a la ecuación psicométrica

$$T_c = 3,45 \cdot 10^{-4}(HR)^2 - 0,118915 HR + 8,4865 \quad (1)$$

Con el fin de validar la metodología presentada anteriormente, Lagos et al. (2013) compara para la cuenca del río Coya y la cuenca del río Pangal en Pangal los resultados de las estimaciones obtenidas para la elevación de la línea de nieves según la metodología propuesta con las metodologías de Garreaud (1993), Vargas et al. (1988) y la elevación de las isothermas 0 °C y 1 °C. Utiliza la estimación de $H_{LN-FSCA}$ como comparativo, la que fue estimada a través de técnicas de percepción remota y superposición de modelos de elevación digital con imágenes satelitales diarias MODIS (Hall et al. 2006) en su producto fracción de área cubierta por nieve (FSCA, Fractional Snow Covered Area).

Los resultados de Lagos et al. (2013) indican que el método propuesto es el que logra tener una validación más adecuada que el resto de las metodologías existentes según los criterios de r^2 , r^2 -ponderado y de Nash Sutcliffe (NSE).

Comparativamente con el estudio de Peña y Vidal (1993), quienes a $-34,5^\circ$ de latitud, encontraron una línea de nieves situada en invierno entre los 1.600 y los 2.000 m s.n.m., se aprecia que claramente en la última década se han encontrado elevaciones muy superiores que si bien, incluyen el periodo primaveral, pasa a ser un resultado importante que podría potencialmente seguirse incrementando bajo influencias del cambio climático como concluye Lagos (2012).

Por lo tanto, la metodología propuesta por Lagos et al. (2013) contempla un enfoque basado en temperatura y humedad relativa, lo que permite conocer con mayor certeza la elevación de la línea de nieves que los métodos hasta ahora utilizados a nivel nacional, según validación a través de imágenes satelitales MODIS.

Por lo anterior, para el desarrollo de este estudio se usa la metodología de estimación de la Línea de Nieves recién detallada para el área aportante a la estación objetivo de este estudio. Específicamente, se requiere conocer la temperatura media del aire y la Humedad Relativa, para así determinar la temperatura crítica.

Las series temporales de temperatura media diaria se obtienen del conjunto de datos meteorológicos CR2MET (Boisier et al., 2018; <https://www.cr2.cl/datos-productos-grillados/>), introducido en el estudio DGA (2017) que proporciona datos para Chile continental a una resolución horizontal de (~ 5 km) para el período de 1979 a 2016.

La Humedad Relativa a nivel nacional fue estimada en los estudios "Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de las macrozonas norte y centro" (DGA, 2018) y "Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de la macrozona sur y parte norte de la macrozona austral" (DGA, 2019) a través de una combinación entre ERA-Interim y ERA5, que posteriormente se reescaló a la cuadrícula horizontal de CR2MET mediante interpolación espacial.

Al aplicar la metodología anteriormente expuesta, se determinó una línea de nieves promedio a nivel mensual, la que permite determinar un área pluvial y nival, que se muestra en la Tabla 6-3. El detalle del trabajo desarrollado se presenta en el **Anexo D**.

Tabla 6-3: Área pluvial y nival adoptada zona de estudio

Mes	Área (km ²)	
	Pluvial	Nival
Ene	6.266,3	0,0
Feb	6.266,3	0,0
Mar	6.263,9	2,4
Abr	6.075,1	191,2
May	5.519,6	746,7
Jun	4.786,7	1.479,7
Jul	4.415,8	1.850,5
Ago	4.439,3	1.827,0
Sep	4.858,5	1.407,8
Oct	5.757,6	508,7
Nov	6.234,1	32,3
Dic	6.266,1	0,2

Fuente: Elaboración propia.

6.6 Estimación de caudales de crecida con información fluviométrica

Para la estimación directa de crecidas, se realizó un análisis de frecuencia de la serie de caudales extremos registrados en la estación Río Cachapoal en Puente Arquedo. Previamente, dicha serie fue rellenada, extendida y sometida a un análisis de consistencia.

A partir de las series de máximas anuales, se realizó un análisis de frecuencia para diferentes periodos de retorno, en el cual se encontrará la Función de Distribución de Probabilidades (FDP) que mejor se ajuste a la serie de datos. Estas distribuciones pueden ser, por ejemplo, Normal, Log-Normal, Pearson, Log-Pearson, Gumbel, según indica el documento "Guía metodológica para presentación y revisión técnica de proyectos de modificación de cauces naturales y artificiales" (DGA, 2016). A partir de este análisis se obtuvieron los caudales para distintos períodos de retorno. Los pasos a seguir son:

- 1) Asignar número de orden. Se ordenan los caudales de mayor a menor, asignando un número de orden "m", donde el valor $m=1$ es asignado al mayor valor de caudal mientras que al menor caudal se asignó el máximo valor posible de "m" equivalente al tamaño de la muestra (número de datos).
- 2) Cálculo de Período de retorno "T" según fórmula de Weibull. Se calcula para cada valor de caudal un período de retorno de acuerdo a la siguiente ecuación (Weibull):

$$T = (n + 1)/m$$

Donde:

T (años): Período de retorno

$n(-)$: Número total de datos de la serie

$m(-)$: Número de orden del dato

- 3) Cálculo de Probabilidad de excedencia a partir de T. Calculando el inverso de T se obtiene la Probabilidad de Excedencia P_{exc} , tal como se muestra en la siguiente Ecuación.

$$P_{exc} = 1/T$$

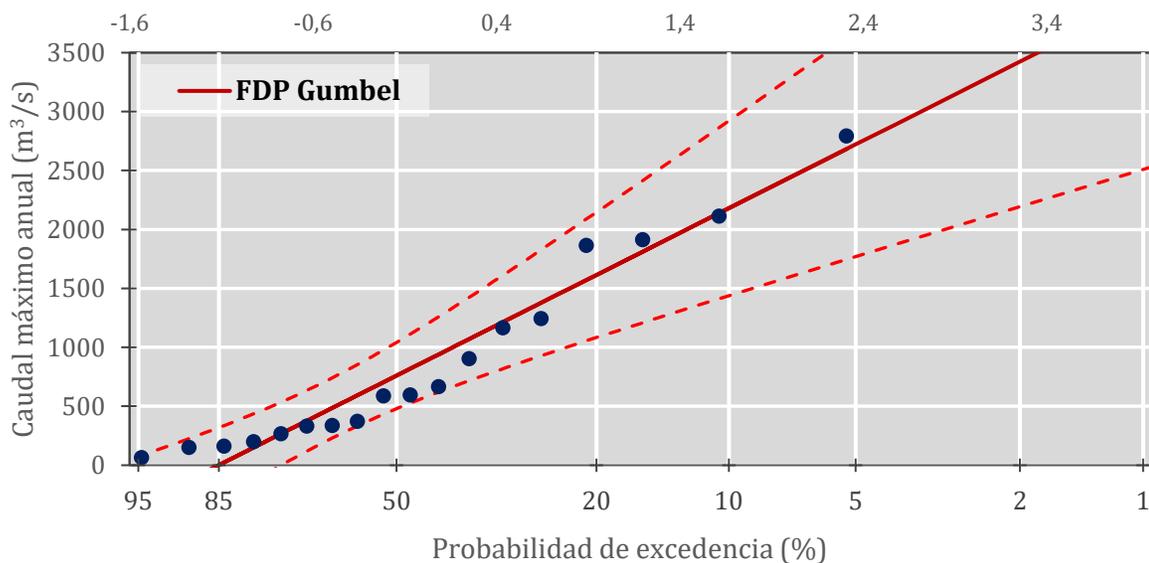
- 4) Ajuste de Función de distribución de probabilidades (FDP). La FDP se ajusta probando distintas distribuciones y evaluando en cada caso el mejor ajuste. Convencionalmente se usan test estadísticos como el chi-cuadrado.
- 5) Obtención de caudales para distintos T. Usando las distribuciones inversas, se obtienen los caudales para los períodos de retorno requeridos.

Al aplicar la metodología antes indicada se determinaron caudales de diseño para diferentes distribuciones probabilísticas, tal como se muestra en la Tabla 6-4, donde se observa que todas las distribuciones adoptadas son aceptables, adoptándose para los análisis posteriores la distribución Gumbel, que se muestra en la Figura 6-6. Los detalles del análisis se presentan en el **Anexo D**.

Tabla 6-4: Resultados Análisis de Frecuencia Estación Río Cachapoal en Puente Arqueado

T (año)	Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel	Exponencial
2	874	551	733	574	761	605
5	1.533	1.310	1.452	1.322	1.615	1.406
10	1.877	2.060	1.919	2.000	2.180	2.011
20	2.162	2.995	2.355	2.783	2.722	2.617
25	2.245	3.340	2.491	3.058	2.894	2.812
50	2.482	4.563	2.905	3.987	3.424	3.417
100	2.696	6.040	3.307	5.031	3.949	4.022
250	2.951	8.446	3.828	6.594	4.642	4.823
500	3.128	10.658	4.216	7.920	5.165	5.428
1000	3.294	13.258	4.600	9.372	5.687	6.034
Estado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-6: Distribución Gumbel adoptada

6.7 Estimación de caudales de crecida en forma indirecta

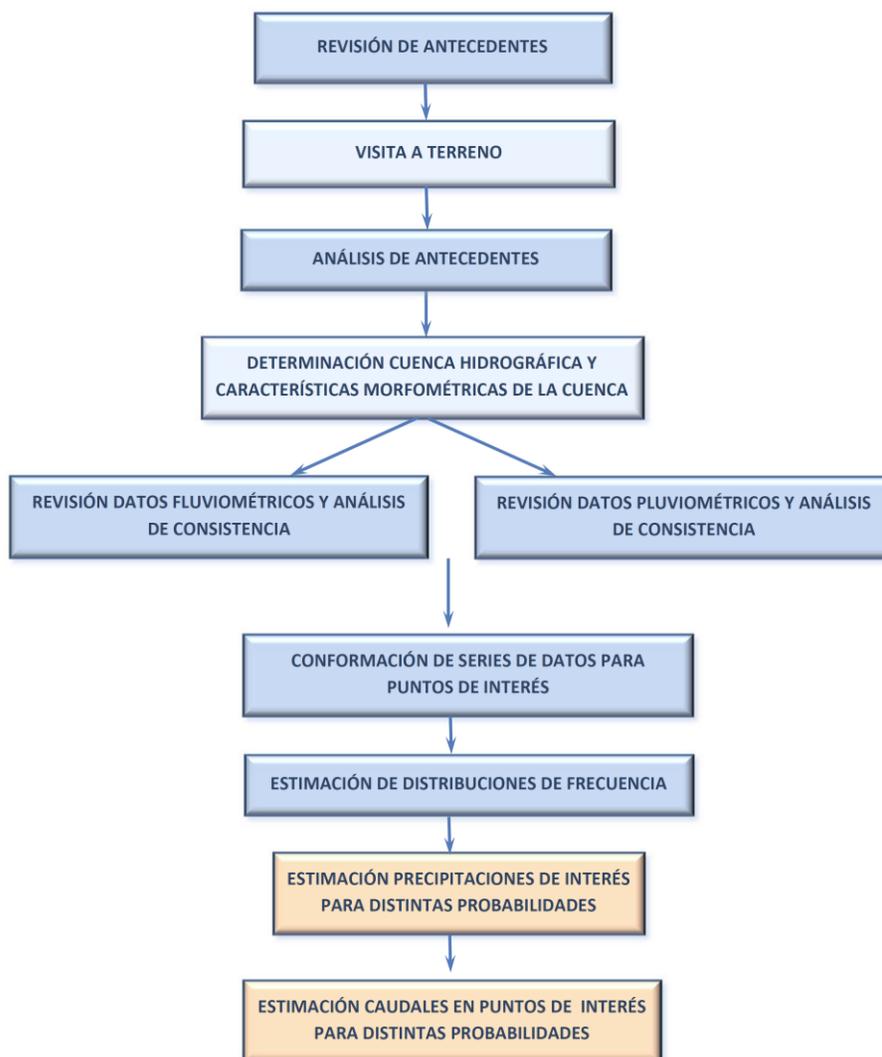
En el caso cuencas no controladas o que la información fluviométrica no fuese suficiente para realizar una estimación de caudales a través de un análisis de frecuencia para los caudales máximos anuales registrados, se procederá a través de formulaciones Precipitación-Escorrentía para obtener los caudales de crecidas de las cuencas aportantes al área de estudio.

Se desarrolló un análisis de frecuencia de la información de precipitación analizada en las estaciones pluviométricas. Este análisis consiste en asociar distintos modelos probabilísticos a la serie de precipitaciones máximas, y escoger la de mejor comportamiento en cada caso, utilizando como criterio algún test de bondad de ajuste y un análisis gráfico.

Las distribuciones de frecuencia que más se asocian con eventos extremos, como son las tormentas, son; Log-Pearson, Log-Normal, Normal, Pearson, Gumbel, que en cada caso será incluido en el análisis. De esta manera, se logrará determinar los valores para las precipitaciones de interés, en los puntos de ubicación de las estaciones pluviométricas estudiadas, para los diferentes períodos de retorno de interés.

Con las precipitaciones asociadas a diferentes períodos de retorno, se procederá a realizar una estimación de caudales a través de relaciones de precipitación escurrentía. En estas estimaciones se considerarán las recomendaciones, formulaciones y coeficientes expresados en el ampliamente utilizado "Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin información fluviométrica" (DGA, 1995).

La Figura 6-7, presenta la metodología que se utilizó para determinar los caudales de crecidas, asociados a diferentes períodos de retorno.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-7: Metodología de análisis hidrológico y cálculo caudales de crecidas

A continuación, se presenta la metodología que fue utilizada para efectuar la determinación de caudales de crecidas, en forma indirecta, utilizando la información de precipitaciones máximas asociadas a diferentes períodos de retorno, según la normativa técnica presentada en la publicación oficial de la DGA "Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas Sin Información Fluviométrica" (1995). Estos métodos requieren además de la información de la precipitación máxima, los datos geomorfológicos de la cuenca. Se propone utilizar los siguientes métodos dependiendo del área de la cuenca.

6.7.1 Cuencas pluviales de áreas menores o iguales a 25 km²

La aplicación del Método Racional, el cual está suficientemente extendido en el país, debe limitarse a un área máxima de 25 km². El Manual de Carreteras, Vol. 3 (MOP, 2018), establece un máximo de 25 km² ya que la fijación del coeficiente de escorrentía para grandes áreas es muy aproximada por la heterogeneidad de las características físicas y la obtención de caudales mayores para una parte de la cuenca que para su totalidad.

La fórmula racional tiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6}$$

donde:

Q : Caudal máximo instantáneo con frecuencia de T años (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía asociada a la frecuencia T años

i : Intensidad media de lluvia asociada al período de retorno T , con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca pluvial (mm/h)

A : Área pluvial aportante (km²).

Para determinar el tiempo de concentración (t_c), se empleó la fórmula propuesta por California Highways and Public Works de EE.UU., según la siguiente relación:

$$t_c = 0,95 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

donde:

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca (h)

L : Longitud del cauce principal (km)

H: Desnivel máximo de la cuenca (m)

Para obtener la precipitación para una duración igual al tiempo de concentración, se multiplica la precipitación máxima con duración de 24 horas por el coeficiente de duración para el tiempo de concentración propuesto para la zona de estudio.

$$P_t^T = CD_t \cdot P_1^{10}$$

En caso de que la duración de la tormenta sea menor a 24 horas, CD_{tc} se obtiene interpolando en la Tabla de Coeficientes de Duración Generalizados propuesto por Varas y Sánchez (1984) para localidades chilenas entre la IV y la X región, para una duración de t_c

La intensidad $i(T)$, para una frecuencia T años, se obtiene como el cociente entre la precipitación con duración igual al tiempo de concentración y el tiempo de concentración.

Se adoptará el coeficiente de esorrentía base $C(T=10)$ propuesto para la V región. Para determinar el coeficiente de esorrentía $C(T)$, asociado a una frecuencia T años, se utiliza la razón $C(T)/C(T=10)$ propuesta en la metodología de Verni-King.

Para el caso puntual del área de estudio se debe utilizar la metodología de estimación de lluvias para duraciones menores a 1 hora. Bell (1969) estudió las razones entre lluvias de distintas duraciones e igual frecuencia o períodos de retorno y también la razón entre lluvias de diferentes períodos de retorno e igual duración, utilizando datos de un gran número de estaciones ubicadas en una extensa zona geográfica, que incluyó Estados Unidos de América, Hawai, Australia, Rusia, Alaska, Puerto Rico y África. Los resultados obtenidos son válidos para lluvias provenientes de tormentas de tipo convectivo con duraciones entre 10 minutos y 2 horas. Las conclusiones obtenidas indican que las razones entre lluvias de distinta duración y/o distinto período de retorno, llamadas coeficientes de duración y coeficientes de frecuencia respectivamente, son muy constantes para todos los puntos indicados y el autor propuso su aplicación en otras zonas para tormentas convectivas.

Los coeficientes de duración y de frecuencia propuestos por Bell cumplen las siguientes relaciones, válidas para duraciones de lluvia entre 5 minutos y dos horas y para períodos de retorno entre 2 y 100 años.

La siguiente ecuación corresponde al coeficiente de frecuencia, CF .

$$CF^T = 0,21LnT + 0,52$$

Donde:

T es el periodo de retorno en años. Notar que para $t=10$ se obtiene $CF=1,00$.

La siguiente ecuación corresponde al coeficiente de duración en relación a precipitaciones menores a 1 hora.

$$CD_t = 0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50$$

Donde:

t es la duración en minutos. Notar que para $t=60$, es decir una hora, se obtiene $CD=1,00$.

Entonces la precipitación de duración t , entre 5 y 120 minutos, y periodo de retorno T , entre 2 y 100 años, se puede estimar en base a la precipitación de una hora, 60 minutos, y 10 años de periodo de retorno

$$P_t^T = (0,21 \cdot \ln T + 0,52) \cdot (0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50) \cdot P_{60}^{10}$$

Siendo:

P_t^T Lluvia en mm de duración t minutos y T años periodo de retorno.

T Periodo de retorno en años.

t Duración de la lluvia en minutos.

P_{60}^{10} Precipitación de una hora y 10 años de periodo de retorno, en mm.

La expresión anterior complementa los resultados experimentales del caso chileno y se recomienda su uso para obtener estimaciones de las curvas IDF para duraciones menores a una hora, cuando no se cuente con datos pluviográficos en el sitio de interés que permitan desarrollar una familia de curvas IDF en el lugar.

Estos valores son válidos para todo el territorio nacional a menos que se disponga de información pluviográfica que permita estimar otros coeficientes más precisos para cada lugar.

6.7.2 Cuencas pluviales de áreas mayores a 25 km²

El Método Racional pierde su aplicabilidad para cuencas de áreas mayores a 25 km². Por tal razón, se recurre al uso de tres métodos: método de Verni-King modificado, análisis regional de crecidas contenido en el denominado método DGA-AC, y por último, Hidrograma Unitario Sintético tipo Linsley. Obtenidos los resultados, se usará el que otorgue condiciones más exigentes para el proyecto u otro el criterio adecuadamente justificado por el consultor.

6.7.2.1 Método de Verni y King Modificado

Basado en la fórmula de Verni y King que relaciona el caudal instantáneo máximo con la precipitación diaria máxima y el área de la cuenca. Este método se desarrolló para cuencas ubicadas en entre la III y X región del país, con áreas entre 20 y 10.000 km².

La relación propuesta por los autores es la siguiente:

$$Q = C(T) \cdot 0,00618 \cdot P_{24} \cdot (T)^{1,24} \cdot A^{0,88}$$

donde:

Q : Caudal máximo instantáneo asociado a una frecuencia T años (m³/s)

$C(T)$: Coeficiente empírico función de la región y la frecuencia T años

$P_{24}(T)$: Precipitación máxima diaria con frecuencia T años (mm)

A : Área pluvial de la cuenca (km²)

Se debe adoptar el coeficiente de escorrentía base $C(T=10)$ propuesto en la publicación oficial "Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas Sin Información Fluviométrica (DGA, 1995). Debido al amplio rango de validez del método, la generalización puede llevar a estimaciones poco precisas. Por tal razón, se recomienda el uso de otros métodos para comparar estos resultados.

6.7.2.2 Método DGA – AC para crecidas pluviales

Su fundamento corresponde a un análisis regional de crecidas de origen pluvial, basado en series de máximos anuales generadas a partir de la información de caudales medios diarios máximos y caudales instantáneos máximos de 234 estaciones con control fluviométrico.

El método es aplicable a cuencas pluviales o nivo-pluviales, ubicadas entre las regiones III y IX del país, con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 km², para crecidas con períodos de retorno de hasta 100 años.

Para aplicar este método se debe definir en primer lugar la zona homogénea a la cual pertenece el sector en estudio, a esta zona se le asocia la curva de frecuencia regional correspondiente y se calcula el caudal medio diario máximo de período de retorno 10 años ($Q(T=10)$) según la expresión que corresponda para la región estudiada.

El caudal base, $Q(T=10)$, es función del área pluvial de la cuenca y de la precipitación diaria máxima con período de retorno 10 años, $P_{24}(T=10)$.

Finalmente, el caudal medio diario máximo se multiplica por el factor de conversión “⇒” para obtener el caudal máximo instantáneo. Este factor de conversión se determina en función de la zona homogénea definida previamente.

La principal crítica a este método es que siendo el rango de uso tan amplio (20 a 10.000 km²) y el área de la cuenca es el factor que permite encontrar los coeficientes empíricos, la generalización puede llevar a estimaciones poco precisas. Por tal razón, se debe usar otros métodos para comparar estos resultados.

6.7.3 Resultados

Al aplicar las metodologías descritas anteriormente, se determinaron los caudales mostrados en la Tabla 6-5, según se detalla en el **Anexo D**.

Tabla 6-5: Caudales obtenidos con métodos indirectos

T (año)	Caudal (m ³ /s)		
	DGA AC	Verni King modificado	Racional
2	894	855	799
5	1.279	1.621	1.419
10	1.541	2.290	1.935
20	1.864	3.070	2.518
25	1.957	3.351	2.724
50	2.280	4.225	3.350
100	2.588	5.530	4.287

Fuente: Elaboración propia.

6.8 Caudales líquidos adoptados

Usando los resultados presentados anteriormente en el acápite 6.6 y 6.7.3, se preparó la Tabla 6-6 donde se resumen los caudales indirectos y el directo. Dado que los caudales son de órdenes de magnitud similar, se prefiere adoptar el valor obtenido por análisis de frecuencia en la estación Río Cachapoal en Puente Arqueado, ya que corresponde al registro directo de la cuenca.

Dado que los caudales presentados en la Tabla 6-6 corresponden a la sección actual, para transferirlos a la nueva sesión se aplicó trasposición por Verni-King, ya que los sectores están muy próximos, incrementándose el área aportante en 261,8 km², lo que equivale a un 4,2%. Los resultados se presentan en la Tabla 6-7.

Tabla 6-6: Caudales instantáneos determinados

T (año)	Caudal (m ³ /s)				
	DGA AC	Verni King modificado	Racional	Fluviométrico	Adoptado
2	894	855	799	761	761
5	1.279	1.621	1.419	1.615	1.615
10	1.541	2.290	1.935	2.180	2.180
20	1.864	3.070	2.518	2.722	2.722
25	1.957	3.351	2.724	2.894	2.894
50	2.280	4.225	3.350	3.424	3.424
100	2.588	5.530	4.287	3.949	3.949

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6-7: Caudales adoptados

T (año)	Caudal (m ³ /s)	
	Sección 1	Sección 4
2	761	793
5	1.615	1.682
10	2.180	2.271
20	2.722	2.836
25	2.894	3.015
50	3.424	3.567
100	3.949	4.114

Fuente: Elaboración propia.

6.9 Caudales Sólidos en suspensión

En esta sección se efectúa el cálculo de la tasa de arrastre en suspensión. Para ello se aplicarán 4 metodologías: Dendy-Bolton, USBR, las tasas de arrastre de estaciones con registro sedimentométrico de cuencas cercanas y expresiones empíricas de la Universidad Federico Santa María (USM) para la zona central de Chile, según se indica:

- ♦ **Estimación de la Producción Anual según Metodología USBR (1974):** La expresión propuesta por el USBR (1974), se obtuvo de correlacionar la producción de sedimento asociada a 28 cuencas de clima semiárido. Relaciona el aporte de sedimentos en m³/km²/año con el área de la cuenca.
- ♦ **Expresiones empíricas de tesis USM (2016):** Expresiones que relacionan el caudal líquido con el caudal sólido para cuencas de la zona central de Chile, desarrolladas por Jiménez (2016).

En forma adicional se consideran los resultados contenidos en las tesis de Lecaros (2011), que analizó la sedimentación del Lago Rapel, usando los datos registrados en la estación

Río Cachapoal en Puente Arqueado y de Campos (2022), donde también se analizó esta estación. Se hace notar que estos autores evalúan relaciones diferentes para el periodo pluvial y nival, siendo en ambos casos más importante el valor pluvial, por lo que fue adoptado para el diseño posterior.

Los resultados se presentan en la Tabla 6-8 y su cálculo en el **Anexo D**. Se adoptó por seguridad el valor más grande de lo obtenido.

Tabla 6-8: Caudales sólidos en suspensión

T (año)	Caudal (m ³ /s)						
	Fleming	USBR	USM-Fleming	USM-USBR	Lecaros	Campos	Adoptado
2	0	0	0	0	1	4	4
5	0	0	0	0	5	15	15
10	0	0	0	0	9	24	24
20	0	0	0	0	14	35	35
25	0	0	0	0	16	39	39
50	0	0	0	0	23	52	52
100	0	0	0	0	32	66	66

Fuente: Elaboración propia.

6.10 Caudales de diseño adoptados

Finalmente, al considerar los caudales líquidos y sólidos, se determinó el caudal de diseño adoptado que se presentan en la Tabla 6-9, igual al caudal líquido más el gasto sólido en suspensión. Al igual que para los caudales líquidos, se aplicó trasposición de caudales para el Sector 4, llegándose a los caudales presentados en la Tabla 6-9.

Tabla 6-9: Caudales adoptados

T (año)	Caudal (m ³ /s)	
	Sector 1	Sector 4
2	765	797
5	1.630	1.698
10	2.204	2.296
20	2.757	2.872
25	2.933	3.056
50	3.476	3.621
100	4.015	4.183

Fuente: Elaboración propia.

6.11 Caudales medios mensuales

Para completar el análisis hidrológico, en la Tabla 6-10 se muestran los caudales medios mensuales adoptados para la estación Río Cachapoal en Pte. Arqueado. La curva de variación estacional elaborada se muestra en la Figura 6-8, curva que se generó con los

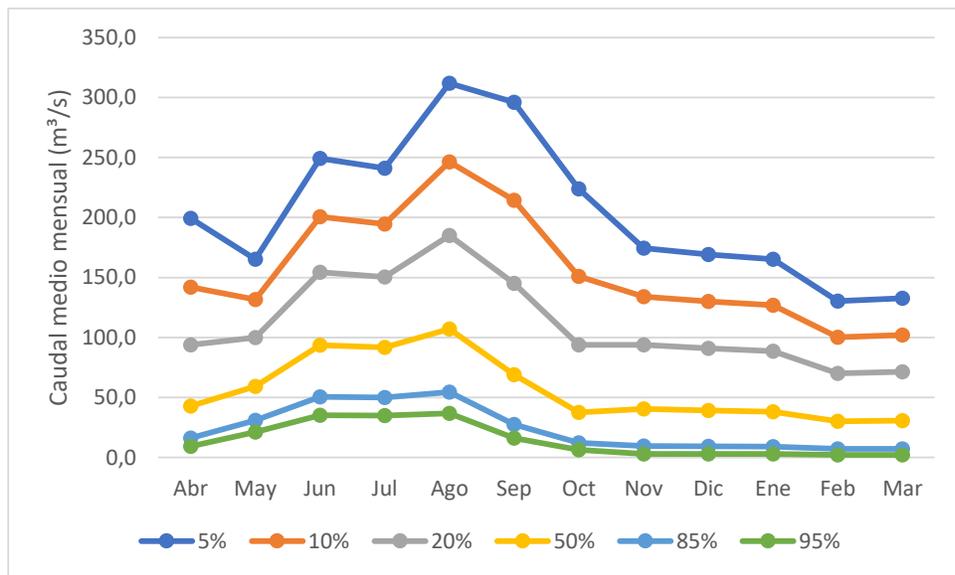
caudales desde el año hidrológico 2002-2003. A fin de observar el efecto del cambio climático, en la Figura 6-9 se muestra la misma curva determinada con antecedentes medidos hasta el año 2000. Se observa un corrimiento en el mes de ocurrencia del caudal peak, y más importante, la disminución de su magnitud.

Tabla 6-10: Caudales medios mensuales

Año Hidrológico	Caudal (m ³ /s)												
	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Anual
2002-2003	86,6	77,4	206,2	206,2	391,3	201,9	103,8	133,8	173,0	186,2	127,9	134,3	206,2
2003-2004	161,8	122,0	159,2	135,6	115,4	115,1	114,3	118,8	78,7	51,8	50,2	53,1	106,3
2004-2005	96,3	33,8	52,4	69,4	130,0	86,8	22,2	46,4	26,7	25,0	18,1	23,3	52,5
2005-2006	14,2	82,6	267,4	240,1	308,8	199,2	117,2	174,3	125,0	148,6	121,7	111,3	159,2
2006-2007	111,2	104,5	168,4	323,0	154,7	94,2	107,3	108,1	122,9	140,6	190,1	157,5	148,5
2007-2008	59,6	46,5	63,3	85,8	84,7	58,1	39,1	31,2	29,8	26,0	48,9	46,4	51,6
2008-2009	41,0	237,9	242,4	139,5	264,3	120,7	92,3	122,1	119,5	67,6	20,7	15,9	123,6
2009-2010	9,6	44,6	46,3	46,2	84,0	163,4	63,3	N/D	N/D	59,8	34,6	48,8	N/D
2010-2011	50,8	24,3	50,7	41,2	N/D	N/D	11,8	11,2	5,6	5,2	5,2	25,2	N/D
2011-2012	45,4	45,5	50,5	61,5	73,3	51,8	16,7	15,4	16,3	16,5	12,8	12,8	34,9
2012-2013	14,2	63,7	160,4	120,0	117,7	65,3	52,6	12,0	12,0	58,7	25,5	24,3	60,5
2013-2014	33,0	56,4	74,7	74,1	65,3	46,6	11,9	22,5	27,3	17,2	11,0	14,2	37,9
2014-2015	26,2	58,8	77,0	61,4	68,1	82,0	28,2	36,4	29,6	34,7	16,2	33,5	46,0
2015-2016	68,7	54,4	90,6	59,8	154,5	94,6	106,9	73,7	97,6	76,3	39,3	36,6	90,6
2016-2017	300,1	138,3	119,4	129,2	88,1	41,3	38,1	39,8	41,0	37,0	22,9	20,0	84,6
2017-2018	41,9	67,2	95,0	86,3	88,0	62,4	63,7	39,0	46,9	37,3	35,0	34,6	58,1
2018-2019	18,6	26,7	54,9	69,2	45,6	34,8	21,2	4,2	4,3	2,8	2,0	2,5	23,9
2019-2020	10,1	18,6	42,0	40,0	28,7	3,8	1,6	1,8	3,2	0,9	1,1	3,0	12,9

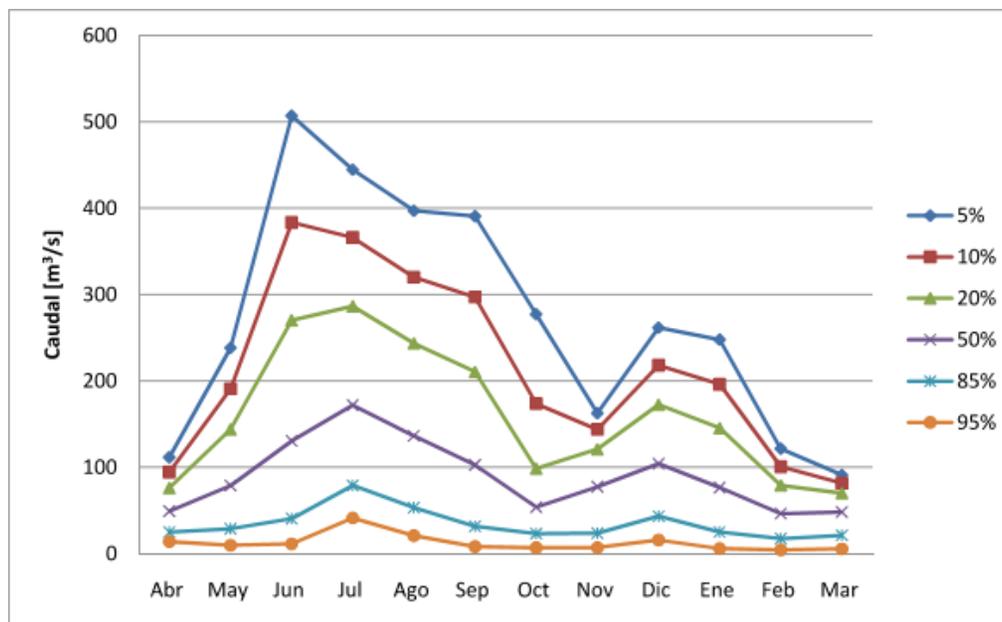
	Estadística Camels
	Adoptado estadística DGA
	Correlacionado con Río Cachapoal 5 km a nivel mensual
	Correlacionado con Río Cachapoal 5 km a nivel anual
N/D	No fue posible estimar el valor

Fuente: Elaboración propia con antecedentes BNA y Álvarez-Garretón et al. (2017).



Fuente: Elaboración propia con antecedentes BNA y Álvarez-Garretón et al. (2017).

Figura 6-8: Curva de variación estacional



Fuente: DGA (2004).

Figura 6-9: Curva de variación estacional histórica

7 DISEÑO ESTACIÓN FLUVIOMÉTRICA

7.1 Metodología

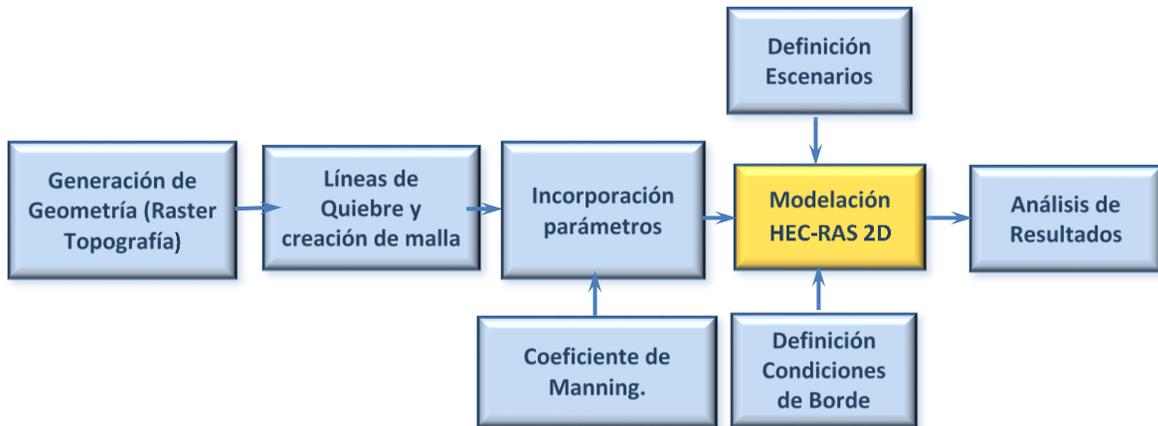
El diseño de la estación fluviométrica, considero todas las normas DGA para este tipo de obras, en especial las siguientes:

- Tramo recto
- Pendiente uniforme, cuyo flujo presente escurrimiento sub critico
- La estructura debe poseer sección compuesta con canal para aguas mínimas y zona para caudales de crecidas.
- Canal para aguas mínimas debe proyectarse para contener el caudal máximo del estiaje con un talud de 45° en su pared hacia zona para caudales de crecidas, esto para hacer más sensible la sección en caudales mínimos y para evitar una transición muy fuerte en la curva de descarga.
- Pendiente del canal hacia aguas abajo del 0,5%
- Para ordenar el escurrimiento en la zona de medición, es necesario que obras complementarias de embudo de entrada sean proyectadas adecuadamente, para evitar contracciones laterales no deseadas.
- La zona de inundación de crecida se diseñó con una pendiente del 3% hacia el canal. Hacia aguas arriba en zona de inundación de crecida, debe generarse un embudo de entrada parabólico, de manera que permita el llenado total del canal antes que el nivel de agua llegue a la zona de crecida. Hacia aguas abajo, debe tener pendiente igual al canal de 0,5%.
- Barrera antisocavante hacia aguas arriba y hacia aguas abajo de las estructuras del canal y zona de inundación de crecidas, con zarpas transversales distribuidas a lo largo de la estructura, esto para evitar circulación de flujo bajo revestimiento.

7.1.1 Modelación Hidráulica

El análisis hidráulico se realizó utilizando el programa HEC-RAS 2D versión 5.0.6. de libre acceso, que es una herramienta validada y conocida por los revisores y quienes desarrollan este tipo de análisis. Los archivos de modelación HEC-RAS se anexan al presente informe.

La metodología aplicada para el análisis hidráulico con HEC-RAS 2D, se puede resumir en las tareas planteadas en la Figura 7-1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-1: Metodología HEC-RAS 2D

7.1.2 Cálculo de Enrocados

Para el cálculo de los enrocados aguas abajo de las estaciones, se aplicará la fórmula de Isbach, utilizando como dato de entrada los resultados del eje hidráulico obtenidos para el escenario de modelación más desfavorable, el que corresponde al caudal que este asociado a la máxima velocidad de escurrimiento en la sección aguas abajo del canal de la estación.

La expresión de Isbach, correspondiente a una fórmula experimental de amplio uso en problemas de este tipo, tiene la siguiente estructura:

$$V_{max} = \beta \sqrt{2g \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{w} \right) D_{50} \cos \theta}$$

donde:

$V_{m\acute{a}x}$: velocidad máxima de flujo (m/s),

β : coeficiente de Isbach (adimensional); conservadoramente, se toma $\beta=0,86$ (flujo con alta turbulencia),

D_{50} : diámetro para el cual el 50% en peso del material tiene un menor tamaño (m),

γ_s : peso específico del enrocado (2,65 t/m³),

γ_w : peso específico del agua (1,00 t/m³),

θ : ángulo de fondo respecto a la horizontal (°); en este caso, $\theta \approx 0,115^\circ$,

Con esta expresión se obtiene el D_{50} del enrocado. Suponiendo que la aproximación esférica es válida y considerando una densidad de 2,65 t/m³, se obtiene el peso de cada roca. Por último, si se considera la consolidación del enrocado, entonces el peso de estas rocas puede ser reducido a un tercio del peso calculado.

7.1.3 Socavación

La socavación se define como el descenso local que experimenta un lecho móvil con respecto a su nivel natural, debido a un desbalance entre la capacidad erosiva de la corriente y el suministro de sedimentos provenientes de aguas arriba. Este descenso afecta a pilas y estribos de puentes, como asimismo, a toda estructura cuya fundación esté emplazada en un lecho móvil.

Si en el cauce de un río se emplaza alguna obra que obstruya el libre escurrimiento del flujo, el patrón de flujos en la vecindad de dicha obstrucción, será modificado, y dado que la capacidad de transporte de sedimentos en un río, es función de las características del flujo, los patrones de la capacidad de transporte en la vecindad de dicha obstrucción también serán modificados. En una zona donde no exista equilibrio entre la capacidad de transporte y la tasa de alimentación de sedimentos, necesariamente ocurrirán procesos de socavación o embanque del lecho.

La socavación total en un lecho está compuesta por distintos tipos de socavaciones que pueden agruparse en las siguientes categorías:

- ♦ Degradación del lecho debido a alteraciones en el equilibrio sedimentológico de un río, como por ejemplo: la interrupción del arrastre de sedimentos, desde aguas arriba, causado por la presencia de una presa; extracción no controlada de áridos; entrega o restitución de caudales, etc.
- ♦ Socavación general en angostamientos naturales o artificiales durante el paso de una crecida. Estos angostamientos pueden producirse en la sección de emplazamiento de un puente, debido a la presencia de terraplenes de acceso y estribos, en obras de encauzamiento, o bien, en secciones naturalmente más angostas de un río. Esta contracción local implica un aumento en las velocidades del escurrimiento, y, por lo tanto, mayor capacidad de arrastre de sedimentos. Esta

mayor capacidad es suplida por el material proveniente del lecho en la zona de la contracción, lo cual se traduce finalmente en una socavación de la sección.

- ✦ Socavación local al pie de obras como pilas, estribos, cabezas de espigones o muros guidores, etc., debido a la interferencia de estas obras con la corriente, se provoca un aceleramiento local del flujo, generando vórtices que remueven el material alrededor de dichas obstrucciones.
- ✦ Socavación natural localizada, debido a variaciones en las condiciones del escurrimiento, asociadas con los procesos fluviales naturales como transporte de sedimentos; migración de ondas sedimentarias (dunas, rizos, etc.); divagación de cauces, migración lateral del escurrimiento, socavación en curvas, etc.

Para estimar la socavación general en el lecho del río se utilizó el método de Lischtvan-Lebediev y el método de C.R. Neill, ambos métodos han sido ampliamente utilizados en Chile. Para el caso de la socavación al pie de la obra (aguas debajo de la estación), se utilizó la fórmula de Bormann y Julien recomendado en la literatura.

a) Método de Lischtvan-Lebediev

Este método consiste en dividir en diferentes franjas la sección de análisis y determinar en cada una de ellas la velocidad a la cual el flujo alcanza la condición de equilibrio en la que el lecho no continúa socavándose pues esa socavación implica un aumento en el área, lo cual se traduce en una disminución de la velocidad. Esta velocidad de equilibrio o velocidad competente se determina a partir de alguna fórmula empírica dependiendo de las características del material de fondo del cauce. La Figura 7-2 muestra el planteamiento del método Lischtvan-Lebediev.

Donde:

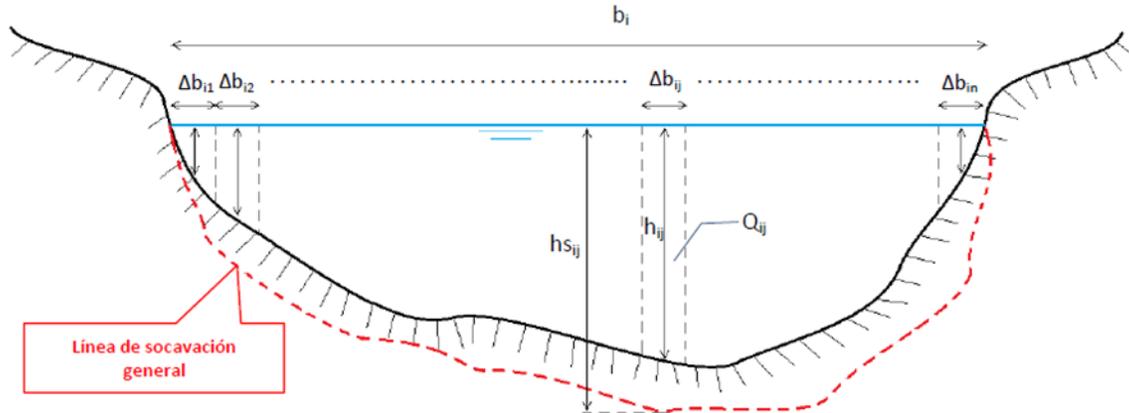
b_i : Ancho superficial del i-ésimo perfil transversal del cauce.

Δb_{ij} : Ancho superficial de la porción j-ésima del perfil transversal i-ésimo del cauce.

h_{ij} : Altura de escurrimiento en la porción j-ésima del perfil transversal i-ésimo, antes de la socavación general del cauce en dicho perfil.

hs_{ij} : Altura de escurrimiento de la porción j-ésima del perfil transversal i-ésimo, después de la socavación general del cauce en dicho perfil.

Q_{ij} : caudal que pasa por la porción j-ésima del perfil transversal i-ésimo del cauce en estudio.



Fuente: Mery, 2013.

Figura 7-2: Planteamiento método Lischtvan-Lebediev para perfil i-ésimo.

La altura de escurrimiento h_{ij} se calcula a través de:

$$h_{ij} = \frac{\Omega_{ij}}{\Delta b_{ij}}$$

donde Ω_{ij} corresponde al área mojada de la porción de flujo de ancho superficial Δb_{ij} .

Por su parte, se define la altura media de escurrimiento del i-ésimo perfil transversal, h_{mi} , el cual se relaciona con h_{ij} de la siguiente forma:

$$h_{mi}^{5/3} = \sum_{j=1}^n h_{ij}^{5/3} \cdot \frac{\Delta b_{ij}}{b_i}$$

Ahora bien, sea q_i el caudal unitario promedio que pasa por el i-ésimo perfil transversal del cauce en estudio; este parámetro se calcula con la expresión:

$$q_i = \frac{K_i}{b_i} \cdot \sum_{j=1}^n Q_{ij}$$

Es importante señalar que el factor K_i es diferente a la unidad sólo cuando dentro del i-ésimo perfil transversal se efectúan sub seccionamientos en que se dejan fuera del análisis

zonas libres de erosión o de erosión menor; como en este caso no se han efectuado sub seccionamientos de este tipo, el valor de K_i es igual a la unidad, es decir $K_i = 1$.

El valor de la altura de escurrimiento después de la erosión h_{sij} se obtiene a través de la fórmula de Lischtvan – Lebediev, la que, aplicada a suelos granulares, luego de ciertos arreglos algebraicos, tiene la siguiente forma:

$$h_{sij}^{1+X} = \frac{q_i}{0,68 \cdot \beta \cdot d_m^{0,28}} \cdot \left(\frac{h}{h_m}\right)^{\frac{5}{3}} \leftrightarrow h_{sij} > h_{ij}$$

Donde:

β : Factor de cálculo dependiente del período de retorno de la crecida con que se está simulando la modelación hidráulica.

d_m : Diámetro medio (mm) de las partículas del suelo que conforma el lecho del cauce.

X : Exponente variable como función de d_m .

En la Tabla 7-1 y Tabla 7-2 que permiten determinar tanto el valor de β como de X , se presentan en lo que sigue.

Tabla 7-1: Valores de β según Tr

Tr	2	5	10	20	50	100	500	1000
β	0,82	0,86	0,90	0,94	0,97	1,00	1,05	1,07

Fuente: Tomado de Mery, 2013.

Tabla 7-2: Valores de X según d_m

d_m(mm)	X	d_m (mm)	X	d_m (mm)	X
0,05	0,43	8	0,35	140	0,27
0,15	0,42	10	0,34	190	0,26
0,5	0,41	15	0,33	250	0,25
1	0,4	20	0,32	310	0,24
1,5	0,39	25	0,31	370	0,23
2,5	0,38	40	0,3	450	0,22
4	0,37	60	0,29	570	0,21
6	0,36	90	0,28	750	0,2

Fuente: Tomado de Mery, 2013.

El cálculo de d_m se realiza en base a la granulometría del lecho, obtenida de la(s) calicata(s) efectuada(s) en el tramo en análisis. La expresión que rige es la siguiente:

$$d_m = \sum_k d_k \cdot p_k$$

En que d_k es la abertura o paso de la k -ésima malla y p_k el peso como porcentaje de la fracción del suelo que es retenido en dicha malla.

Finalmente si se desea conocer la altura de socavación S_{ij} que genera la crecida en la porción Δb_{ij} , se debe restar a $h_{s_{ij}}$ la altura h_{ij} , es decir:

$$S_{ij} = h_{s_{ij}} - h_{ij}$$

b) Método de C.R. Neill

Al igual que en el método de Lischtván-Lebediev, el área transversal en estudio se divide en diferentes franjas para las cuales se determinará su socavación. El método consiste en utilizar alguna expresión que permita calcular la velocidad crítica de arrastre para cada una de las franjas y derivar a partir de ella una ecuación para la altura de socavación.

Para sedimentos finos (arenosos), la velocidad crítica de arrastre se puede determinar por la siguiente expresión:

$$\frac{V_{c_i}}{\sqrt{g \cdot h_{s_i}}} = 0,787 \cdot \left(\frac{h_{s_i}}{D}\right)^{-0,5} \cdot \ln\left(\frac{12 \cdot h_{s_i}}{k_s}\right)$$

Para sedimentos gruesos:

$$\frac{V_{c_i}}{\sqrt{g \cdot h_{s_i}}} = K \cdot \left(\frac{h_{s_i}}{D}\right)^{-0,33}$$

$$K = 1,41 \cdot \sqrt{s - 1}$$

Donde:

V_{c_i} : Velocidad crítica de arrastre para la franja "i" (m/s).

g : Aceleración de gravedad (m/s^2).

D : Diámetro representativo del lecho (m).

k_s : Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga (m).

K : Coeficiente dependiente de la densidad relativa a los sólidos (-).

s : Densidad de partículas sólidas ($2,65 \text{ t/m}^3$).

Para sedimentos finos (arenosos) se utiliza $k_s=D_{65}$ y $D=D_{50}$, en tanto que para sedimentos gruesos de granulometría extendida, que presentan tendencia al acorazamiento, se utiliza $D=D_{84}$.

La socavación " S_i " de la franja " i " queda determinada por la siguiente expresión:

$$S_i = h_{s_i} - h_i$$

Para sedimentos finos (arenosos), la altura de socavación " h_{s_i} " queda por lo tanto determinada por la siguiente ecuación recursiva:

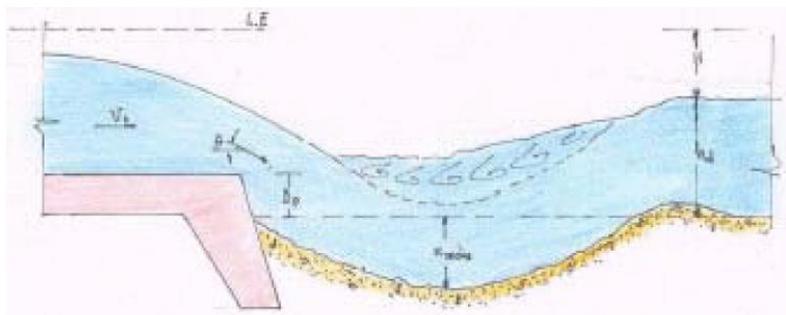
$$h_{s_i} \cdot \ln\left(\frac{12 \cdot h_{s_i}}{k_s}\right) = \frac{q_i}{0,787 \cdot \sqrt{g \cdot D}}$$

Y para sedimentos gruesos:

$$h_{s_i} = \left(\frac{q_i}{1,44 \cdot \sqrt{g \cdot D^{0,33}}}\right)^{0,855}$$

c) **Fórmula de Bormann y Julien**

En la Figura 7-3 se presenta la situación de socavación local producida por la presencia de una obra hidráulica y corresponde al caso de una lámina líquida "escurrimiento crítico o torrencial" que cae desde una estructura hidráulica hacia el río aguas abajo. La fórmula presentada considera un chorro que se sumerge en una masa de agua y actúa sobre el material aluvial socavando y produciendo la erosión típica y estable producida en estos casos. Las constantes de este método corresponden a las obtenidas en experiencias de modelos y prototipos.



Fuente: Tomado de Mery, 2013.

Figura 7-3: Efecto de socavación al pie de la obra

Se presenta a continuación, la fórmula de Bormann y Julien:

$$s_{max} + D_p = \frac{K_b \cdot q^{0.6} \cdot v_0 \cdot \text{sen}(\theta)}{[2 \cdot (s - 1) \cdot g]^{0.8} \cdot d_{90}^{0.4}}$$

Donde,

D_p : Caída entre el umbral y el lecho de aguas abajo.

θ : Ángulo que forma la lámina vertiente con la horizontal en la superficie libre.

K_b : Coeficiente que se relaciona con el ángulo θ y el ángulo de reposo ϕ del material del lecho.

q : Caudal unitario.

v_0 : Velocidad horizontal del chorro en la entrada a la masa de agua sobre el hoyo de socavación.

s : Densidad relativa del material fluvial.

d_{90} : Tamaño del material fluvial para el cual el 90% es más fino.

7.1.4 Transporte de Sedimentos

Para el cálculo del transporte de fondo, se utilizó como referencia el libro "Hidráulica aplicada al diseño de obras" de Horacio Mery M.

Como se menciona en el libro de Mery, "un parámetro característico del flujo para el inicio del movimiento de fondo es la tensión tangencial entre el escurrimiento y el lecho, " τ_0 ".

En los canales, este parámetro puede ser expresado como:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot J$$

Donde:

ρ : Densidad del agua (kg/m³).

g : Aceleración de gravedad (m/s²).

R_h : Radio hidráulico del canal (m).

J : Pendiente de carga hidráulica (m/m).

Cuando esta tensión supera cierto valor crítico, los sedimentos del fondo del lecho comienzan a ser transportados, primero en forma de movimiento de fondo para luego ser transportados en suspensión.

Se utilizará la expresión empírica de Meyer-Peter, formulada en 1951, para evaluar la “tasa de arrastre de fondo”, conocida comúnmente como “gasto sólido de fondo”. La siguiente fórmula fue deducida de experiencias en laboratorio y con mezclas de arena:

$$q_s = \left(\frac{4\tau_0}{\rho(s-1)gd_s} - 0,188 \right)^{3/2} \cdot \sqrt{(s-1)gd_s^3}$$

Donde:

- q_s : Gasto volumétrico por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
- τ_0 : Tensión tangencial ($kg/m/s^2$).
- ρ : Densidad del agua (m^3/s).
- s : Densidad relativa de los sólidos del lecho con respecto al agua (-).
- d_s : Diámetro representativo de las partículas del lecho (m). En esta expresión, $d_s = d_{50}$.

En el cálculo actual, se considerará un análisis por franja, similar al desarrollado en el estudio de socavaciones, con el propósito de obtener resultados precisos. El análisis se realizó para el perfil justo aguas arriba de la estación fluviométrica y para el perfil justo aguas debajo de la estación fluviométrica.

7.2 Estudio Hidráulico

En el presente capítulo se presentan los resultados de la modelación hidráulica bidimensional considerando la situación con y sin proyecto de la estación proyectada en el nuevo sitio. El análisis consiste en el cálculo del Eje Hidráulico (EH) correspondiente y la definición de la curva de descarga.

7.2.1 Descripción Situación Actual y Obras Proyectadas

Actualmente existe la estación “Río Cachapoal en Puente Arqueado” ubicada en la sección media baja de la cuenca del río Rapel a una altitud aproximada de 110 m s.n.m. El material del lecho del río se considera de sedimentación fluvial o aluvional, esto quiere decir que fueron depositados por acción del mismo y está compuesto principalmente de arenas y gravas (alta presencia de bolones redondeados). En el tramo del río Cachapoal donde se ubica actualmente la estación, el cauce tiene una pendiente media del 0,004 m/m y su ancho habitual es de aproximadamente 70 m.

Tal como se indicó en el Capítulo 3, la estación actual no logra medir los caudales bajos producto de que se encuentra ubicada en una zona donde el río para caudales bajos no

escurre. Probablemente esto se deba a problemas de sedimentación y socavación, además, tal como se puede observar en la Figura 7-4, en la zona central del cauce se observa una zona sedimentada que divide el cauce del río en dos secciones, lo cual impide medir estos caudales bajos. Por este motivo, se propuso una nueva sección de medición ubicada aproximadamente 2 km hacia aguas abajo.



Fuente: Equipo Consultor.

Figura 7-4: Ubicación Actual Estación Fluviométrica

La sección propuesta (ver Figura 7-5) posee la ventaja de encontrarse en una zona donde no existen ramificaciones y posee en la ribera norte un farellón vertical que podría servir de apoyo para la nueva estación de medición.

Dada la envergadura de este río, los registros históricos y los testimonios de los habitantes de este sector, la nueva estación fluviométrica propuesta medirá solo los caudales bajos y tendrá el diseño tradicional de estaciones DGA.

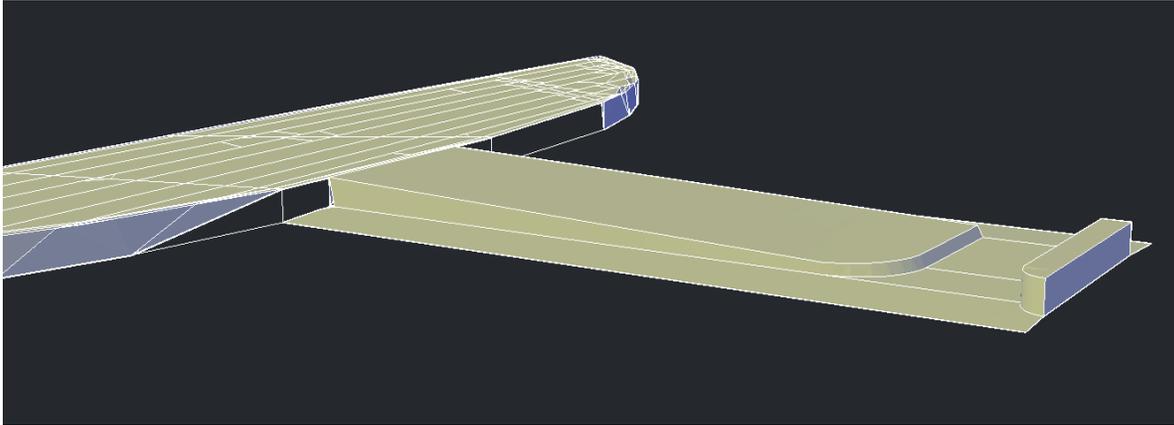


Fuente: Equipo Consultor.

Figura 7-5: Zona Propuesta para Nueva Estación Fluviométrica

La estación propuesta tiene un ancho total de 55 m. El muro principal estará apoyado sobre el farellón natural y tendrá una altura de 2,5 m, la canaleta de caudales bajos tendrá un ancho de 8 m y su alto proyectado es de 0,8 m, luego posee una sección de crecidas de 45 m con una pendiente de 3%. En la Figura 7-6 se presenta el esquema tridimensional de la estación propuesta. Adicionalmente, la estación cuenta con una sección de entrada y salida de enrocados para su protección, en la sección de entrada cuenta también con una apertura parabólica para que los caudales altos sean conducidos hacia la estación.

Dado que la estación posee un ancho menor al ancho del cauce principal del río (aproximadamente 70 m), se debe diseñar una sección de encauzamiento compuesta por gaviones sobre enrocados que permitan rellenar este sector.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-6: Esquema tridimensional estación propuesta

7.2.2 Modelación Hidráulica 2D

7.2.2.1 Aspectos generales modelación

Utilizando los caudales registrados por la misma estación, se realizó un análisis de frecuencia para determinar los caudales para períodos de retorno entre 2 y 100 años los que se presentaron anteriormente en la Tabla 6-9. No obstante, dado que la estación proyectada medirá solo caudales bajos, el diseño hidráulico de esta (su capacidad de porteo y curva de descarga) fue desarrollado solo para los caudales usualmente presentes en la estación, los cuales se determinaron en base a la topobatimetría del cauce y las mediciones realizadas en terreno. De esta manera, a partir del material audiovisual registrado en terreno y la visita, se estimó una velocidad de escurrimiento del cauce, la cual junto con la sección medida (a partir de la ortofoto y topografía) permitió estimar el caudal pasante.

El caudal de diseño de la estación fluviométrica considerado fue de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal de verificación fue de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. En la visita realizada se observó un caudal aproximado de $30 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para determinar el coeficiente de rugosidad del cauce, se calculó en primer lugar un coeficiente básico denominado " n_0 " a partir de la fórmula de Strickler utilizando el valor " d_{90} " obtenido de la granulometría de las calicatas realizadas en la zona del cauce.

Una vez obtenido el coeficiente de rugosidad básico definitivo, este fue corregido por medio del método de Cowan dependiendo de las características de la zona analizada.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m$$

$$n_0 = S \cdot d_{90}^{1/6}$$

Donde:

n_0 : Valor básico del coeficiente de rugosidad para un tramo recto y uniforme.

n_1 : Incremento por irregularidades en la sección.

n_2 : Incremento por variaciones de forma y dimensiones de la sección.

n_3 : Incremento por obstrucciones.

n_4 : Incremento por vegetación.

m : Factor correctivo por curvas y meandros del río.

S : Constante empírica de Strickler, se acepta que vale 0,038.

d_{90} : Tamaño del material del lecho en que el 90% del peso de la muestra de suelo utilizada es de menor tamaño.

Los resultados finales fueron contrastados con los coeficientes de rugosidades obtenidos mediante el método fotográfico (Barnes, 1967) para corroborar la validez de estos resultados.

Respecto a las curvas granulométricas, estas fueron obtenidas mediante la clasificación integral de las muestras analizadas. En la Figura 5-4 se presentaron anteriormente las curvas granulométricas y en la Tabla 7-3 los diámetros característicos.

Tabla 7-3: Diámetros característicos de las curvas granulométricas

Diámetro Característico (mm)	Calicata				Promedio	Mínimo	Máximo
	C-1	C-2	C-3	C-4			
D16	0,5	0,4	13,3	0,4	3,7	0,39	13,3
D50	24,0	24,4	30,2	16,5	23,8	16,47	30,2
D84	48,3	46,5	50,0	41,0	46,5	41,0	50,0
D90	55,2	50,0	56,0	47,0	52,1	47,0	56,0
Dm	22,1	21,7	26,6	16,6	21,7	16,6	26,6
D65	33,9	34,5	38,8	25,0	33,1	25,0	38,8

Fuente: Elaboración propia.

La Las calicatas C-1 y C-2 corresponden a la zona propuesta para la nueva ubicación de la estación fluviométrica, mientras que las calicatas C-3 y C-4 corresponden a la zona donde actualmente se encuentra la estación fluviométrica.

Tabla 7-4 muestra los valores del coeficiente de Manning estimados para el cauce y las distintas zonas.

Las calicatas C-1 y C-2 corresponden a la zona propuesta para la nueva ubicación de la estación fluviométrica, mientras que las calicatas C-3 y C-4 corresponden a la zona donde actualmente se encuentra la estación fluviométrica.

Tabla 7-4: Coeficientes de Rugosidad asignados por zona.

Coeficiente	Río	Vegetación	Desnudo
n1	0	0	0,005
n2	0	0	0
n3	0	0	0,01
n4	0,008	0,02	0,001
m	1	1	1
n Cowan	0,031	0,043	0,039
n Barnes	0,032	0,036	0,033
n Promedio	0,032	0,040	0,036

Fuente: Elaboración propia.

Dado que, las granulometrías de las distintas muestras en ambas zonas son muy similares, el valor de n_0 determinado fue idéntico para ambas zonas. Respecto a los coeficientes, dado que las zonas son similares (debido a su proximidad) el coeficiente de rugosidad determinado para ambas zonas fue el mismo.

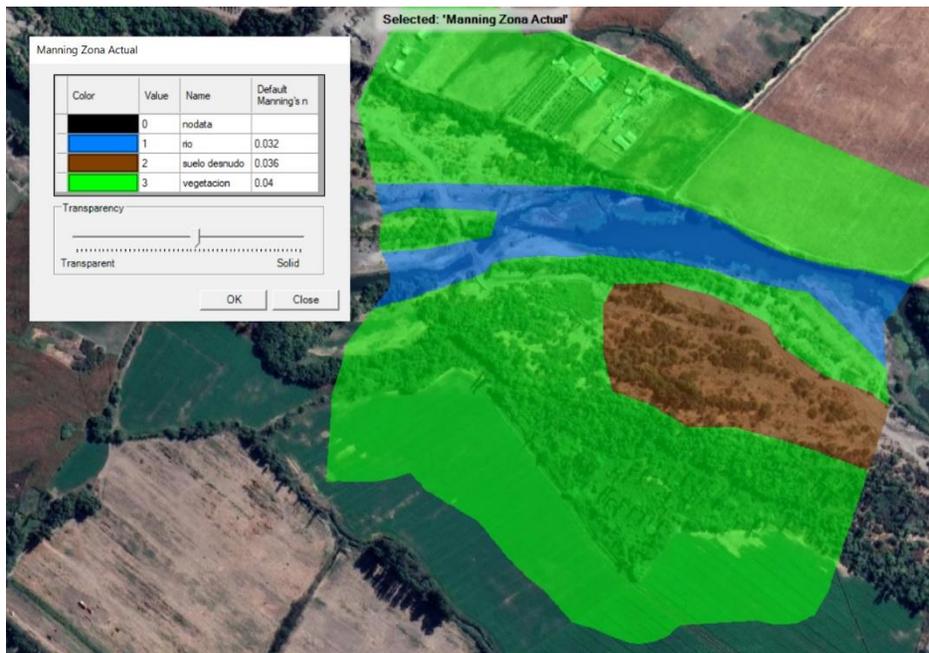
En la Figura 7-7 se presenta la distribución zonal del coeficiente de rugosidad para la nueva zona propuesta para la ubicación de la estación fluviométrica, mientras que en la Figura 7-8 se presenta la distribución del coeficiente de rugosidad para la zona donde actualmente se encuentra ubicada la estación fluviométrica.

Por otra parte, para desarrollar un modelo hidráulico bidimensional es necesario en primer lugar desarrollar un Modelo Digital de Terreno el cual fue generado a partir del levantamiento topobatimétrico desarrollado. En la Figura 7-9 se presenta el Modelo Digital de Terreno de la zona propuesta, mientras que en la Figura 7-10 se presenta el Modelo Digital de Terreno de la zona actual.



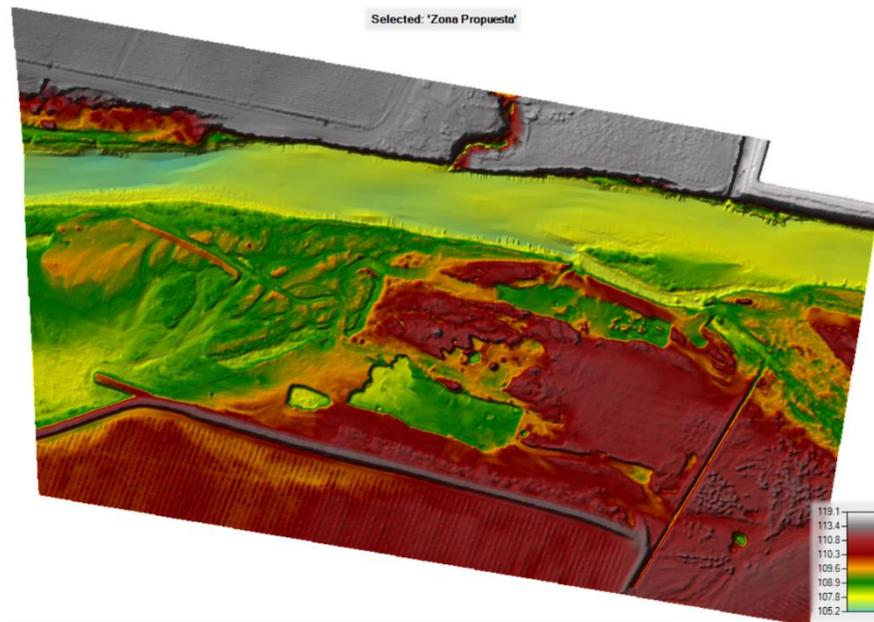
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-7: Coeficiente de Rugosidad. Ubicación propuesta



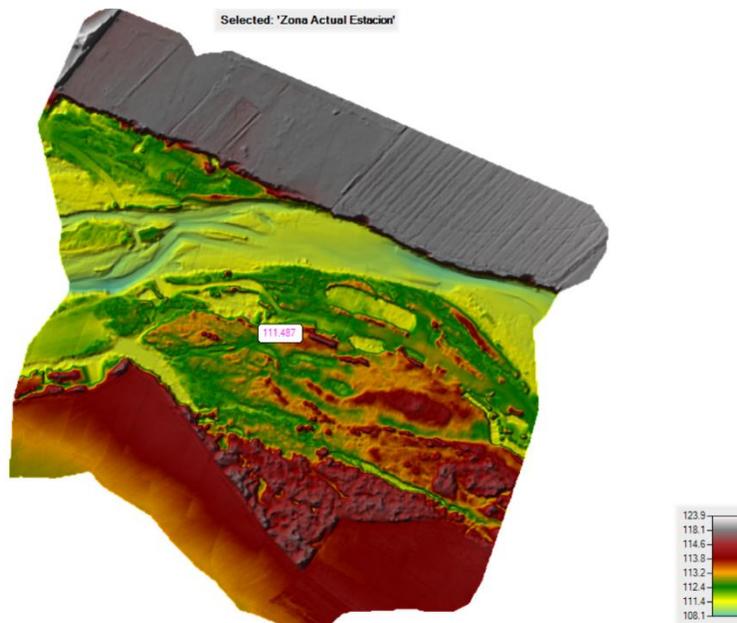
Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-8: Coeficiente de Rugosidad. Ubicación actual



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-9: Modelo Digital de Terreno. Ubicación propuesta



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-10: Modelo Digital de Terreno. Ubicación actual

La evaluación del Eje Hidráulico del río se realizó mediante el software HEC-RAS, para lo cual rigen las siguientes consideraciones:

- ✓ **Condición hidráulica de análisis:** El análisis hidráulico se efectuó para régimen de escurrimiento mixto, imponiendo altura normal aguas abajo y un hidrograma aguas arriba. Se utilizó la pendiente media del cauce aguas abajo y aguas arriba de las zonas analizadas, lo que corresponde a una pendiente de $S=0,002$ m/m y $S=0,005$ m/m, aguas abajo y arriba, respectivamente, para la zona propuesta y una pendiente de $S=0,003$ m/m y $S=0,01$ m/m, aguas abajo y arriba respectivamente, para la ubicación actual de la estación.
- ✓ **Malla:** Respecto a la malla utilizada, se consideró una malla de 2 m para las planicies de inundación con un refinamiento alrededor del cauce de 1 m.
- ✓ **Límite Seco-mojado:** Se definió como límite seco mojado una altura de agua en la celda de 5 cm.

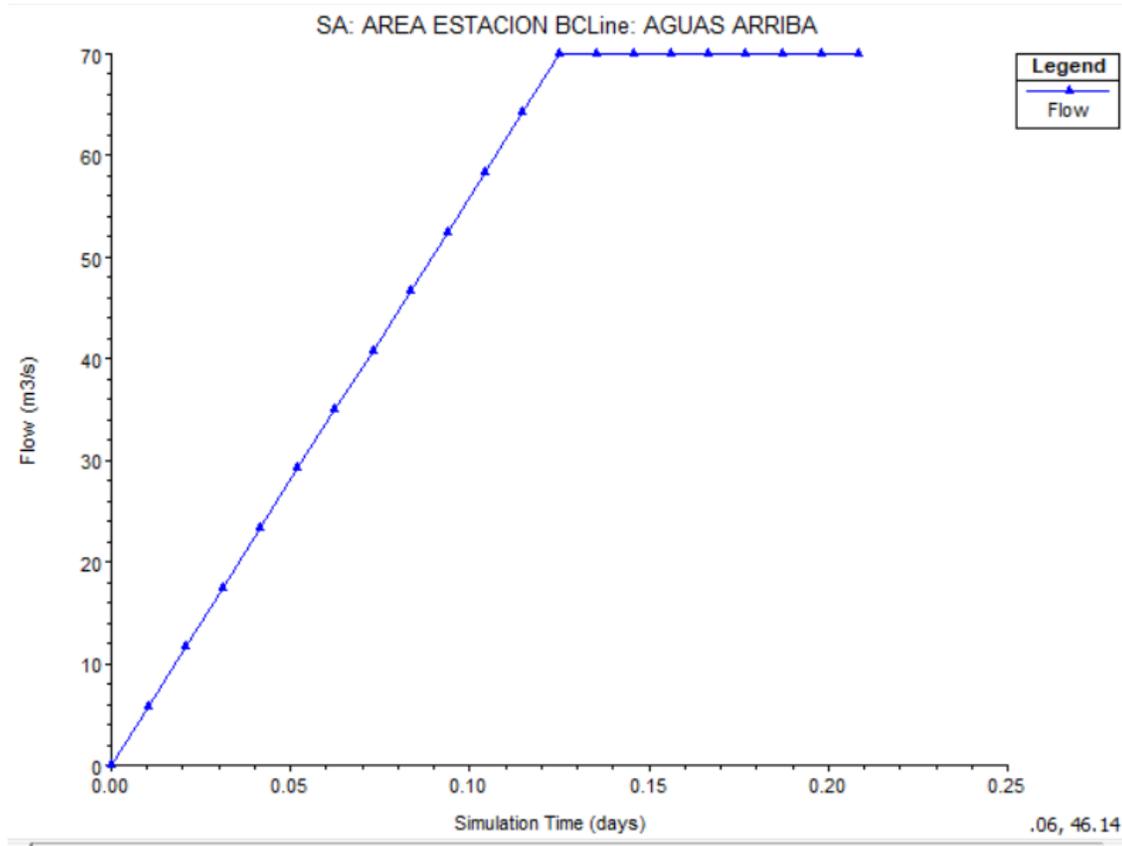
Utilizando la información anteriormente mencionada se realizó una modelación hidráulica de la situación actual de la zona donde se encuentra hoy en día la estación y una modelación hidráulica de la situación actual de la zona proyectada. El objetivo de esta modelación es analizar las alturas de escurrimiento, velocidades y áreas de inundación que permitan justificar e iniciar el diseño de la nueva estación fluviométrica para posteriormente simular la condición con proyecto.

7.2.2.2 Situación Sin Proyecto

Para analizar las áreas de inundación y las velocidades del flujo, se analizó un flujo impermanente a través de un hidrograma. El hidrograma fue construido con el objetivo de analizar el comportamiento de una crecida para un caudal bajo usualmente transitable por la sección. Tal como se mencionó anteriormente, el caudal peak fue determinado en base a una estimación del caudal pasante a partir de la visita a terreno realizada y contrarrestado con las curvas de variación estacional de la estación actual, por ende, se modeló la condición sin proyecto para la zona donde actualmente se ubica la estación fluviométrica y la zona propuesta.

El caudal utilizado es de $70 \text{ m}^3/\text{s}$. Tal como se puede observar en la Figura 6-8, este caudal corresponde a una crecida de alta probabilidad de ocurrencia para los meses de invierno y probabilidad media para los meses de enero a abril. En la Figura 7-11 se presenta el

hidrograma construido para realizar la modelación hidráulica. Finalmente, todas estas condiciones fueron ingresadas al modelo hidráulico construido con el objetivo de analizar y comparar la crecida con la ortofoto tomada en terreno.



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-11: Hidrograma construido

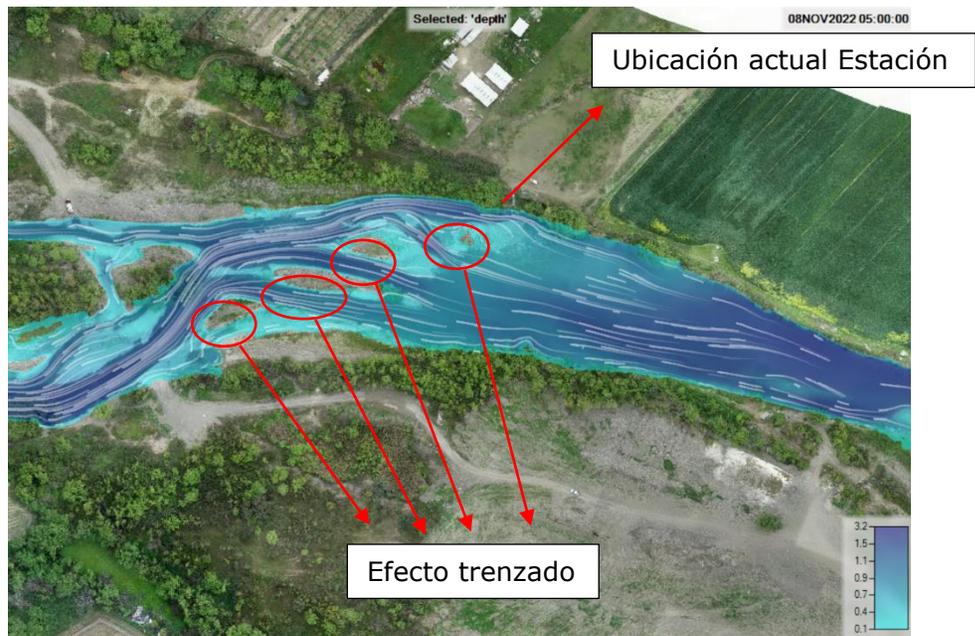
En la Figura 7-12 se presenta el resultado del modelo hidráulico junto con la ortofoto tomada de la zona, en esta figura se presenta la altura de escurrimiento o calado junto con el "tracking particule", el cual permite ver el movimiento del flujo en esta zona. Adicionalmente, el resultado posee cierto grado de transparencia para verificar que la crecida es similar a la observada en la visita a terreno (tal como se estimó, el caudal pasante en la visita a terreno es menor a 70 m³/s. El resultado permite verificar que efectivamente justo en la ubicación de la estación, se produce una zona de trenzado producto de que esta zona se encuentra sedimentada.

En la Figura 7-13 se presentan las velocidades del flujo para la crecida simulada en la zona donde actualmente se encuentra la estación fluviométrica. Tal como se puede observar, sobretodo en la zona de la ribera norte, donde se ubica la estación fluviométrica, se produce una aceleración del flujo, según se comprobó en terreno, en ese sector la estación no logra medir este caudal bajo. Respecto al régimen del río, en la Figura 7-14 se presenta el Froude calculado, se concluye que el régimen del río es subcrítico en toda su extensión.

Adicionalmente, se modeló la condición sin proyecto de la zona propuesta donde se espera ubicar la nueva estación. En la Figura 7-15 se presenta la altura de escurrimiento para la zona propuesta considerando una crecida de 70 m³/s de manera análoga a los resultados presentados para la zona donde actualmente se ubica la estación. Por otra parte, en la Figura 7-16 se presentan las velocidades del flujo para la crecida simulada.

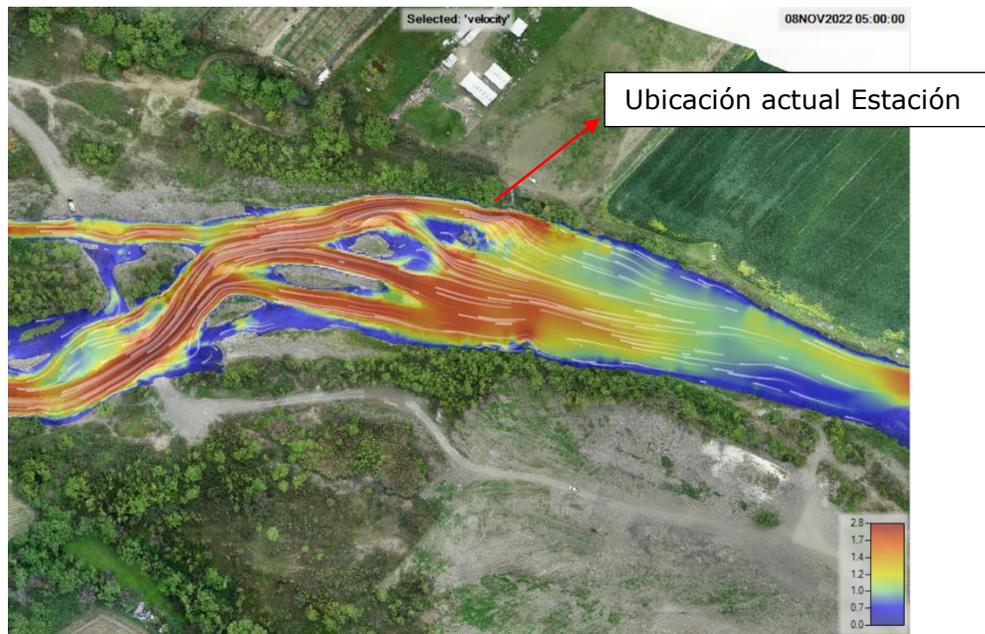
Se observa a partir de la ortofoto, que la crecida simulada es similar a la encontrada en la fecha de la visita a terreno. Aguas arriba, donde se forma una bifurcación, parece ser que la crecida simulada sea levemente superior a la observada, no obstante, es importante recordar que, en la vecindad de esa zona, las alturas son bajas y corresponden en general al límite seco-mojado del modelo, de 5 cm (lo cual se considera ínfimo). Además, tal como se mencionó, la crecida simulada es superior al caudal estimado en la visita realizada.

De esta manera, se comprueba que los caudales simulados son levemente superiores a los observados en terreno y se encuentran asociados a una alta probabilidad de ocurrencia. Adicionalmente, se observa como la sección del río en la zona propuesta es mucho más definida que en la zona actual donde se producen divisiones del caudal por distintas zonas (efecto trezado). Respecto al tipo de régimen en la zona propuesta, en la Figura 7-17 se presenta el Froude de esta zona, en dicha figura se observa que el régimen es subcrítico en toda su extensión.



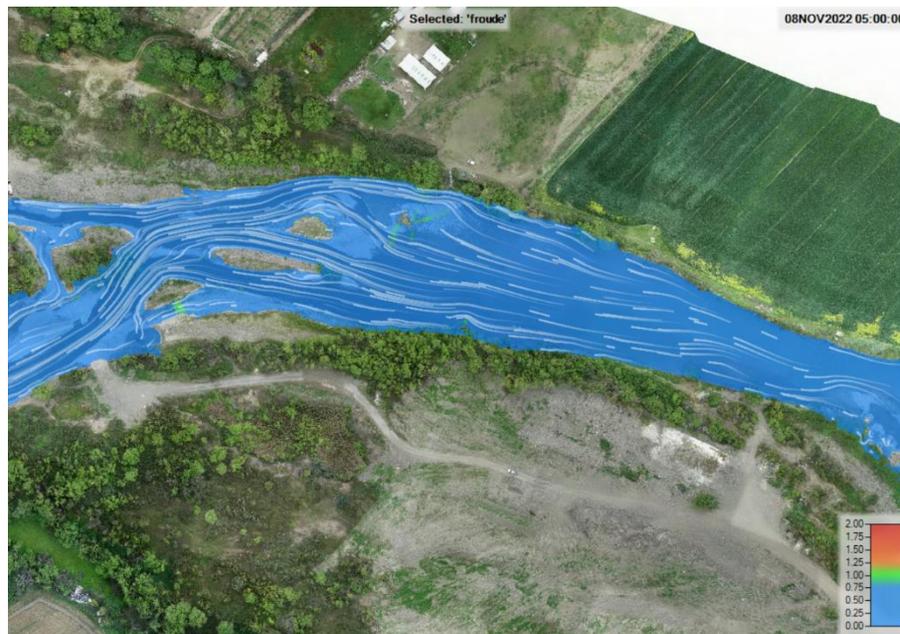
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-12: Resultado calado, crecida de 70 m³/s. Zona actual



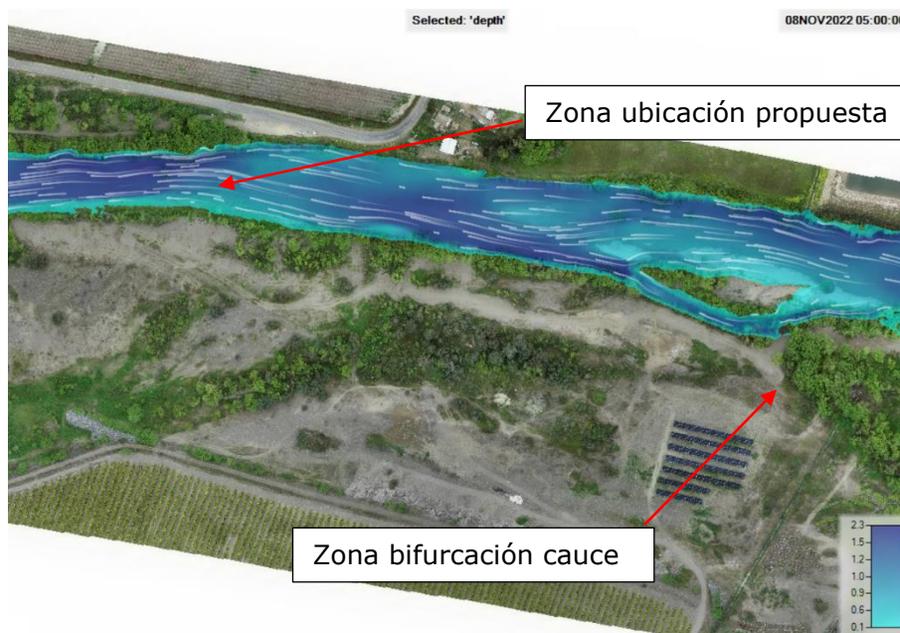
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-13: Resultado velocidad, crecida de 70 m³/s. Zona actual



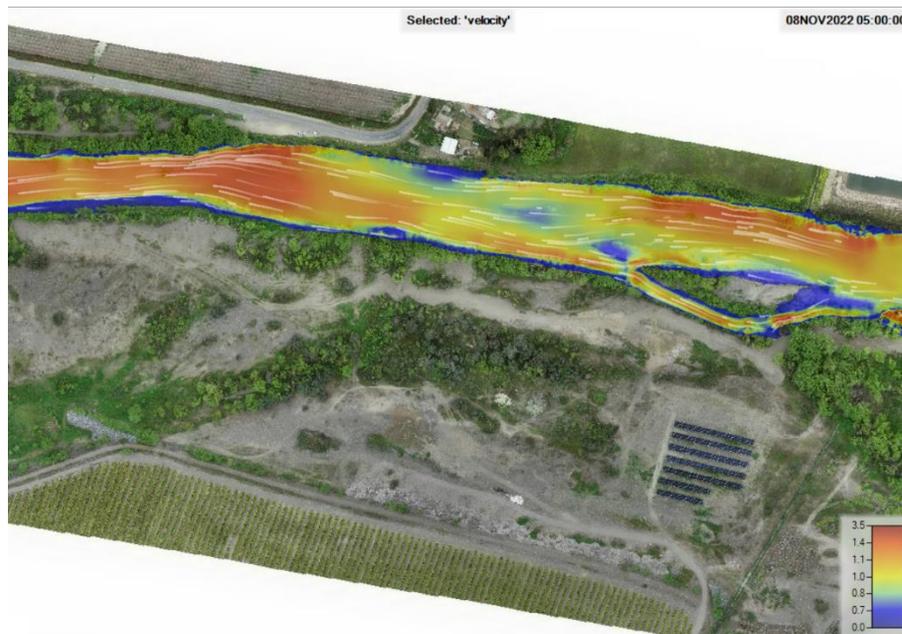
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-14: Resultado Froude, crecida de 70 m³/s. Zona actual



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-15: Resultado calado, crecida de 70 m³/s. Zona propuesta



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-16: Resultado velocidad, crecida de 70 m³/s. Zona propuesta



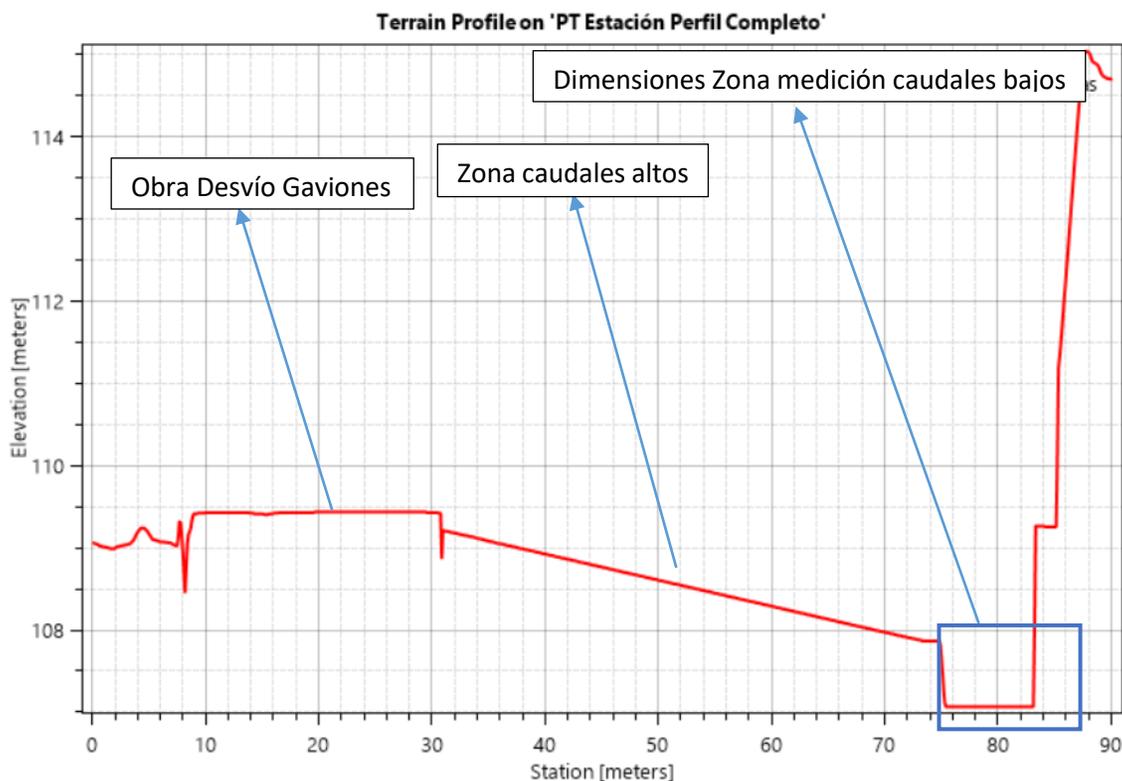
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-17: Resultado Froude, crecida de 70 m³/s. Zona propuesta

7.2.2.3 Situación Con Proyecto

El desarrollo del modelo de la situación "con proyecto" requiere modificar ciertos aspectos en el modelo construido anteriormente. En concreto, es necesario modificar la topografía (en este caso el MDT) y el coeficiente de rugosidad de la zona específica donde se propone ubicar la estación fluviométrica.

Para el caso de la topografía, se creó una estación en la sección propuesta en base a un cálculo aproximado de la capacidad de porteo de una estación clásica, de esta manera, se probaron distintas configuraciones hasta lograr definir una que maximizara los caudales de medición modificando el ancho y altura de la sección de medición de caudales bajos, la pendiente de la zona de caudales mayores y la altura de los muros.

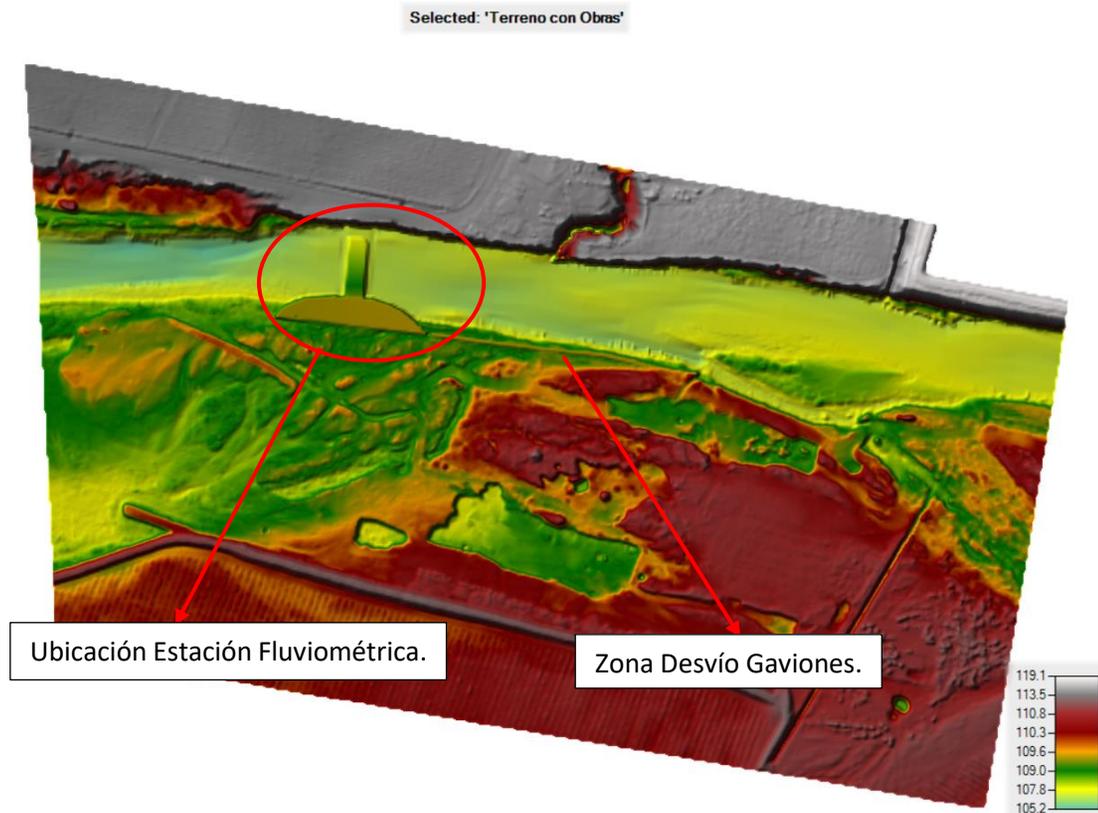


Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-18: Aspectos variables para la configuración de la estación fluviométrica

La configuración definida (mostrada en la Figura 7-18) posee una capacidad máxima de porteo aproximada de 100 m³/s. Esta estación definida, fue implementada en el modelo

digital de terreno, en la sección definida, incluyendo aspectos como zona de entrada y salida con protección de enrocados y entrada parabólica al canal de caudales bajos. El MDT incorporando la estación de medición fluviométrica se presenta en la Figura 7-19.



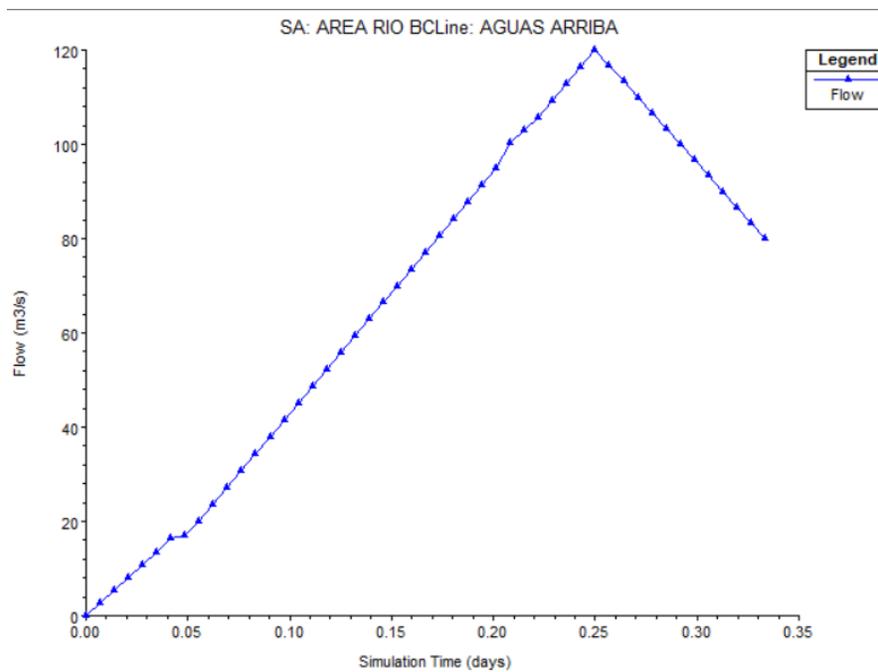
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-19: Modelo Digital de Terreno. Ubicación propuesta Con Proyecto

Posteriormente, se modificó la rugosidad de la zona de la estación fluviométrica ya que corresponde a hormigón (rugosidad conocida de $n=0,014$). Los demás sectores mantuvieron la rugosidad establecida en la sección anterior. Las rugosidades de las distintas zonas se presentan en la Figura 7-21.

Finalmente, todas estas condiciones fueron ingresadas al modelo hidráulico para realizar el proceso de modelación bidimensional, para esto, en primer lugar, se definió un hidrograma de crecida cuyo caudal peak fuese superior a los $80 \text{ m}^3/\text{s}$ definidos para el diseño de la estación. De esta forma, se definió un hidrograma con un caudal peak de $120 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver Figura 7-20) el cual posteriormente disminuye hasta $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Con esto, se pretende observar la respuesta de la estación ante una crecida de este tipo.

En la Figura 7-22 se observa el resultado del modelo hidráulico para la condición con proyecto. En esta figura se observa la respuesta del cauce ante el caudal peak de la crecida.



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-20: Hidrograma construido. Situación Con Proyecto

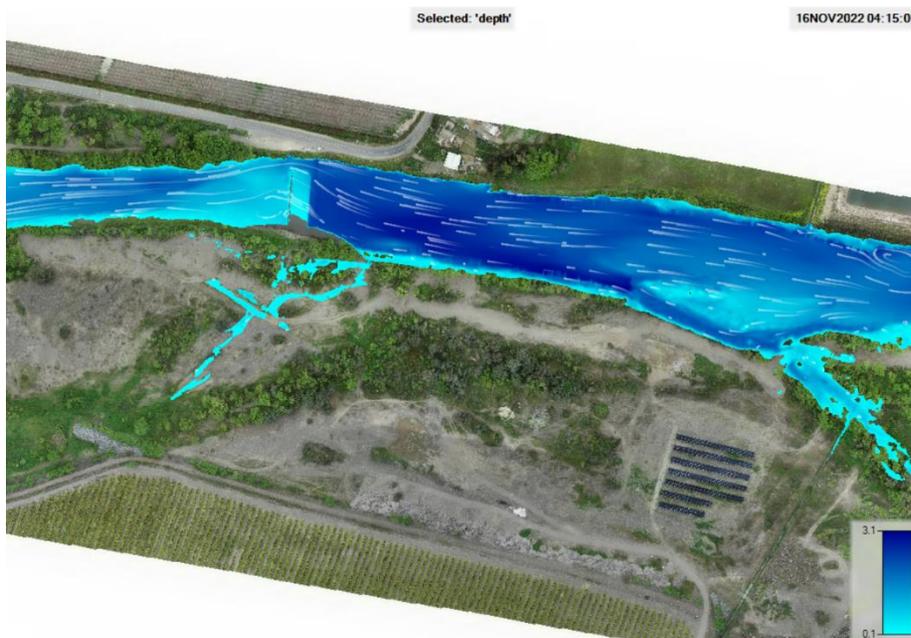
De manera análoga a la situación sin proyecto, se presenta en la Figura 7-23 las velocidades del flujo para el caudal de 80 (m³/s) simulado. Se observa que una pequeña parte del caudal se desvía hacia el sector sur, esto se produce solo por un elemento de la malla que no logra tomar el valor de cota correspondiente y en la práctica no debería ocurrir, además, este flujo es despreciable en comparación con la crecida (3%). Se concluye de este modo la relevancia de las obras de desvío para conducir al flujo hacia la estación.

Se trazó un perfil transversal en la estación fluviométrica para observar los caudales pasantes y la curva de descarga de la estación fluviométrica. En la Figura 7-24 se presenta el perfil transversal trazado en la estación fluviométrica.



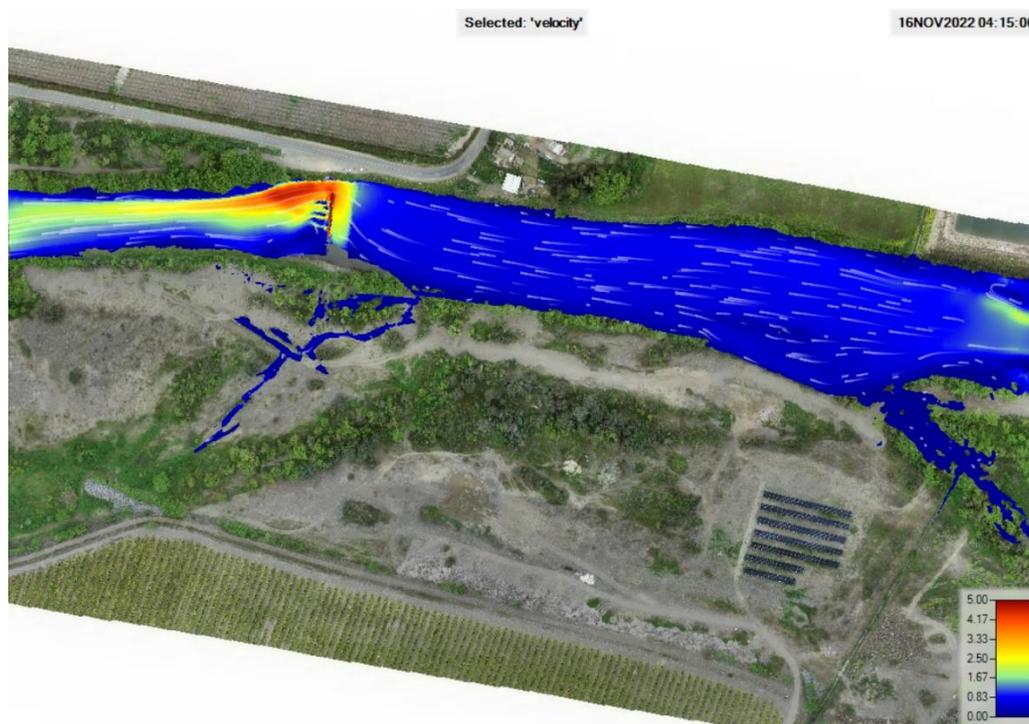
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-21: Coeficiente de Rugosidad. Zona propuesta Con Proyecto



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

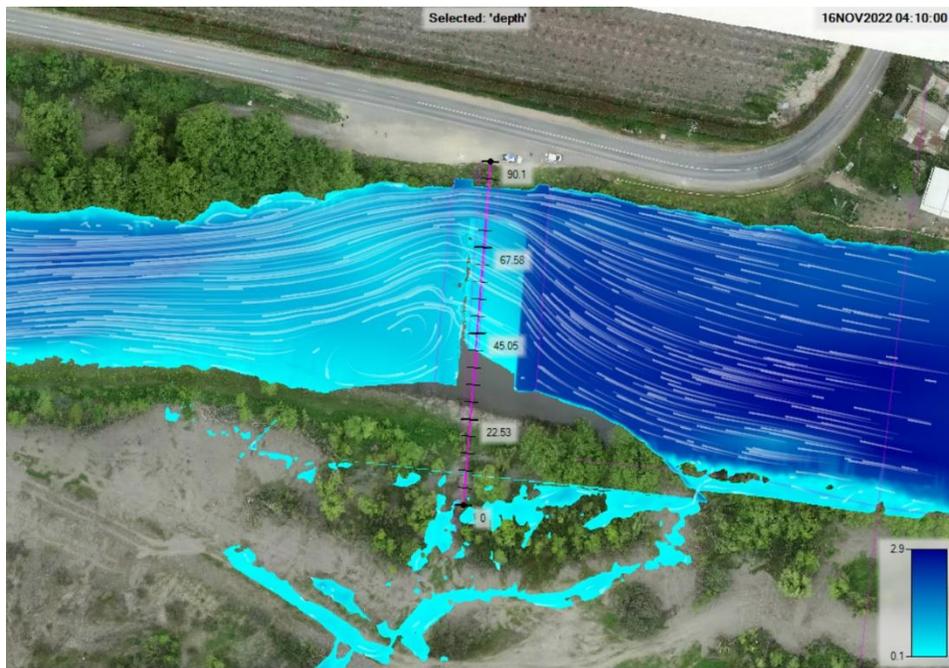
Figura 7-22: Resultado calado, crecida de 80 m³/s. Zona propuesta Con Proyecto



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

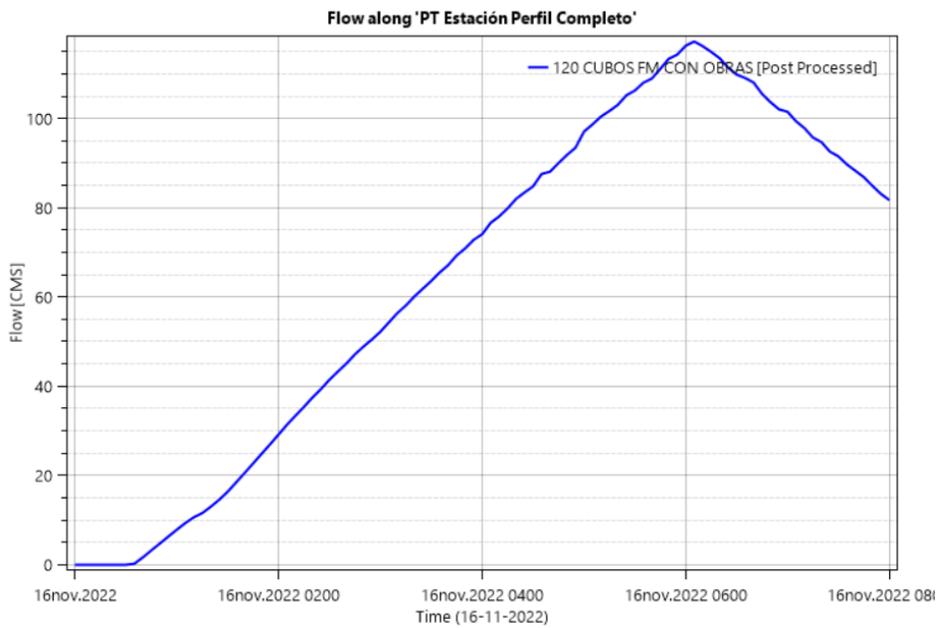
Figura 7-23: Resultado velocidad, crecida de 80 m³/s. Zona propuesta Con Proyecto

A partir de este perfil, fue posible obtener la evolución del caudal en la estación fluviométrica. En la Figura 7-25 se presenta el hidrograma en la estación fluviométrica, tal como se puede observar, el caudal peak en esta zona corresponde a 120 m³/s. De esta manera se concluye que el caudal desviado es despreciable.



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

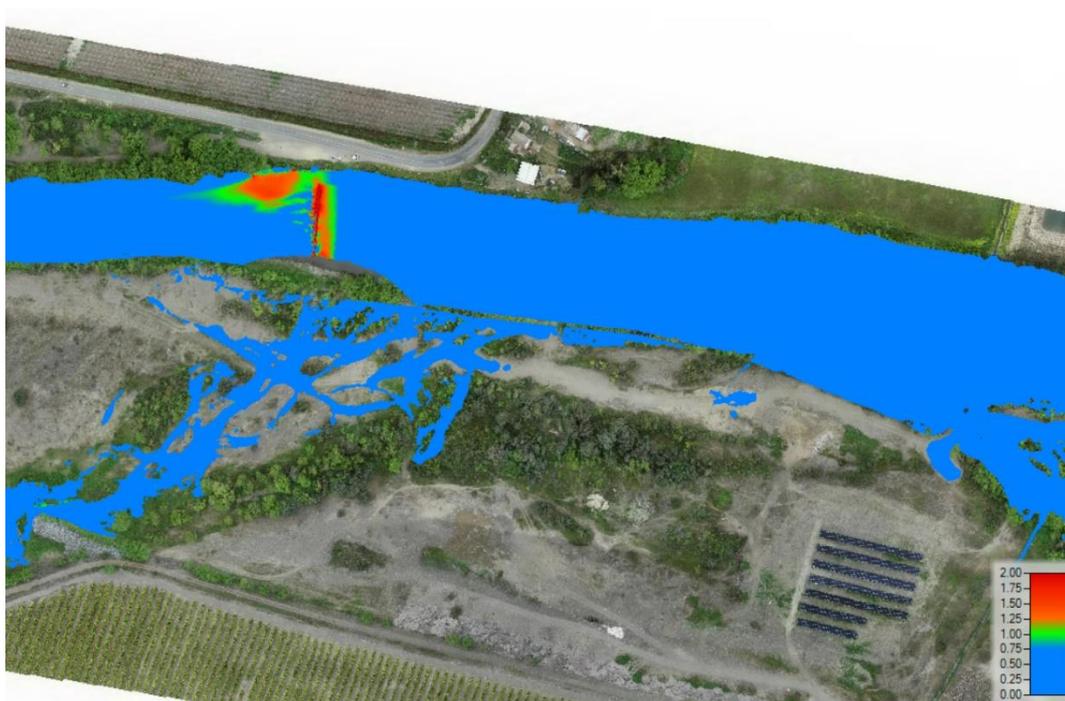
Figura 7-24: Perfil Transversal Estación Fluviométrica



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-25: Hidrograma Estación Fluviométrica

Finalmente, respecto al régimen de escurrimiento del cauce en este caso, donde se incluye la estación fluviométrica, se observa en la Figura 7-26 que el régimen es en general subcrítico, pero dentro de la estación fluviométrica (y tal como es de esperar para una zona de angostamiento) se produce crisis en el flujo y posteriormente un flujo supercrítico a la salida de la estación fluviométrica. No obstante, dada la baja pendiente de fondo del río en esta zona, el río recupera rápidamente el régimen subcrítico a partir de un resalto hidráulico producido.



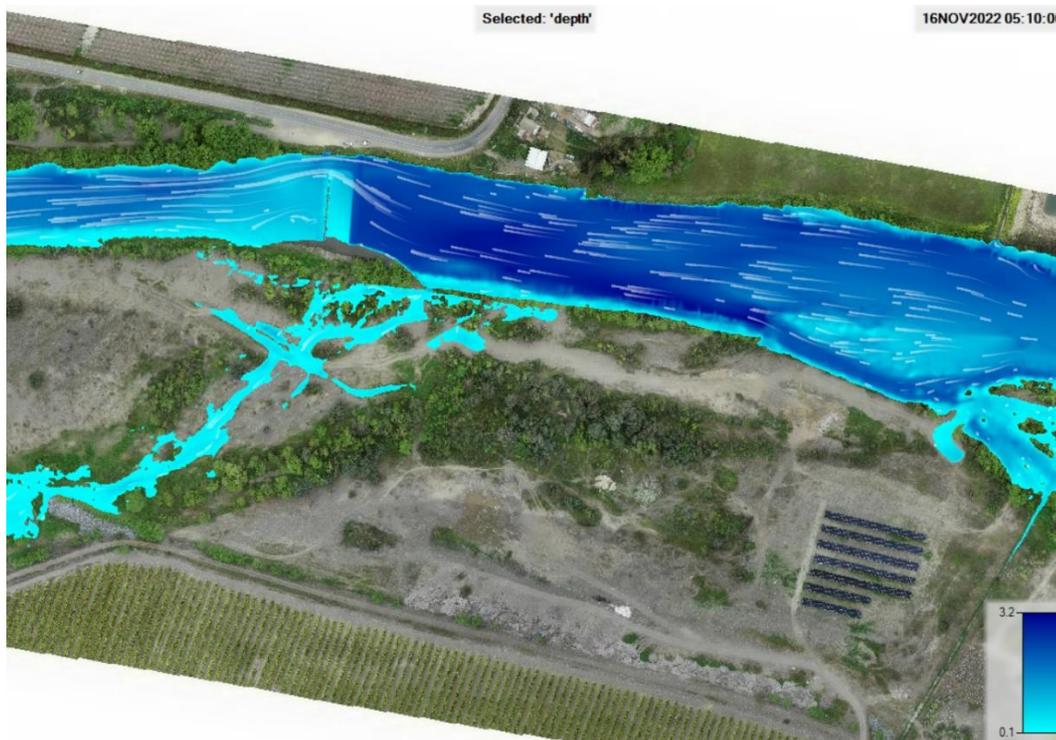
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-26: Resultado Froude, crecida de 120 m³/s. Zona propuesta Con Proyecto

Finalmente, se presentan a continuación, los resultados del modelo hidráulico para la condición de verificación, esto es, un caudal de 100 (m³/s).

En la Figura 7-27 se presenta la altura del flujo para una crecida de 100 m³/s, tal como se puede observar, la estación se encuentra operando casi a máxima capacidad. Se reitera que el caudal desviado hacia el sector sur es despreciable tanto en altura como en velocidad (y por ende caudal). En la Figura 7-28 se presentan las velocidades del flujo para este

caudal, se observa nuevamente como el flujo se acelera en la estación producto de la canaleta y la zona de caudales altos.

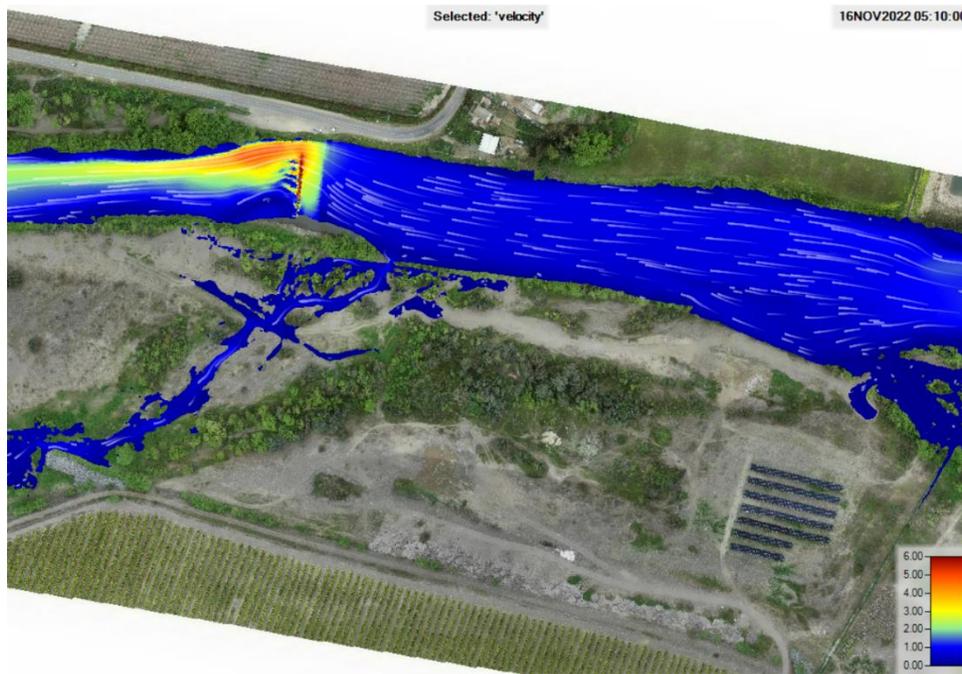


Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-27: Resultado calado, crecida de 100 m³/s. Zona propuesta Con Proyecto

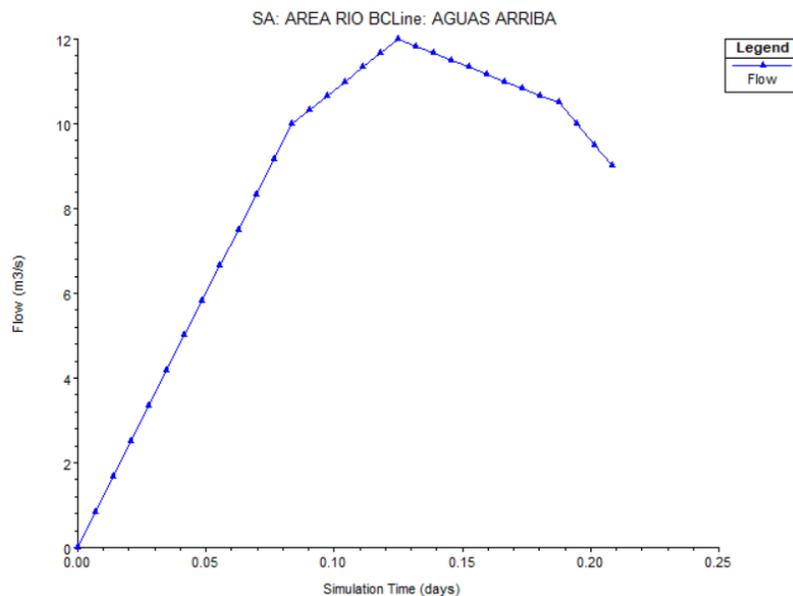
Finalmente, con el objetivo de caracterizar por completo la estación fluviométrica, se analizaron los caudales transportados por la canaleta (zona de medición de caudales bajos). Para esto se realizó un nuevo modelo con un hidrograma de crecida diferente el cual llega hasta un caudal peak de 12 m³/s (caudal máximo porteado por la canaleta) y posteriormente desciende hasta 9 m³/s. En la Figura 7-29 se presenta el hidrograma utilizado.

En la Figura 7-30 se presentan las alturas de flujo en la estación fluviométrica, se observa de este resultado que el flujo se encuentra a punto de entrar en la zona de caudales altos, por lo que la canaleta se encuentra trabajando en su condición máxima. En la Figura 7-31 se presentan las velocidades del flujo, nuevamente se observa una aceleración del flujo a la salida de la estación, no obstante, la magnitud de estas velocidades es menor a la observada en la crecida de 100 m³/s.



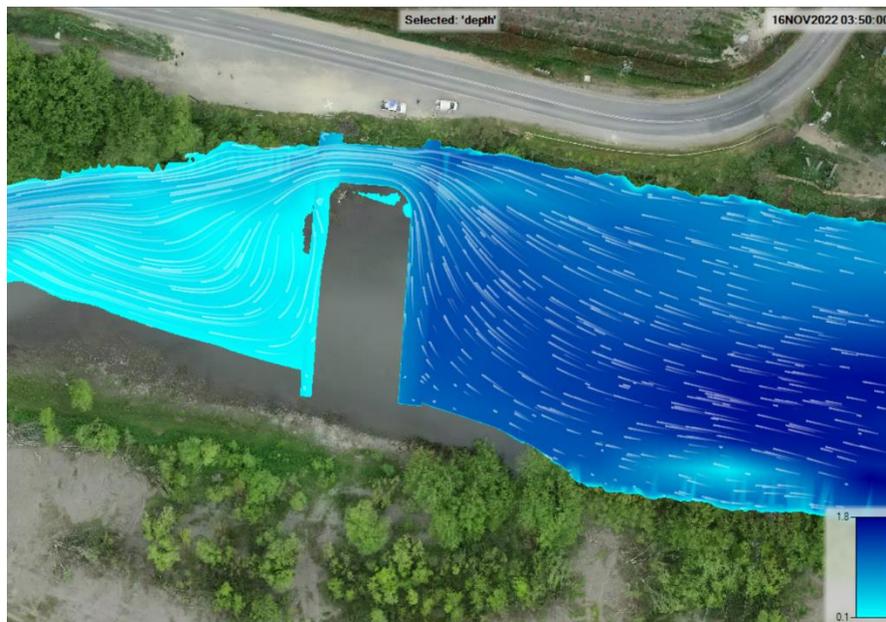
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-28: Resultado velocidad, crecida de 100 m³/s. Zona propuesta Con Proyecto



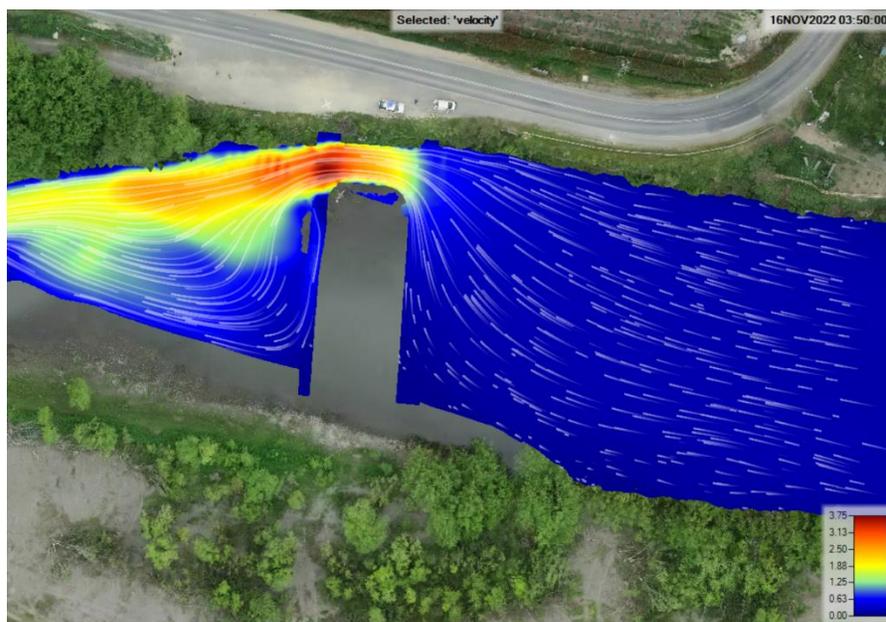
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-29: Hidrograma Caudales Bajos



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-30: Resultado calado, crecida de 12 m³/s. Zona propuesta Situación Con Proyecto



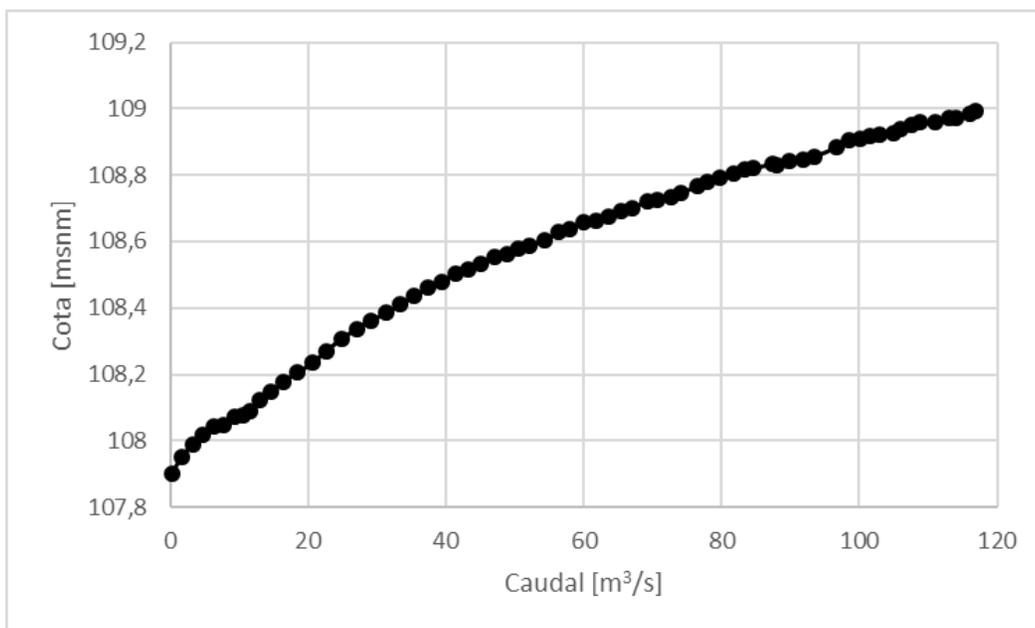
Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-31: Resultado velocidad, crecida de 12 m³/s. Zona propuesta Situación Con Proyecto

7.2.3 Curva de Descarga

En la Figura 7-32 y en la Tabla 7-5 se muestra la curva de descarga de la estación fluviométrica diseñada. Se observa que la estación es capaz de portear los 80 m³/s tal como se esperaba a partir de su diseño.

Adicionalmente, se presenta en la Figura 7-33, la curva de descarga de la estación fluviométrica para caudales bajos (en la canaleta) y en la Tabla 7-6.



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

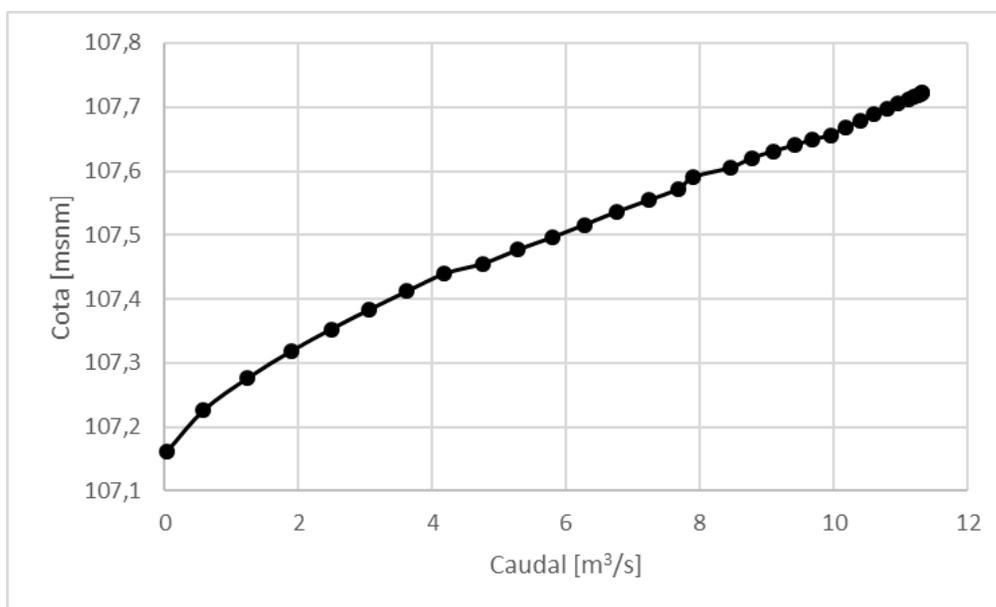
Figura 7-32: Curva de Descarga Estación Fluviométrica.

Tabla 7-5: Curva de Descarga Estación Fluviométrica proyectada

Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)
0,2	107,9	29,2	108,4	61,8	108,7	91,8	108,8
1,7	108,0	31,4	108,4	63,6	108,7	93,5	108,9
3,2	108,0	33,4	108,4	65,4	108,7	96,7	108,9
4,8	108,0	35,4	108,4	67,1	108,7	98,5	108,9
6,3	108,0	37,4	108,5	69,2	108,7	100,2	108,9
7,9	108,0	39,4	108,5	70,8	108,7	101,4	108,9
9,3	108,1	41,4	108,5	72,7	108,7	102,9	108,9
10,6	108,1	43,3	108,5	74,1	108,7	105,0	108,9
11,6	108,1	45,1	108,5	76,5	108,8	106,1	108,9
13,0	108,1	47,1	108,6	77,9	108,8	107,5	109,0
14,6	108,1	48,8	108,6	79,7	108,8	108,7	109,0
16,4	108,2	50,5	108,6	81,8	108,8	110,9	109,0
18,5	108,2	52,2	108,6	83,3	108,8	113,1	109,0

Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)
20,6	108,2	54,2	108,6	84,6	108,8	114,1	109,0
22,7	108,3	56,4	108,6	87,4	108,8	116,0	109,0
24,9	108,3	58,0	108,6	88,0	108,8	116,9	109,0
27,1	108,3	60,0	108,7	89,9	108,8		

Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.



Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

Figura 7-33: Curva de Descarga Estación Fluviométrica. Caudales Bajos

Tabla 7-6: Curva de Descarga Estación Fluviométrica proyectada. Caudales Bajos

Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)	Cota (m s.n.m.)
0,0	107,2	6,3	107,5	10,2	107,7
0,6	107,2	6,8	107,5	10,4	107,7
1,2	107,3	7,2	107,6	10,6	107,7
1,9	107,3	7,7	107,6	10,8	107,7
2,5	107,4	7,9	107,6	11,0	107,7
3,1	107,4	8,5	107,6	11,1	107,7
3,6	107,4	8,8	107,6	11,2	107,7
4,2	107,4	9,1	107,6	11,3	107,7
4,8	107,5	9,4	107,6	11,3	107,7
5,3	107,5	9,7	107,6	11,3	107,7
5,8	107,5	9,9	107,7	11,3	107,7

Fuente: Elaboración propia desde HEC-RAS.

7.2.4 Cálculo de Enrocados

Utilizando los resultados de la modelación hidráulica para un caudal de 100 años de período de retorno, en la sección inmediatamente aguas debajo de la estación (más desfavorable), se propone como velocidad de diseño de enrocados una velocidad de 6 m/s. Luego, al resolver la expresión de Isbach para D_{50} , se obtiene que:

$$D_{50} = 1,5 \text{ m}$$

Aceptando como buena aproximación geométrica un volumen de tipo esférico, el peso W_{50} asociado a D_{50} se puede calcular como:

$$W_{50} = \frac{4}{3} \gamma_s \pi \left(\frac{D_{50}}{2} \right)^3 = 4,714 \text{ t}$$

En la práctica, dado que la opción de consolidar el enrocado de protección permite reducir en 2/3 su peso respecto del enrocado no consolidado, se tiene:

$$W'_{50} = \frac{1}{3} W_{50}$$

donde:

W'_{50} : peso del enrocado consolidado,

Por lo tanto

$$W'_{50} = 1,571 \text{ t} \Rightarrow D'_{50} = 1,0 \text{ m}$$

Luego, como condición de diseño, se considera una protección basal de enrocado dispuestos en dos capas, consolidado mediante inyección de hormigón con penetración de 100%, con elementos estructurales conformados por rocas competentes, cuyo diámetro mínimo (D_{50}) debe ser de 1 m.

Como medida preventiva, se recomienda mantener una inspección periódica del estado general de los enrocados en este sector.

7.2.5 Transporte de Sedimentos

Utilizando la expresión descrita en la metodología, los resultados de la modelación para un caudal de 100 años y el promedio de los D_{50} de las calicatas disponibles para esta estación, se obtienen los resultados presentados en la Tabla 7-7 y Tabla 7-8.

Se tiene que, durante la crecida de 100 años, aguas arriba de la estación, se transportan en total, 3,5 m³/s de sólidos en el fondo del lecho, lo cual corresponde para esa sección, al 0,3% del caudal líquido (1.170 m³/s).

Tabla 7-7: Resultados transporte de fondo aguas arriba de estación usando el método de Meyer-Peter

Subsección aguas arriba	Radio Hidráulico (m)	Tensión tangencial (kg/m/s ²)	Densidad relativa (-)	D ₅₀ partículas (m)	Gasto volumétrico por unidad de ancho (m ³ /s/m)	Ancho (m)	Gasto volumétrico (m ³ /s)
1	4,1	200,8	2,6	0,0242	0,039	4	0,154
2	5,6	276,7	2,6	0,0242	0,065	4	0,260
3	5,4	263	2,6	0,0242	0,060	4	0,239
4	5,5	268	2,6	0,0242	0,062	4	0,247
5	5,6	273,8	2,6	0,0242	0,064	4	0,255
6	5,7	277,1	2,6	0,0242	0,065	4	0,260
7	5,7	280,7	2,6	0,0242	0,066	4	0,266
8	5,8	283,4	2,6	0,0242	0,067	4	0,270
9	5,8	284,7	2,6	0,0242	0,068	4	0,272
10	5,8	283,9	2,6	0,0242	0,068	4	0,271
11	5,8	282,3	2,6	0,0242	0,067	4	0,268
12	5,7	279,2	2,6	0,0242	0,066	4	0,264
13	5,6	274,5	2,6	0,0242	0,064	4	0,257
14	5,1	248,8	2,6	0,0242	0,055	4	0,219

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7-8: Resultados transporte de fondo aguas debajo de estación usando el método de Meyer-Peter

Subsección aguas arriba	Radio Hidráulico (m)	Tensión tangencial (kg/m/s ²)	Densidad relativa (-)	D ₅₀ partículas (m)	volumétrico por unidad de ancho (m ³ /s/m)	Ancho (m)	Gasto volumétrico (m ³ /s)
1	2,8	54,64	2,6	0,0242	0,003	3	0,010
2	5,9	116,1	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
3	6,1	118,6	2,6	0,0242	0,016	3	0,047
4	5,9	115,9	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
5	5,8	114,3	2,6	0,0242	0,015	3	0,044
6	5,8	113,4	2,6	0,0242	0,014	3	0,043
7	5,8	113,2	2,6	0,0242	0,014	3	0,043
8	5,8	113,2	2,6	0,0242	0,014	3	0,043
9	5,8	114,5	2,6	0,0242	0,015	3	0,044
10	5,9	115,4	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
11	5,9	115,9	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
12	5,9	116,2	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
13	6,0	116,8	2,6	0,0242	0,015	3	0,046
14	6,0	116,8	2,6	0,0242	0,015	3	0,046
15	5,948	116,6	2,6	0,0242	0,015	3	0,046
16	5,896	115,6	2,6	0,0242	0,015	3	0,045
17	5,817	114,0	2,6	0,0242	0,015	3	0,044
18	5,424	106,3	2,6	0,0242	0,013	3	0,039

Fuente: Elaboración propia.

Se tiene que, durante la crecida de 100 años, aguas abajo de la estación, se transportan en total, 0,8 m³/s de sólidos en el fondo del lecho, lo cual corresponde para esa sección, al 0,06% del caudal líquido (1.270 m³/s).

En este caso, se observa que, al considerar la estación en el río, se produce un transporte de fondo de sedimentos aguas arriba mayor al transporte aguas debajo de la misma.

7.2.6 Socavaciones

Se presentan los resultados del cálculo de socavaciones mediante los dos métodos mencionados en la metodología. Se calculó la socavación utilizando la sección más desfavorable, es decir, la con mayores velocidades en torno a la estación fluviométrica. Para este caso, esta sección se encuentra ubicada justo aguas debajo de la estación para un caudal con período de retorno de 100 años. En este caso, aguas abajo de la estación se alcanzan velocidades muy altas, ya que en la salida de la estación el flujo alcanza la altura crítica y pasa de régimen de río a régimen de torrente, tal como evidencian los resultados del modelo hidráulico bidimensional desarrollado. En la Tabla 7-9 se muestran los resultados del método de Lischtvan-Lebediev y en la Tabla 7-10 los resultados del método de C.R. Neill. Ambos métodos entregan socavaciones máximas muy altas de aproximadamente 2 m, debido a que aguas abajo de la estación se alcanzan velocidades muy altas (5 m/s). Sin embargo, hay que tener presente que se proyecta un enrocado consolidado de 1 m de espesor, el cual podría fracturarse al quedar en voladizo por efecto de socavación, pero debido a su alto peso y a que es un enrocado consolidado seguirá protegiendo de la socavación a la estructura, ya que no podrá ser arrastrado. Luego, una vez que pase la crecida el enrocado podrá ser reparado.

Se considera para el diseño de la estación el promedio de ambos métodos la cual para este caso corresponde a una socavación máxima de 2,4 m.

En la Figura 7-34 se presenta el resultado gráfico de las socavaciones obtenidas al promediar los resultados de ambos métodos para la zona del perfil ubicado aguas debajo de la estación fluviométrica.

Finalmente, tal como se mencionó en la metodología, se utilizó la fórmula de Bormann y Julien para determinar la socavación al pie de la obra. La socavación al pie ocurre aguas debajo de estructuras hidráulicas que generalmente contraen el flujo como es el presente caso.

Utilizando la fórmula mencionada para las características del flujo justo aguas debajo de la estación fluviométrica y para una crecida de 100 años de período de retorno, se obtuvo una socavación local de **0,5 m** la cual debe ser agregada a la socavación general calculada, obteniendo una socavación máxima final de **2,9 m**.

Tabla 7-9: Resultados socavación del método de Lischvan-Lebediev

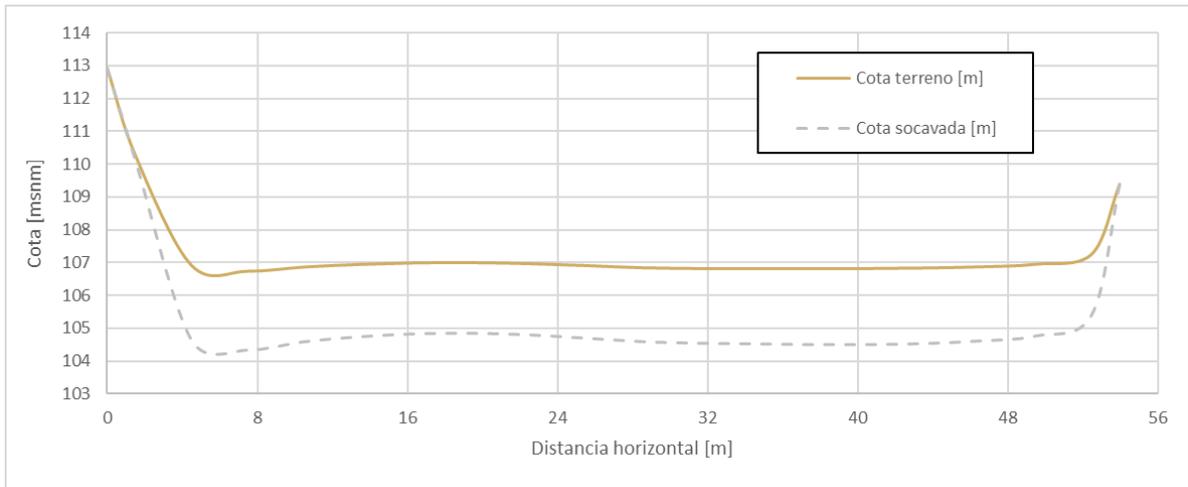
Sub-sección	Caudal (m ³ /s)	Área Mojada (m ²)	Profundidad hidráulica (m)	Velocidad (m/s)	Ancho (m)	dm (mm)	hsij (m)	Socavación (m)
1	20,9	8,4	2,8	2,5	3	21,9	3,1	0,4
2	76,9	17,8	5,9	4,3	3	21,9	8,2	2,2
3	87,2	18,2	6,1	4,8	3	21,9	8,4	2,3
4	89,8	17,7	5,9	5,1	3	21,9	8,1	2,2
5	90,0	17,5	5,8	5,1	3	21,9	8,0	2,2
6	88,7	17,4	5,8	5,1	3	21,9	7,9	2,1
7	88,4	17,3	5,8	5,1	3	21,9	7,9	2,1
8	84,2	17,3	5,8	4,9	3	21,9	7,9	2,1
9	80,4	17,5	5,8	4,6	3	21,9	8,0	2,2
10	76,4	17,7	5,9	4,3	3	21,9	8,1	2,2
11	72,2	17,7	5,9	4,1	3	21,9	8,1	2,2
12	67,8	17,8	5,9	3,8	3	21,9	8,2	2,2
13	64,9	17,9	6,0	3,6	3	21,9	8,2	2,3
14	64,0	17,9	6,0	3,6	3	21,9	8,2	2,3
15	59,3	17,8	5,9	3,3	3	21,9	8,2	2,2
16	52,8	17,7	5,9	3,0	3	21,9	8,1	2,2
17	54,1	17,5	5,8	3,1	3	21,9	8,0	2,2
18	55,8	16,3	5,4	3,4	3	21,9	7,3	1,9

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7-10: Resultados socavación del método de C.R. Neill

Sub-sección	Caudal (m ³ /s)	Área Mojada (m ²)	Prof. hidráulica (m)	Vel. (m/s)	Ancho (m)	D50 (mm)	Ks (mm) (D65)	hsi (m)	Socavación (m)
1	20,9	8,4	2,8	2,5	3	24,2	34,2	2,7	-0,1
2	76,9	17,8	5,9	4,3	3	24,2	34,2	8,2	2,3
3	87,2	18,2	6,1	4,8	3	24,2	34,2	8,5	2,5
4	89,8	17,7	5,9	5,1	3	24,2	34,2	8,2	2,3
5	90,0	17,5	5,8	5,1	3	24,2	34,2	8,1	2,2
6	88,7	17,4	5,8	5,1	3	24,2	34,2	8,0	2,2
7	88,4	17,3	5,8	5,1	3	24,2	34,2	7,9	2,2
8	84,2	17,3	5,8	4,9	3	24,2	34,2	8,0	2,2
9	80,4	17,5	5,8	4,6	3	24,2	34,2	8,1	2,2
10	76,4	17,7	5,9	4,3	3	24,2	34,2	8,2	2,3
11	72,2	17,7	5,9	4,1	3	24,2	34,2	8,2	2,3
12	67,8	17,8	5,9	3,8	3	24,2	34,2	8,3	2,3
13	64,9	17,9	6,0	3,6	3	24,2	34,2	8,3	2,4
14	64,0	17,9	6,0	3,6	3	24,2	34,2	8,3	2,4
15	59,3	17,8	5,9	3,3	3	24,2	34,2	8,3	2,4
16	52,8	17,7	5,9	3,0	3	24,2	34,2	8,2	2,3
17	54,1	17,5	5,8	3,1	3	24,2	34,2	8,0	2,2
18	55,8	16,3	5,4	3,4	3	24,2	34,2	7,2	1,8

Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-34: Resultados Socavación

7.2.7 Resultados

Los modelos y los resultados se presentan en el **Anexo F**.

7.3 Diseño estación

Las especificaciones técnicas del proyecto, memoria de cálculo estructural, planos, y cubicaciones y presupuesto detallado se presentan en el **Anexo G**. En la Tabla 7-11 se presenta el presupuesto resumido de la estación.

Tabla 7-11: Presupuesto estación

DESIGNACIÓN	Costo (\$)
Obras Previas	10.360.000
Movimientos de Tierra	19.220.608
Obras de Hormigón	147.615.406
Obras de Acero	6.424.002
Obras Varias	2.521.467
Gaviones	9.993.068
Costo Directo	196.134.552
Costo Indirecto (GG UU 45%)	88.260.548
Presupuesto Total Sin IVA	284.395.100
IVA (19%)	54.035.069
Presupuesto Total Con IVA	338.430.169

Fuente: Elaboración propia.

8 REFERENCIAS

- ♦ Alvarez-Garretón, C., Mendoza, P. A., Boisier, J. P., Addor, N., Galleguillos, M., Zambrano-Bigiarini, M., Lara, A., Puelma, C., Cortes, G., Garreaud, R., McPhee, J., and Ayala, A.: The CAMELS-CL dataset: catchment attributes and meteorology for large sample studies – Chile dataset, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 22, 5817-5846, <https://doi.org/10.5194/hess-22-5817-2018> , 2018.
- ♦ Barnes, H. 1967, *Roughness Characteristics of Natural Channels*. Wahington, Estados Unidos.
- ♦ Bell, F. C., 1969, Generalized rainfall duration-frequency relationships, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 95, p. 311-327.
- ♦ Boisier, J. P., Alvarez-Garretón, C., Cepeda, J., Osses, A., Vásquez, N., and Rondanelli, R. 2018. CR2MET: A high-resolution precipitation and temperature dataset for hydroclimatic research in Chile, ADS (data set), <https://www.cr2.cl/datos-productos-grillados/> (Octubre 2022).
- ♦ Bowles, J., 1977. *Foundation Analysis and Design*.
- ♦ Dewalle, D. R., & Rango, A. 2008. *Principles of snow hydrology*. Second edition. Cambridge University Press.
- ♦ Dirección General de Aguas (DGA). 1995. *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica*. Santiago: Ministerio de Obras Públicas, República de Chile, Dirección General de Aguas, Ayala, Cabrera y Asociados Ingenieros Consultores Ltda.
- ♦ Dirección General de Aguas (DGA). 2016. *Guía metodológica para presentación y revisión técnica de proyectos de modificación de cauces naturales y artificiales*. Departamento de Administración de Recursos Hídricos, Dirección General de Aguas, Ministerio de Obras Públicas. Diciembre, Santiago, Chile.
- ♦ Dirección General de Aguas (DGA). 2017. *Actualización del Balance Hídrico Nacional, SIT N° 417*, Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile, Realizado por: Universidad de Chile & Pontificia Universidad Católica de Chile.
- ♦ Dirección General de Aguas (DGA). 2018. *Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de las macrozonas norte y centro, SIT N° 435*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios Planificación, Santiago, Chile. Realizado por Fundación para la Transferencia Tecnológica y Pontificia Universidad Católica de Chile.

-
- ♦ Dirección General de Aguas (DGA). 2019. Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en la macrozona sur y parte norte de la macrozona austral, SIT N° 441. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile. Elaborado por: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
 - ♦ Escobar y Vidal. 1992. Experiencia Sobre la Determinación de la Línea de Nieves en Cuencas de Chile Central, Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, Vol. 7, N° 2.
 - ♦ Fernández, B., Salas, J. (1995). Transferencia de información hidrológica por correlación. Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. Vol. 10 N°1.
 - ♦ Garreaud, R. 1993. Impacto de la variabilidad de la línea de nieves en crecidas invernales en cuencas pluvio-nivales de Chile Central. XI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica.
 - ♦ Hall, D. K., V. V. Salomonson, and G. A. Riggs. 2006. MODIS/Terra Snow Cover Daily L3 Global 500m Grid. Version 5. (2001-2010). Boulder, Colorado USA: National Snow and Ice Data Center.
 - ♦ Jiménez, I. 2016. Estimación de Curvas de Caudal Sólido en Suspensión y Comparación con Expresiones Empíricas de Fleming y Manual de Presas Pequeñas. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María
 - ♦ Lagos, 2012. Impacto del cambio climático en eventos extremos y análisis de la vulnerabilidad de algunas obras hidráulicas en Chile. Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, mención recursos y medio ambiente hídrico. Universidad de Chile, FCFM, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago, Chile.
 - ♦ Lagos Miguel, Edward Cornwell y James McPhee. 2013. Metodología para estimar la línea de nieves en tiempo real y su validación con imágenes MODIS. XXI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica. Concepción, Chile.
 - ♦ Lagos, M. y Jara F. 2017. Estimación de la línea de nieves utilizando técnicas de precepción remota, entre -28° y -36° de latitud ¿Qué ha pasado desde Peña y Vidal?. XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica. Santiago, Chile.
 - ♦ Ministerio de Obras Públicas (MOP). 2018. Manual de carreteras, Volumen N°3, Instrucciones y criterios de diseño. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas.

-
- ♦ Peña, H. y F. Vidal, 1993, Estimación Estadística de la Línea de Nieves durante los Eventos de Precipitación entre las latitudes 28 y 38 grados Sur. XI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica. Octubre, Concepción, Chile
 - ♦ Seguel, R. y L. Stowhas. 1985. Estimación de crecidas de diseño en cuencas mixtas pluvionivales. VII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica. 7,8 y 9 de noviembre, Concepción, Chile.
 - ♦ Varas, E.; Sánchez, S. 1984. Curvas generalizadas de intensidad - duración-frecuencia de lluvias. Apuntes de Ingeniería 14 73:90.
 - ♦ Vargas, X., Brown, E. y C. Andreani. 1988. Uso de información regional para la estimación de crecidas. Universidad de Chile, FCFM, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago, Chile. Publicación del centro de Recursos Hídricos 88-53-1.