



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

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE OBRAS
HIDRÁULICAS FRENTE A CAUDALES DE CRECIDA
CONSIDERANDO CAMBIO CLIMÁTICO.
CASO DE ESTUDIO: PUENTES GUAQUILLO Y LONTUÉ.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

ANTONIA JESÚS ARAOS MÜNCHMEYER

**PROFESOR GUÍA:
FRANCO RICCHETTI CAMPOS**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
EDUARDO MUÑOZ CASTRO
XIMENA VARGAS MESA**

**SANTIAGO DE CHILE
2024**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniera Civil
ESTUDIANTE: Antonia Jesús Araos Münchmeyer
FECHA: 2024
PROFESOR GUÍA: Franco Ricchetti Campos

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE OBRAS HIDRÁULICAS FRENTE A CAUDALES DE CRECIDA CONSIDERANDO CAMBIO CLIMÁTICO. CASO DE ESTUDIO: PUENTES GUAQUILLO Y LONTUÉ.

Este trabajo presenta un análisis hidrológico e hidráulico detallado para estimar la vulnerabilidad de dos puentes de una zona específica frente a eventos de crecida. Motivado por la creciente preocupación sobre el impacto del cambio climático en las obras hidráulicas de la región del Maule, y en respuesta a las crecidas de junio y agosto de 2023, se realiza un análisis de eventos hidrometeorológicos extremos utilizando datos observados y proyectados de precipitaciones bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5 para el futuro cercano y lejano, utilizando dos modelos climáticos globales (GCM). Apoyados en el método precipitación-escorrentía denominado Hidrograma Unitario Sintético del manual de la DGA, para cuencas sin control fluviométrico que data de 1995, se determinan los caudales de crecida empleados. Luego, se evaluaron las condiciones hidráulicas de los puentes ferroviarios Guaiquillo y Lontué mediante modelación HEC-RAS, para finalmente estimar la socavación del lecho (general) y específica de las obras hidráulicas de los puentes (local), para cada uno de los escenarios estudiados.

El análisis hidrológico para un periodo de retorno de 100 años reveló importantes diferencias en la respuesta de los caudales de crecida ante el cambio climático. En la cuenca del puente Guaiquillo, de carácter pluvial, a pesar de que se observa un aumento de un 30% a un 61% en los caudales máximos instantáneos en la mayoría de los escenarios, hay periodos futuros en los que se proyecta una disminución de un 10% aproximadamente, reflejando una variabilidad de resultados entre los diferentes escenarios de cambio climático. En contraste, los factores de cambio en los caudales y volúmenes de agua proyectados para el futuro cercano y lejano muestran un aumento significativo que alcanza un 90% aproximadamente en la cuenca del puente Lontué. Esta tendencia se debe en gran parte al aumento de la altura de la línea de nieves y, por ende, de las áreas aportantes, lo que incrementa el volumen total de agua disponible.

Este análisis hidrológico repercute directamente en la estructura de los puentes, que, tras los fallos estructurales ocurridos durante los eventos de tormenta, deben rediseñarse y adaptarse para enfrentar los desafíos planteados por el cambio climático. Los análisis detallados del Nivel de Aguas Máximo (N.A.M.), socavaciones y factibilidad de las defensas fluviales ya emplazadas han demostrado que, aunque algunas medidas actuales cumplen con los requisitos de diseño, es fundamental implementar obras de mitigación adicionales. La socavación total aumenta más del 50% en ambos puentes, lo que destaca la necesidad de reforzar enrocados y construir muros guardarradier para proteger las cepas y estribos de los puentes, aumentando así su resiliencia frente al cambio climático.

Agradecimientos

Después de casi siete años en este lugar, quiero dar las gracias a todas las personas que estuvieron ahí para mí, que de alguna forma me enseñaron a ser mejor y que se llevan un pedacito de mi corazón.

Gracias a mi familia por su apoyo, cariño y contención, por celebrar conmigo los buenos momentos y ayudarme a crecer en los no tan buenos. Gracias a mi mamá, quien siempre inculcó en mí las ganas de aprender y superarme; gracias a ella estoy aquí. Gracias a mi papá, por guiarme y enseñarme a hacer todo desde el bien, para que siempre dé lo mejor de mí.

Gracias a mis hermanos, en especial a Alejo, Nico, Jose y Nachi, por siempre estar ahí, por sus consejos, y por motivarme a hacer siempre lo que me hace feliz.

Gracias a mis abuelitas, a la Chabe por demostrarme su amor a través de sus dulces y chocolates que siempre suben el ánimo y a la Tatá, por ser una de las mujeres más cultas que conozco y que siempre me inspiró a estudiar.

Gracias a Sebita por motivarme día a día, fortalecer la confianza en mí misma y por todo el cariño y paciencia que me entregas. Gracias por siempre estar ahí y alegrarme todos los días.

Gracias a mis amigas y amigos de la U, la mayoría juntas desde el primer semestre. Gracias por compartir conmigo risas infinitas, historias de la vida y conocimientos. Hicieron que todo mi paso por aquí fuera más seguro y feliz.

Gracias a mi profesor guía, Franco Ricchetti, por darme la oportunidad de realizar este trabajo y por su disposición constante para guiarme. Gracias por confiar en mí y en mis capacidades para lograrlo.

Finalmente, agradecer al Sr. Oscar Muñoz Castro, Jefe Unidad de Puentes de la Empresa de los Ferrocarriles del Estado por facilitar los datos asociados a topografía de los lechos de los puentes estudiados, contribuyendo de manera concreta a explorar metodologías aplicables al estudio de socavaciones y al desarrollo de la ingeniería a nivel nacional.

Tabla de Contenido

Capítulo 1 : Introducción	1
1.1. Introducción y Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Estructura del informe	2
Capítulo 2 : Marco Teórico	4
2.1. Cambio Climático	4
2.1.1. Escenarios y Trayectorias de Modelación Climática.....	4
2.1.2. Modelos Climáticos Globales (GCM)	7
2.2. Modelación Hidrológica.....	9
2.2.1. Bases de Datos	9
2.2.2. Escalamiento Espacial	9
2.2.3. Corrección de Sesgo	10
2.2.4. Hidrograma Unitario	10
2.3. Modelación Hidráulica.....	11
2.3.1. Modelo Hidráulico HEC-RAS	12
2.3.2. Modelo Hidráulico IBER.....	12
2.4. Estudios Realizados en la Zona.....	13
Capítulo 3 : Caracterización de la Zona de Estudio	16
3.1. Caracterización de la Zona.....	16
3.1.1. Clima.....	16
3.1.2. Disponibilidad de Información Hidrometeorológica.....	17
3.1.3. Línea de Nieves.....	22
3.2. Puente Guaiquillo.....	24
3.2.1. Antecedentes Generales	24
3.2.2. Geomorfología	25
3.2.3. Zona de Emplazamiento Puente Guaiquillo	27
3.3. Puente Lontué.....	29

3.3.1. Antecedentes Generales	29
3.3.2. Geomorfología	30
3.3.3. Zona de Emplazamiento Puente Lontué de FF.CC.....	32
3.4. Tormentas de junio y agosto de 2023	34
Capítulo 4 : Metodología de Trabajo	36
4.1. Hidrología	36
4.1.1. Análisis de Frecuencia	36
4.1.2. Hidrología Puente Lontué	38
4.1.3. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva.....	39
4.1.4. Hidrograma Unitario	40
4.2. Hidráulica Fluvial.....	42
4.2.1. Puente Guaiquillo de FF.CC.	42
4.2.2. Puente Lontué de FF.CC.....	42
4.2.3. Modelación Numérica en HEC-RAS.....	43
4.3. Mecánica Fluvial	44
4.3.1. Cálculo de Socavaciones.....	44
Capítulo 5 : Resultados	49
5.1. Hidrología Puente Guaiquillo de FF.CC.....	49
5.1.1. Análisis de Frecuencia	49
5.1.2. Coeficientes de Duración	50
5.2. Hidrología Puente Guaiquillo de FF.CC.....	51
5.2.1. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva.....	51
5.2.2. Hidrograma Unitario	52
5.3. Hidráulica Fluvial Puente Guaiquillo de FF.CC.....	56
5.4. Mecánica Fluvial Puente Guaiquillo de FF.CC.	58
5.4.1. Cálculo de Socavaciones.....	58
5.5. Hidrología Puente Lontué de FF.CC.....	61
5.5.1. Relación Línea de Nieves y Temperatura.....	65
5.5.2. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva.....	67
5.5.3. Hidrograma Unitario	69
5.6. Hidráulica Fluvial Puente Lontué de FF.CC.....	73
5.7. Mecánica Fluvial Puente Lontué de FF.CC.	75

5.7.1. Cálculo de Socavaciones.....	75
Capítulo 6 : Discusión.....	79
6.1. Hidrología	79
6.1. Diseño de Obras	82
6.1.1. Diagnóstico Puente Guaiquillo de FF.CC.....	82
6.1.2. Diagnóstico Puente Lontué de FF.CC.	86
6.1.3. Obras de Adaptación.....	90
Capítulo 7 : Conclusión.....	92
Bibliografía.....	94
Anexo A	97
A.1. Distribuciones Seleccionadas para AF.....	97
A.2. Gráficos de AF de Precipitación Máxima Diaria Anual - Estación Potrero Grande	98
A.3. Factor Espacial	110
A.4. Tipo de Suelos Cuenca del Estero Guaiquillo en Puente Guaiquillo de FF.CC.	113
A.5. Tipo de Suelos Cuenca del Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.	114
A.6. Hidrograma Unitario Adimensional.....	115
A.8. HED y Hietogramas Puente Guaiquillo de FF.CC.....	116
Anexo B.....	126
B.1. Puente Guaiquillo de FF.CC.	126
B.2. Puente Lontué de FF.CC.	128
Anexo C.....	131
C.1. Planos Cepa Central Puente Guaiquillo de FF.CC.....	131
C.2. Extracto Plano Pilotes Puente Lontué de FF.CC.....	132
Anexo D	133
D.1. Tablas Resumen de R^2	133
D.2. Gráficos de Caudal Máximo en Función de Precipitación	135
D.3. Gráficos de Caudal Máximo en Función de Temperatura	135
D.4. Gráficos de Caudal Máximo en Función de LN	137
D.5. Gráficos de Precipitación en Función de Temperatura	138

D.6. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad de Precipitación.....	140
D.7. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad de Temperatura	141
D.8. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad Combinada	143
D.9. Gráfico de T de Caudal Máximo en Función de T de Máxima Precipitación en los 4 días	145
D.10. Gráficos de T de Caudal Máximo en Función de T de Temperatura.....	145
D.11. Gráficos de T de Caudal Máximo en Función de T Combinado	147

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Descripción y relación de escenarios y trayectorias modeladas consideradas en los informes del Grupo de Trabajo de AR6. Tabla adaptada de informe (IPCC, 2023). Página 10.....	5
Tabla 2-2: Descripción de los modelos de cambio climático utilizados en este estudio	8
Tabla 3-1: Estaciones pluviométricas y fluviométricas cercanas a cuencas.	18
Tabla 3-2: Series de precipitación utilizadas en el estudio. Estación: Potrero Grande. Fuente: DGOP, 2024.....	20
Tabla 3-3: Parámetros geomorfológicos de la cuenca del Estero Guaiquillo.	25
Tabla 3-4: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.	31
Tabla 3-5: Antecedentes de las tormentas de junio y agosto de 2023.....	35
Tabla 4-1: Resumen de casos a los que se les efectuó un análisis de frecuencia.....	37
Tabla 4-2: Factores espaciales para cuenca río Lontué en puente de FF.CC Lontué.	37
Tabla 5-1: Distribuciones elegidas a partir del Análisis de Frecuencia y precipitación máxima obtenida para T=100 años en Potrero Grande.....	49
Tabla 5-2: Parámetros para el cálculo de precipitación efectiva.....	51
Tabla 5-3: Parámetros para determinar el Hidrograma Unitario Sintético.	52
Tabla 5-4: Resumen de caudales máximos obtenidos para el periodo 1985-2014.	54
Tabla 5-5: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2030-2059.	55
Tabla 5-6: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2070-2099.	55
Tabla 5-7: Caudales máximos (m^3/s) para T=100 años, obtenidos para periodos observados 1985-2014 y 1991-2020.	56
Tabla 5-8: Caudales seleccionados para estudio de socavación del puente Guaiquillo....	56
Tabla 5-9: Resultados del cálculo de socavación general en el puente Guaiquillo. Distribuciones: Varas Tipo III y Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014 y 2030-2059 para el escenario SSP5-8.5.....	59
Tabla 5-10: Socavación local en cepas del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.	60

Tabla 5-11: Socavación total en las cepas del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.....	60
Tabla 5-12: Socavación local en estribos del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.....	61
Tabla 5-13: Socavación total en estribos de puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.....	61
Tabla 5-14: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de caudal máximo en función de cada variable.....	62
Tabla 5-15: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de precipitación en función de temperatura.....	63
Tabla 5-16: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de periodo de retorno de caudal máximo en función del periodo de retorno combinado de precipitación y temperatura.	64
Tabla 5-17: Promedio y deltas de temperatura.....	67
Tabla 5-18: Línea de nieves futura adoptada.	67
Tabla 5-19: Altura de línea de nieves adoptada para periodos futuros cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.	67
Tabla 5-20: Parámetros para el cálculo de precipitación efectiva para cuenca puente Lontué en puente Lontué de FF.CC.	68
Tabla 5-21: Parámetros para determinar el Hidrograma Unitario Sintético. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.	69
Tabla 5-22: Resumen de caudales máximos obtenidos para el periodo 1985-2014.	71
Tabla 5-23: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2030-2059.	71
Tabla 5-24: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2070-2099.	72
Tabla 5-25: Caudales máximos (m^3/s) obtenidos para periodos observados 1985-2014 y 1991-2020.	72
Tabla 5-26: Caudales seleccionados para estudio de socavación del puente Lontué de FF.CC.	73
Tabla 5-27: Resultados del cálculo de socavación general en el puente Lontué. Distribuciones: Varas Tipo III y Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014 y 2030-2059 para el escenario SSP5-8.5.....	75
Tabla 5-28: Socavación local en cepas del puente Lontué de FF.CC. Distribución: CD Tormenta Agosto.....	76

Tabla 5-29: Socavación total en las cepas del puente Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto.	77
Tabla 5-30: Socavación local en estribos del puente Lontué de ferrocarriles. Distribución: CD Tormenta Agosto.	77
Tabla 5-31: Socavación total en los estribos del puente Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto.....	78

Índice de Figuras

Figura 2-1: Emisiones acumuladas de CO ₂ (Gt) y calentamiento global (°C) para los diferentes escenarios. Gráfico adaptado de informe (IPCC, 2023). Página 83.	6
Figura 2-2: Esquema del marco de evaluación del AR6. Emisiones de CO ₂ y Temperatura para escenarios SSP. Gráficos adaptados de informe (IPCC, 2023). Página 65.....	6
Figura 2-3: Representación conceptual de un GCM. Imagen adaptada de (NOAA, 2012).	7
Figura 2-4: Estribo sur puente Coinco, costado aguas arriba. Fuente: (MOP, 2023)	13
Figura 2-5: Estribo norte puente La Candelaria, vista aguas arriba. Fuente: (MOP, 2023)	14
Figura 2-6: Puente Los Vientos después de la tormenta de agosto. Fuente: (MOP, 2023)	14
Figura 2-7: Puente Maitenhuapi, vista general aguas abajo. Fuente: (MOP, 2023)	15
Figura 3-1: Climograma de la estación Potrero Grande.....	17
Figura 3-2: Ubicación de las estaciones pluviométricas y fluviométricas consideradas en el estudio.	18
Figura 3-3: Cobertura de datos de las estaciones pluviométricas. El color rojo representa una cobertura de registros de 0% y en verde una cobertura del 100%.	19
Figura 3-4: Serie de tiempo de la elevación de la línea de nieves según los datos obtenidos a partir del Observatorio Andino. La línea roja representa la elevación de la LN obtenida según Covian y Stowhas, y la línea amarilla representa la LN adoptada. ..	23
Figura 3-5: Boxplots de la elevación de la línea de nieves a nivel mensual.	24
Figura 3-6: Zona de estudio, cuenca Estero Guaiquillo. Referenciado en el sistema de coordenadas WGS84/ UTM Huso 19S. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.	25
Figura 3-7: Curva Hipsométrica cuenca del Estero Guaiquillo.	26
Figura 3-8: Mapa cobertura de suelos cuenca del Estero Guaiquillo.....	27
Figura 3-9: Ubicación Puente Guaiquillo de Ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.	27
Figura 3-10: Puente Guaiquillo de ferrocarriles antes y después de la tormenta de agosto 2023.....	28
Figura 3-11: Puente ferroviario Guaiquillo. Fuente: Vuelo Drone visita a terreno el 20 de febrero del 2024	29
Figura 3-12: Delimitación Cuenca Río Lontué en Puente Lontué de ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.....	30

Figura 3-13: Curva Hipsométrica cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.	31
Figura 3-14: Mapa de cobertura de suelos cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.	32
Figura 3-15: Ubicación puente Lontué de Ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.	32
Figura 3-16: Puente Lontué de FF.CC. Fuente: Vuelo drone visita a terreno 20 de febrero 2024.....	33
Figura 3-17: Puente Lontué de ferrocarriles. Fuente: Vuelo Drone visita a terreno 20 febrero del 2024.	34
Figura 3-18: Pluviograma de los días peak de tormenta registrados en junio de 2023. Fuente: Datos Obtenidos de estación Potrero Grande registros BNA de la DGA.....	35
Figura 3-19: Pluviograma de los días peak de tormenta registrados en agosto de 2023. Fuente: Datos Obtenidos de estación Potrero Grande registros BNA de la DGA.....	35
Figura 4-1: Geometric Data en HEC-RAS de ambos puentes ferroviarios. A la izquierda se muestran los perfiles del puente Guaiquillo y a la derecha los del puente Lontué.	43
Figura 4-2: Esquema de división de franjas y socavación en el lecho. Fuente: Manual de Carreteras, Volumen 3 (MOP; DGOP; Dirección de Vialidad, 2018).	44
Figura 5-1: Comparación de coeficientes de duración entregados con coeficientes de duración tormenta de junio.	50
Figura 5-2: Comparación de coeficientes de duración entregados con coeficientes de duración tormenta de agosto.	50
Figura 5-3: Coeficientes de duración utilizados para determinar la precipitación.....	51
Figura 5-4: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo observado e histórico 1985-2014.	52
Figura 5-5: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo futuro 2030-2059 y 2070-2099.	52
Figura 5-6: Hidrograma Unitario Sintético para cuenca del Estero Guaiquillo. para lluvia de duración $t_u = 1$ hr.	53
Figura 5-7: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa periodo observado 1985-2014 para la Tormenta de agosto.	53
Figura 5-8: Hidrogramas de Escorrentía Directa obtenidos para el modelo CMCC_ESM2 utilizando los coeficientes de duración de la Tormenta de Agosto. Puente Guaiquillo.	54
Figura 5-9: Modelación del lecho del Estero Guaiquillo en HEC-RAS. Perspectiva X-Y- Z. Distribución: Varas Tipo III. Periodo: 1985-2014. Caudal: 1171,93 m ³ /s.....	57

Figura 5-10: Eje Hidráulico en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5. Caudal: 2145,6 m ³ /s.	58
Figura 5-11: Número de Froude en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5	58
Figura 5-12: Perfil de socavaciones aguas abajo del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto – SSP5-8.5- periodo 2030-2059.....	59
Figura 5-13: Gráfico de caudal máximo en función de la precipitación correspondiente a un tiempo t respectivo al día de máximo caudal registrado.....	62
Figura 5-14: Gráfico del periodo de retorno del caudal máximo en función del periodo de retorno de la precipitación.....	65
Figura 5-15: Gráfico comparativo entre línea de nieves y temperatura mínima y máxima.	66
Figura 5-16: Gráficos de dispersión de línea de nieves en función de temperatura mínima y máxima.	66
Figura 5-17: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo observado e histórico 1985-2014. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.	68
Figura 5-18: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo futuro 2030-2059 y 2070-2099. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.	68
Figura 5-19: Hidrogramas Unitarios Sintéticos para lluvias de duración 3 horas para las elevaciones de línea de nieves de 2500, 2750, 2900 y 3050 [m s.n.m.]. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.	69
Figura 5-20: Hietograma de precipitación efectiva e hidrograma de escorrentía directa periodo observado 1985-2014 para distribución de Tormenta de Agosto. Cuenca del río Lontué en puente Lontué de FF.CC. LN=2500 [m s.n.m.].	70
Figura 5-21: Hidrogramas de Escorrentía Directa obtenidos para el modelo CMCC_ESM2 utilizando los coeficientes de duración de la Tormenta de Agosto. Puente Lontué. .	70
Figura 5-22: Modelación del lecho del río Lontué en HEC-RAS. Perspectiva X-Y-Z. Periodo: 1985-2014. Distribución: Tormenta Agosto. Caudal: 3181,08 m ³ /s.....	73
Figura 5-23: Eje hidráulico en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario y de vialidad. Caudal: 5986,66 m ³ /s. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5	74
Figura 5-24: Número de Froude en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario y de vialidad Caudal: 5986,66 m ³ /s. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5.....	74

Figura 5-25: Perfil de socavaciones entre puente Lontué ferroviario y de vialidad. Distribución: CD Tormenta Agosto – SSP5-8.5 – periodo 2030-2059.	76
Figura 6-1: Gráfico comparativo de FC entre volumen de los puentes Guaiquillo y Lontué.	79
Figura 6-2: Gráfico comparativo de FC entre el caudal del futuro cercano y el caudal actual para puente Guaiquillo y Lontué.	80
Figura 6-3: Gráfico comparativo de FC entre el caudal del futuro lejano y el caudal actual para puente Guaiquillo y Lontué.	81
Figura 6-4: Gráfico comparativo entre factores de cambio de caudal y precipitación para la cuenca del Estero Guaiquillo.	81
Figura 6-5: Peak por área a partir de los FC del puente Lontué.	82
Figura 6-6: Perfil transversal puente Guaiquillo downstream. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5	83
Figura 6-7: Perfil transversal puente Guaiquillo downstream. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.	84
Figura 6-8: Perfil de velocidades en el estero Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.	85
Figura 6-9: Perfil de velocidades en el estero Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5	86
Figura 6-10: Perfil transversal puente ferroviario Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5	87
Figura 6-11: Perfil transversal puente Lontué de FF.CC. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.	88
Figura 6-12: Perfil de velocidades en el río Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.	89
Figura 6-13: Perfil de velocidades en río Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5	89
Figura 7-1: Esquema de la metodología propuesta. (Dionizis D., 2021)	93

Capítulo 1: Introducción

1.1. Introducción y Motivación

Actualmente, el cambio climático es una realidad que está generando un impacto significativo en diversos aspectos, en donde los patrones climáticos se vuelven más extremos e impredecibles (IPCC, 2014). En este contexto, es fundamental entender cómo este fenómeno afecta directamente a las obras hidráulicas, las cuales desempeñan un papel fundamental en la gestión del agua y la conectividad entre regiones del país (INH, 2020). El aumento en la frecuencia e intensidad de los eventos climáticos extremos húmedos, tales como precipitaciones y caudales de crecida, generan un desafío importante para la funcionalidad y estabilidad de estas estructuras, las cuales, en su mayoría, no fueron diseñadas bajo un contexto de clima cambiante (Delgado, 2011).

En junio y agosto del año 2023, ocurrieron dos eventos extremos de tormenta que impactaron diversas regiones de Chile, afectando significativamente varias obras hidráulicas, incluidas algunas en la región del Maule (Garreaud, 2023). En este contexto, se seleccionaron los puentes ferroviarios Guaiquillo y Lontué como objeto de estudio debido a los daños estructurales que presentaron, específicamente socavaciones en sus cepas, provocadas por los caudales de crecida generados por estas tormentas.

Según (EFE, 2023), el puente Guaiquillo fue el más afectado, colapsando por completo, lo que requirió la recuperación tanto de su estribo como de sus vanos. Por otro lado, el puente Lontué presentó daños en una de sus cepas, la cual tuvo que ser reparada para restablecer su funcionamiento. Es importante destacar que ambos puentes fueron rediseñados y reconstruidos sin considerar el contexto del cambio climático, lo que resalta la necesidad de comprender cómo este fenómeno puede influir en la vulnerabilidad de las infraestructuras hidráulicas en el futuro.

El objetivo principal de esta investigación es estudiar el impacto de los caudales de crecida en la funcionalidad de estos puentes. Como resultado, se espera desarrollar una metodología que pueda aplicarse en estudios de este tipo de obras hidráulicas, incorporando la variable de cambio climático y siendo aplicable a cualquier tipo de estructura similar y ubicación geográfica.

Para alcanzar este objetivo, se recopilará información hidrológica de los puentes ferroviarios Guaiquillo y Lontué, ubicados en la región del Maule, centrándose en los eventos de crecidas extremas ocurridos en el año 2023. Así, se evaluarán los cambios en parámetros hidrológicos claves y se desarrollará el modelo de precipitación-escorrentía, llamado Hidrograma Unitario Sintético, que buscará proporcionar una base sólida para analizar la vulnerabilidad de las obras hidráulicas ante el cambio climático y con ello, proponer medidas de adaptación. Este análisis tiene como fin contribuir a la protección de las infraestructuras hidráulicas y al fortalecimiento de la resiliencia frente a este entorno climático en constante cambio.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo de título es evaluar y analizar el impacto de los caudales de crecida, estimados considerando proyecciones de cambio climático, en la funcionalidad, desempeño y estabilidad de puentes.

1.2.2. Objetivos Específicos

Para lograr materializar el objetivo general del trabajo de título, se consideran los siguientes objetivos específicos:

- Estimar cambios en las precipitaciones extremas ante los escenarios de Cambio Climático SSP2-4.5 y SSP5-8.5 del CMIP6 en la región del Maule y en las cuencas aportantes a las obras hidráulicas seleccionadas.
- Estimar los caudales de crecida en el periodo histórico y en contexto de cambio climático asociados a diferentes proyecciones futuras para evaluar potenciales modificaciones en las alturas de escurrimiento, áreas de inundación y socavaciones.
- Analizar la vulnerabilidad de las obras hidráulicas existentes ante cambios en los parámetros de diseño relevantes.
- Generalizar la metodología empleada y proponer medidas de adaptación asociadas al contexto de clima cambiante.

1.3. Estructura del informe

El resto del documento se estructura en 6 capítulos, los cuales se describen a continuación:

En el capítulo 2, se realiza una revisión bibliográfica, la cual establece la base conceptual necesaria para llevar a cabo la investigación.

En el capítulo 3, se presenta una breve caracterización de la zona de estudio, incluyendo las dos cuencas que están determinadas por los puentes seleccionados.

En el capítulo 4, se describe la metodología de trabajo utilizada, la cual se divide en el estudio hidrológico, la hidráulica fluvial y el estudio de mecánica fluvial de ambos puentes.

En el capítulo 5, se exponen los resultados obtenidos, destacando los caudales de crecida bajo diferentes escenarios para ambos puentes y el cálculo de socavaciones para el caso más desfavorable, correspondiente a aquel que arrojó un caudal mayor.

En el capítulo 6, se analizan los resultados y se presenta una discusión detallada, incluyendo un diagnóstico de cada puente modelado con los caudales de crecida determinados, evaluando el diseño de la obra actual y posibles medidas de adaptación.

En el capítulo 7, se presentan las conclusiones generales del trabajo de título a raíz del análisis realizado para cada caso de estudio.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1. Cambio Climático

El aumento de las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) producto tanto de las actividades humanas como fenómenos naturales, han causado el aumento de la temperatura superficial, produciendo cambios generalizados y rápidos en la atmósfera, océano, criósfera y biósfera. La temperatura superficial ha aumentado más rápido desde 1970 que en cualquier otro período histórico de 50 años durante al menos los últimos 2000 años (IPCC, 2023). Este hecho está afectando a bastantes fenómenos climáticos extremos alrededor del mundo, donde se evidencian distintos cambios observados en extremos como precipitaciones intensas, eventos de sequías, olas de calor, y cambios abruptos y extremos del clima en distintas zonas.

Los eventos de precipitación extrema están estrechamente vinculados con la intensidad de las tormentas, durante las cuales grandes volúmenes de lluvia caen en períodos cortos de tiempo. Esto desencadena que se generen inundaciones en áreas urbanas, debido al colapso de los sistemas de recolección, y en áreas tanto rurales como urbanas, como resultado del desbordamiento de ríos provocado por las precipitaciones extremas. Estos desbordamientos son producto del aumento de caudal de diversos cursos de agua, que elevan la altura de escurrimiento y, como consecuencia, causan inundaciones (Vargas X. , Ricchetti, Jerez, & Mendoza, 2020).

2.1.1. Escenarios y Trayectorias de Modelación Climática

En el sexto informe de síntesis del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC) AR6 publicado en 2023, se presentan escenarios y trayectorias que constituyen proyecciones cuantitativas. Estas proyecciones tienen el fin de explorar futuras emisiones, los impactos y los riesgos asociados al cambio climático, así como posibles estrategias de mitigación y adaptación a este contexto de clima cambiante. En esta línea, se definieron cinco escenarios basados en las “Trayectorias Compartidas de Desarrollo Socioeconómico” o en inglés “Shared Socio-economic Pathways” (SSP), los cuales ofrecen un rango de posibles desarrollos futuros considerando los efectos del cambio climático. Según el (IPCC, 2023), estas trayectorias “reflejan las alternativas de cómo podría desarrollarse el planeta en ausencia de políticas y/o medidas de mitigación para limitar el forzamiento radiativo o mejorar la capacidad de adaptación”. En la Tabla 2-1 se puede observar una descripción de los distintos escenarios propuestos por el IPCC y su comparación con los escenarios previos, los cuales se basaban solo en cambios en la forzante radiativa provocados por aumentos en las emisiones de gases de efecto invernadero.

Tabla 2-1: Descripción y relación de escenarios y trayectorias modeladas consideradas en los informes del Grupo de Trabajo de AR6. Tabla adaptada de informe (IPCC, 2023). Página 10.

Categoría en Working Group III (WGIII)	Descripción Categoría	Escenarios de emisiones de GEI (SSPx-y) en WGI & WGII	RCPy en WGI & WGII
C1	Límite de calentamiento a 1,5°C (>50%) sin o con un exceso limitado	Muy bajo (SSP1-1.9)	
C3	Límite de calentamiento a 2°C (>67%)	Bajo (SSP1-2.6)	RCP 2.6
C6	Límite de calentamiento a 3°C (>50%)	Intermedio (SSP2-4.5)	RCP 4.5
C7	Límite de calentamiento a 4°C (>50%)	Alto (SSP3-7.0)	
C8	Exceso de calentamiento de 4°C (>50%)	Muy alto (SSP5-8.5)	RCP 8.5

Los escenarios identificados como altos y muy altos corresponden a aquellos donde las emisiones de CO₂ se duplican para los años 2100 y 2050 respectivamente, en comparación con los niveles actuales. Para el caso de emisiones intermedias, los niveles de emisiones se mantienen estables hasta el año 2050. Por otro lado, en los escenarios muy bajos y bajos, se tienen emisiones de CO₂ que disminuyen hasta alcanzar el cero neto para los años 2050 y 2070 respectivamente, llegando incluso a niveles negativos de emisión (por mecanismo de compensación en la huella de carbono).

En la Figura 2-1 se observa la relación entre las emisiones acumuladas de CO₂ y el aumento en la temperatura superficial global. La línea negra representa las emisiones históricas de este compuesto con respecto al aumento observado de la temperatura superficial en relación con el periodo histórico comprendido entre 1850-1900. Luego, la línea en gris junto al área de este mismo color muestra una estimación correspondiente a la contribución del ser humano al calentamiento global. Por otro lado, las áreas de colores muestran el rango probable de proyecciones de temperatura superficial global y las líneas centrales a estas áreas representan la estimación de las emisiones de CO₂ para los escenarios estudiados (IPCC, 2023).

En la Figura 2-2, se observan las trayectorias de emisiones y las respuestas de la temperatura superficial global a los cinco escenarios considerados por el Grupo de Trabajo I (WGI) que se muestran en la tabla anterior. En el gráfico de la izquierda se muestran las proyecciones de las emisiones de CO₂ por año hasta el 2100, mientras que a la derecha se tienen los cambios en la temperatura superficial global a lo largo del siglo XXI en comparación con el periodo de 1850-1900. Estas figuras son fundamentales para la investigación, ya que permiten observar cómo podrían evolucionar las emisiones de CO₂ bajo distintos escenarios futuros. Al visualizar y comparar estas trayectorias, se puede realizar un análisis de las posibles variaciones en las variables climáticas, destacando la importancia de considerar más de un escenario para evaluar el impacto climático.

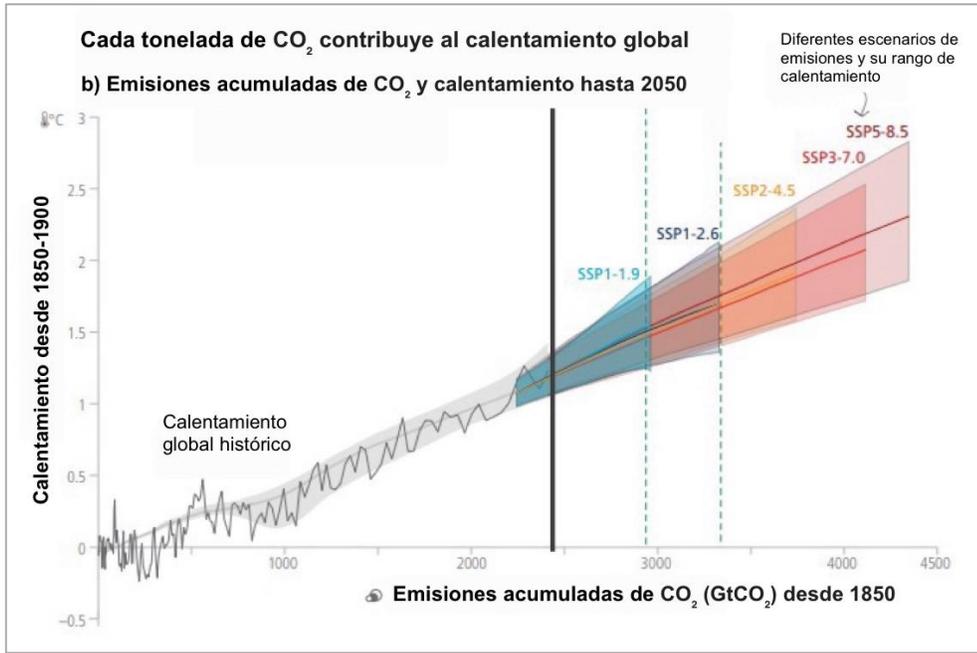


Figura 2-1: Emisiones acumuladas de CO₂ (Gt) y calentamiento global (°C) para los diferentes escenarios. Gráfico adaptado de informe (IPCC, 2023). Página 83.

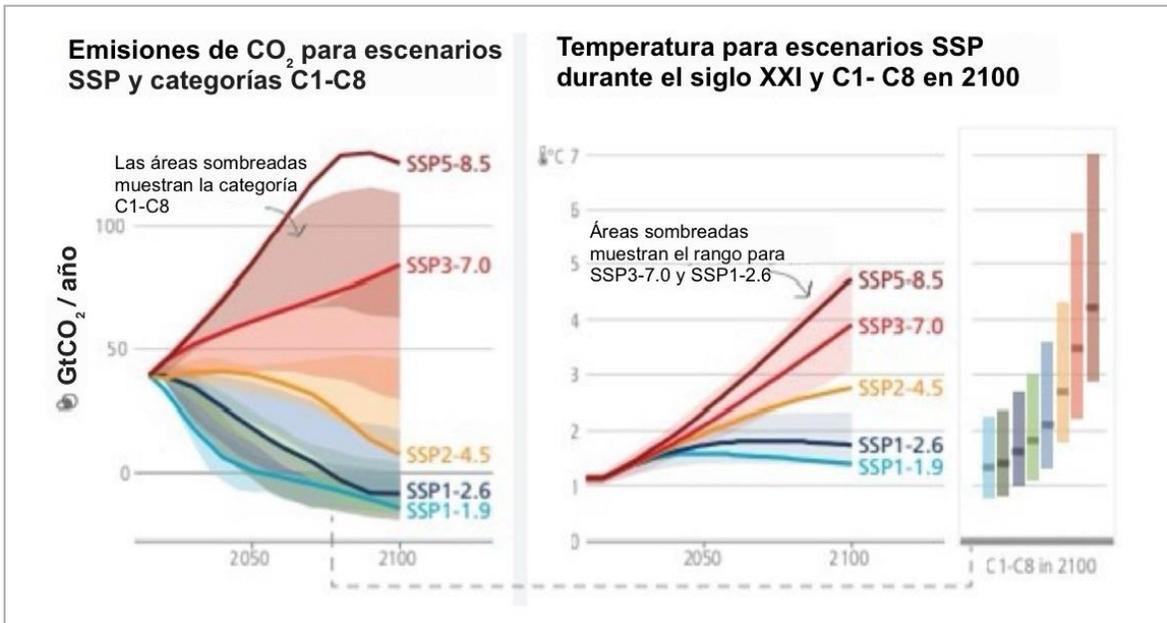


Figura 2-2: Esquema del marco de evaluación del AR6. Emisiones de CO₂ y Temperatura para escenarios SSP. Gráficos adaptados de informe (IPCC, 2023). Página 65.

2.1.2. Modelos Climáticos Globales (GCM)

Los modelos climáticos globales son herramientas desarrolladas por instituciones científicas para proyectar valores futuros de variables hidrometeorológicas. En un contexto de cambio climático, estos modelos estudian la interacción entre la atmósfera y la tropósfera forzadas por diferentes escenarios futuros (Vargas X. , Ricchetti, Muñoz, & Jerez, 2023). Los GCM han sido desarrollados en el marco del Proyecto de Intercomparación de Modelos Acoplados (CMIP) del Programa Mundial de Investigación del Clima (WCRP) desde la década de 1990. Estos son las principales herramientas que proporcionan información climática razonablemente precisa a escala global, hemisférica y continental, y se utilizan para estudiar el clima actual y los escenarios climáticos futuros bajo concentraciones aumentadas de GEI.

Los GCM están compuestos por una estructura de grilla representando áreas tanto horizontales como verticales de la superficie terrestre. Dentro de cada celda se calculan las interacciones atmosféricas, incluyendo el vapor de agua y las nubes, así como los efectos de los aerosoles sobre la radiación y la precipitación. Además, se consideran los cambios en la cobertura de agua sólida, el almacenamiento de calor en suelos y océanos, los flujos superficiales y el transporte a gran escala de calor y agua (USAID, 2014). En la Figura 2-3 se muestra una representación conceptual de la distribución de esta grilla. La resolución espacial de los GCM es amplia, con un tamaño de grilla de aproximadamente 100-500 kilómetros.

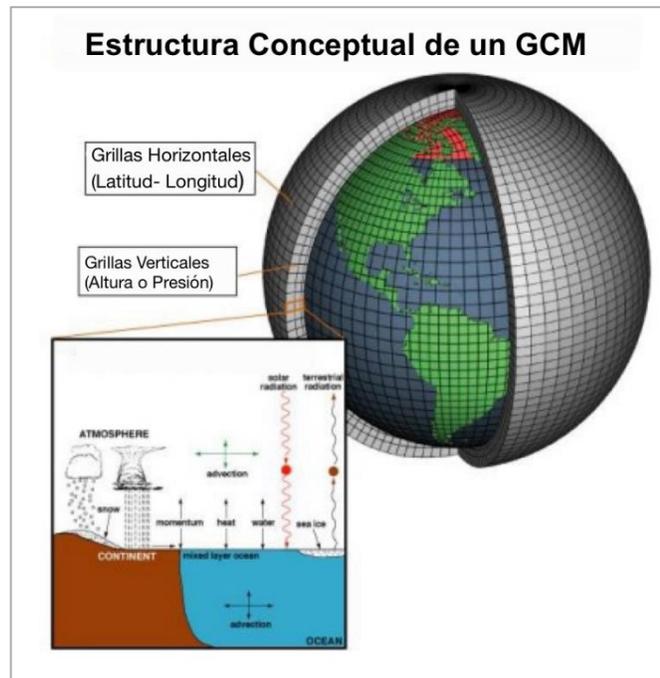


Figura 2-3: Representación conceptual de un GCM. Imagen adaptada de (NOAA, 2012).

En la actualidad, se han desarrollado más de treinta modelos climáticos globales a nivel mundial, sin embargo, es frecuente que se utilice un subconjunto de estos modelos para simplificar los estudios sobre cambio climático (Lema, 2021). Debido a esto, se debe realizar una selección de los

modelos a utilizar, evaluando la consistencia climatológica con respecto a las observaciones meteorológicas de referencia, especialmente en cuanto a precipitación y temperatura.

Se utilizan varios criterios para evaluar la relación de cada GCM con las estaciones meteorológicas seleccionadas. Entre los factores considerados están la representación de la estacionalidad, asegurando que los modelos reflejen adecuadamente las variaciones estacionales observadas, y la representación de la variabilidad temporal, buscando que los modelos capturen la variabilidad temporal de las variables observadas. Además, se analiza la representatividad del cambio en los escenarios futuros mediante la realización de un ensamble de las proyecciones de cambio climático y la selección de los modelos que mejor representen dicho ensamble (ERIDANUS, 2016). (DGOP, 2024) seleccionó dos modelos de cambio climático que facilitaron los estudios de proyecciones climáticas para las variables hidrometeorológicas. Esta selección específica se realiza para las estaciones de la región del Maule, donde en particular se utilizó como base la estación de Potrero Grande para la evaluación de desempeño de los modelos de Cambio Climático. En la Tabla 2-2, se presenta una descripción general de los modelos de cambio climático utilizados en el estudio presentado a DGOP 2024:

Tabla 2-2: Descripción de los modelos de cambio climático utilizados en este estudio

Modelo	Ensamble	Resolución [lon x lat]	Centro de Investigación
CMCC-ESM2	r1i1p1f1	1,25°x0,94°	Fondazione Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici, Lecce 73100, Italy
GFDL-ESM4	r1i1p1f1	1,25°x1°	National Oceanic and Atmospheric Administration, Geophysical Fluid Dynamics Laboratory, Princeton, NJ 08540, USA

El modelo CMCC-ESM2 representa la segunda generación del Modelo de Sistema Terrestre CMCC. Este modelo simula los procesos biogeoquímicos interactivos entre la tierra y el océano. En su componente terrestre abarca un conjunto más amplio de tipos de vegetación y almacenamiento de carbono, junto con la representación predictiva del ciclo del nitrógeno. Además, la representación del ecosistema marino ha sido rediseñada hacia una complejidad intermedia de interacciones a nivel trófico inferior, lo que incluye una nueva formulación de la población bacteriana heterotrófica (Lovato et al., 2022).

El modelo GFDL-ESM4 representa la cuarta generación de los modelos GFDL que incorporan mejoras en la dinámica atmosférica, la física oceánica y terrestre, así como en la biogeoquímica de los ecosistemas. Este modelo también considera las interacciones de CO₂, polvo, hierro y nitrógeno con otros componentes. Su desarrollo permite una mejor comprensión de las interacciones

acopladas entre el carbono, la química y el clima, lo que contribuye a reducir las incertidumbres en las proyecciones futuras del cambio climático y sus impactos en comparación con las generaciones anteriores (e.g., Dunne et al., 2020)

2.2. Modelación Hidrológica

2.2.1. Bases de Datos

Para obtener series de variables meteorológicas, se emplean los reanálisis atmosféricos, que son modelos numéricos diseñados para representar la dinámica de la atmósfera. Estos modelos incorporan observaciones terrestres de diversas fuentes de información y las asimilan en retrospectiva, permitiendo generar estimaciones de variables distribuidas espacialmente tanto en el plano horizontal como vertical (Vargas et al., 2024).

Uno de estos reanálisis atmosféricos corresponde a ERA5, la quinta generación de reanálisis del Centro Europeo de Previsiones Meteorológicas a Mediano Plazo (ECMWF, por sus siglas en inglés). ERA5 ha servido como base para el desarrollo del producto gridded CR2Met, una herramienta que ha demostrado un buen desempeño en la caracterización de los patrones de precipitación y temperatura en Chile continental, y que ha sido utilizada en diversos estudios. Este conjunto de datos abarca el territorio continental chileno con una resolución espacial de 0.05 grados de latitud y longitud, cubriendo el período desde 1960 hasta 2021 ((CR)², 2023).

El producto grillado CR2Met, disponible para su descarga libre y gratuita en <https://www.cr2.cl/datos-productos-grillados/>, surge como una solución a la escasez de observaciones meteorológicas continuas y espacialmente distribuidas. El CR2 fue creado en 2013, financiado por el programa de áreas prioritarias (Fondap) de la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID). En este proyecto, participan investigadores de la Universidad de Chile (institución patrocinante), la Universidad de Concepción y la Universidad Austral de Chile ((CR)², s.f.).

A pesar del valor que entrega CR2Met, es fundamental llevar a cabo una evaluación de su desempeño en comparación con los registros locales in situ para comprender mejor los alcances y limitaciones de su uso. Es importante recordar que esta evaluación compara datos puntuales de una estación meteorológica con un píxel de 0,05° de latitud-longitud, lo que implica diferencias en la representación espacial de las variables.

2.2.2. Escalamiento Espacial

El escalamiento espacial se emplea para ajustar los datos a una escala más adecuada, permitiendo cambiar la resolución espacial de los datos geoespaciales de una escala a otra. Es importante destacar que este proceso no proporciona más información ni precisión que la originalmente disponible en el modelo climático. Por ello, es necesario aplicar un proceso de corrección de sesgo, ya sea dinámico o estadístico, a las variables climáticas (Vargas et al., 2024).

2.2.3. Corrección de Sesgo

Uno de los métodos estadísticos para la corrección de sesgos es el método multivariado n-dimensional (MBCn), utilizado para ajustar el sesgo en precipitaciones y temperaturas considerando la relación entre estas co-variables (A.J., 2018). MBCn es una generalización multivariada del método de asignación de cuantiles que transfieren todos los aspectos de una distribución multivariada continua observada a la distribución multivariada correspondiente de las variables de un modelo climático (Vargas et al., 2024).

Este método busca mantener la correlación entre los datos de las variables observadas mediante una transformación n-dimensional de las funciones de densidad de probabilidad. Para ello, aplica una transformación ortogonal tanto a las observaciones como a los modelos, con el objetivo de corregir las distribuciones marginales (A.J., 2018). Finalmente, se aplica una transformación inversa para volver al espacio original (Dionizis et al., 2021)

2.2.4. Hidrograma Unitario

Para diseñar correctamente una obra vial, se deben realizar estudios hidrológicos con el objetivo de definir las crecidas de diseño de una obra en particular. Según el Volumen N°3 del Manual de Carreteras, se dispone de diversos métodos para calcular estas crecidas, y se deben seleccionar aquellos más adecuados según la información hidrológica disponible y las características de la cuenca en cuestión. Para cuencas superiores a 25 km² sin control fluviométrico, se utilizan métodos indirectos tales como el Hidrograma Unitario (HU).

El HU, propuesto por Sherman en 1932, establece una relación lineal entre la precipitación y el escurrimiento (estímulo y resultado), siendo especialmente aplicable en cuencas entre 25 y 4500 km² de superficie (Manual de Carreteras Volumen n°3: Instrucciones y Criterios de Diseño, 2018). Este hidrograma representa la variación de caudal en función del tiempo y condensa la respuesta de la cuenca ante las condiciones geomorfológicas y climáticas que actúan sobre ella. El HU describe el escurrimiento superficial generado por una precipitación efectiva de magnitud unitaria, es decir, de 1 mm, la cual tiene las características de ser de densidad constante, distribuida uniformemente sobre toda la cuenca y de una duración en particular.

Ante la ausencia de registros fluviométricos, se puede optar por realizar un Hidrograma Unitario Sintético, para una lluvia de duración t_u , el cual se construye a partir de los atributos geomorfológicos de la cuenca en estudio. Así, se han derivado expresiones empíricas para estimar las propiedades del HU en función de la geometría y topografía de la cuenca. Para el caso de cuencas ubicadas en la región del Maule y con un área comprendida entre 10 km² y 4500 km² se utilizan las siguientes expresiones de cálculo basadas en las fórmulas expuestas en el Manual de la DGA (1995):

$$t_p = 0,584 \frac{L \cdot L_g}{\sqrt{S}} \quad (2.1)$$

$$t_b = 1,822 \cdot (t_p)^{1,412} \quad (2.2)$$

$$q_p = 522,514 \cdot (t_p)^{-1,511} \quad (2.3)$$

$$t_u = \frac{t_p}{5,5} \quad (2.4)$$

Donde:

- L [km]: Longitud del cauce principal de la cuenca
- L_g [km]: Distancia desde punto cercano al centroide, en cauce, al punto de desfogue de la cuenca
- S [m/m]: Pendiente media de la cuenca
- t_p [hr]: Tiempo al *peak*
- t_b [hr]: Tiempo base
- q_p [L/s/mm/km²]: Caudal *peak*
- t_u [hr]: Tiempo de duración de la lluvia

Luego, los parámetros t_p y q_p multiplican por los coeficientes de distribución adimensionales y así se obtiene el hidrograma unitario correspondiente a la cuenca.

2.3. Modelación Hidráulica

Los estudios hidráulicos son fundamentales para dimensionar y evaluar el comportamiento hidráulico de las obras. Son especialmente cruciales en el análisis y diseño de puentes, ya que mediante la modelación hidráulica se pueden proyectar aspectos como la distribución de velocidades en los cauces, las alturas y régimen de escurrimiento, la estabilidad de los cauces, el arrastre de sedimentos y la erosión (MOP, 2024).

Por lo expuesto anteriormente, resulta crucial dimensionar el eje hidráulico del cauce, lo que proporciona información sobre la altura del agua para un caudal determinado y un lecho de forma conocida. Para ello, los modelos unidimensionales son una herramienta ampliamente utilizada a nivel mundial debido a su facilidad de uso para el usuario (Soberon, 2015).

2.3.1. Modelo Hidráulico HEC-RAS

El modelo HEC-RAS, desarrollado por el “*Hydrologic Engineering Center, US Army Corp of Engineers*” (2010) es comúnmente empleado en Chile y permite realizar modelos unidimensionales en régimen tanto permanente como impermanente.

La introducción de datos en HEC-RAS se realiza a través de una interfaz gráfica que incluye información general sobre el lecho del río, su geometría y las características del flujo. Esto permite crear un esquema del río con datos detallados sobre sus secciones transversales. Posteriormente, se ingresan los datos relevantes relacionados con el puente, como la ubicación de las pilas y estribos, así como el ancho y largo del tablero, y la distancia entre las secciones inmediatas aguas arriba y aguas abajo del puente (Jean Rincón; María Pérez; Guillermo Delfin; Carlos Freitez; Fabiana Martínez, 2017). Además, se deben especificar las condiciones de borde y las condiciones iniciales de flujo, tales como los caudales de entrada al inicio del tramo de modelación.

Gracias a esta configuración, es posible visualizar los resultados de la simulación, lo que incluye los perfiles transversales del agua que atraviesan el puente, así como diversos parámetros hidráulicos como el número de Froude, la velocidad de escurrimiento y el esfuerzo cortante.

2.3.2. Modelo Hidráulico IBER

IBER es un modelo matemático bidimensional diseñado para la simulación de flujos en ríos y estuarios, desarrollado en colaboración con instituciones tales como el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA) de la Universidad de A Coruña, el Grupo Flumen de la Universitat Politècnica de Catalunya y la Universitat de Barcelona, y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) (GEASIG, 2016).

Este software requiere la incorporación de un modelo o malla tridimensional (3D) del terreno como dato inicial. Además, permite realizar cálculos de flujo en ríos, definir zonas inundables, evaluar áreas de riesgo, delimitar vías de intenso desagüe, y simular el comportamiento del agua bajo estructuras como puentes, compuertas y vertederos, incorporando el efecto del viento y la rotura de presas y balsas.

El modelo trabaja sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos compuesta por elementos triangulares o cuadriláteros, y cuenta con tres módulos de cálculo (hidrodinámico, turbulencia y transporte de sedimentos). Para la definición de las variables hidráulicas, es fundamental incluir condiciones de contorno, condiciones iniciales y la asignación de coeficientes de rugosidad del terreno. IBER permite, como condición de contorno de entrada, la incorporación de curvas de caudal o niveles de agua en el tiempo. En las condiciones de salida, ofrece opciones como condiciones subcríticas, con la posibilidad de establecer niveles o curvas de gasto, o condiciones supercríticas, sin necesidad de especificar condiciones adicionales. Además, admite la integración de diversas estructuras, lo que lo convierte en una herramienta versátil para la simulación de escenarios hidráulicos complejos. (WSP, 2020)

2.4. Estudios Realizados en la Zona

Los temporales de junio y agosto causaron múltiples daños a la infraestructura vial en la zona de estudio, principalmente debido a desbordes de ríos que provocaron socavaciones en diversas estructuras de la región (Diario La Prensa, 2023).

Posterior a los eventos de tormenta ocurridos en la región del Maule, la Dirección de Vialidad realizó un informe de emergencias de puentes ubicados en la región de O'Higgins y del Maule (MOP, 2023). Este informe se desarrolló en base a una inspección realizada entre los días 28 de agosto y 1 de septiembre del 2023, posterior a la tormenta de agosto. Algunos de los puentes inspeccionados que presentaron daños luego de este evento extremo se muestran a continuación:

1. Puente Coinco, Ruta H-38, Región de O'Higgins:

Como se observa en la Figura 2-4, los enrocados de protección de la ribera sur y del estribo de entrada fueron destruidos por la crecida del río Cachapoal tras la tormenta de junio. Además, la socavación en el estribo provocó la pérdida del relleno en la losa de acceso.



Figura 2-4: Estribo sur puente Coinco, costado aguas arriba. Fuente: (MOP, 2023)

2. Puente La Candelaria, Ruta I-776, Región de O'Higgins:

Este puente de madera, con una luz de 20 metros, sufrió una socavación y el colapso del estribo poniente como consecuencia de la tormenta de junio, tal como se muestra en la Figura 2-5. Debido a estos daños, se implementó un apuntalamiento provisional para sostener el tramo afectado del puente, junto con una plancha de madera destinada exclusivamente para el tránsito peatonal.



Figura 2-5: Estribo norte puente La Candelaria, vista aguas arriba. Fuente: (MOP, 2023)

3. Puente Los Vientos, Región del Maule:

Este puente está emplazado en la confluencia del río Claro y el estero Los Trichahues. Tras la tormenta de agosto, se detectó una socavación en las cepas centrales, lo que llevó a la suspensión del tránsito vehicular y peatonal debido al riesgo de colapso. En la Figura 2-6 se muestra la socavación de las cepas.



Figura 2-6: Puente Los Vientos después de la tormenta de agosto. Fuente: (MOP, 2023)

4. Puente Maitenhuapi, Ruta K-440, Región del Maule:

Producto de los eventos de tormenta, se suspendió el tránsito vehicular y peatonal tras el colapso del puente, tal como se observa en la Figura 2-7. Se registraron socavaciones en los estribos y en la cepa, lo que provocó el colapso de la estructura. Según el informe de la Dirección de Vialidad, a largo plazo se espera recuperar los tramos del puente que no colapsaron y proyectar tres tramos adicionales para aumentar la capacidad hidráulica de la estructura.



Figura 2-7: Puente Maitenhuapi, vista general aguas abajo. Fuente: (MOP, 2023)

Capítulo 3: Caracterización de la Zona de Estudio

3.1. Caracterización de la Zona

En esta sección se presenta una descripción detallada de las principales características de la zona de estudio y de las cuencas donde se ubican los puentes ferroviarios Guaiquillo y Lontué, en la región del Maule. Además, se incluye una caracterización de las tormentas ocurridas en junio y agosto de 2023, que afectaron a los puentes analizados.

3.1.1. Clima

La zona donde se emplazan las cuencas está influenciada por los climas presentes en la cuenca del río Mataquito. Según datos de la Dirección General de Aguas (DGA, 2004), se muestra que esta zona se define por un clima mediterráneo, caracterizado por al menos dos meses consecutivos de déficit hídrico durante el verano. Además, se observa la presencia de un bioclima mediterráneo pluvioestacional - oceánico en el valle central.

Las precipitaciones se concentran entre los meses de abril a septiembre, donde su *peak* se presenta en los meses de junio y julio como se observa en el climograma de la Figura 3-1. Además, se distingue una temporada de estiaje marcada, desde octubre hasta marzo. Las temperaturas suelen ser mínimas durante los meses de invierno alcanzando una media de 7°C. En verano, prevalece un clima mayormente seco y caluroso, lo que contribuye a la disminución de los caudales durante los meses más secos donde se registra una menor precipitación. En algunas zonas, debido a las altas altitudes, las condiciones son favorables para el deshielo debido a las altas temperaturas del período y a la acumulación de nieve en las cotas superiores de la cuenca, por encima de los 2000 metros de altura.

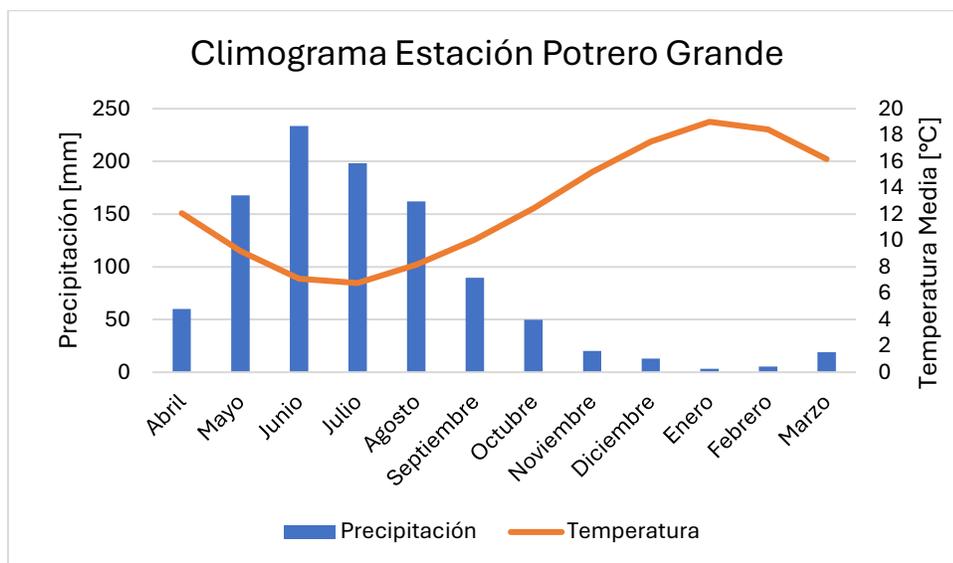


Figura 3-1: Climograma de la estación Potrero Grande.

3.1.2. Disponibilidad de Información Hidrometeorológica

Los datos hidrometeorológicos se recopilaban utilizando estaciones de control fluviométrico y pluviométrico disponibles en el Banco Nacional de Aguas (BNA). La información fue extraída de la página oficial de la DGA y posteriormente procesada. Se llevó a cabo un análisis exhaustivo de consistencia y se completaron los registros de precipitación según fuera necesario.

Se consideran un total de once estaciones meteorológicas, de las cuales ocho son pluviométricas y tres fluviométricas, ubicadas en la comuna de Curicó y Lontué. En las estaciones pluviométricas, se registraron datos de precipitación y temperatura, mientras que en las fluviométricas se obtuvieron registros de caudal. Las estaciones seleccionadas se detallan en la Tabla 3-1.

La Figura 3-2 muestra la ubicación de estas estaciones, junto con la delimitación de las cuencas del Estero Guaiquillo, resaltada en amarillo, y del Río Lontué, en naranja. Las estaciones pluviométricas están representadas por círculos verdes, y las estaciones fluviométricas por rombos rojos.

Además, en la Figura 3-3 se presenta la cobertura de datos de cada estación pluviométrica consultada. Las celdas resaltadas en rojo indican una cobertura de registros históricos del 0% en el año, mientras que las celdas verdes representan una cobertura del 100% de medición, lo que significa que se tienen registros completos para todo el año, correspondientes a datos diarios de precipitación. Las tonalidades intermedias indican casos en los que se cuenta con parte de los registros del año completo.

Tabla 3-1: Estaciones pluviométricas y fluviométricas cercanas a cuencas.

Estación	Identificación		Coordenadas		
	Código BNA	Nombre	UTM Este	UTM Norte	Elevación
			[m]	[m]	[m.s.n.m.]
Pluviométrica	07118003-4	Curicó	294.628	6.127.411	195
	07119007-2	Lontué	291.188	6.119.684	199
	07106007-1	Santa Susana	313.859	6.134.558	410
	07116005-K	Potrero Grande	308.981	6.104.614	445
	07104005-4	El Manzano	324.893	6.129.356	574
	07116004-1	Monte Oscuro	319.707	6.111.312	632
	07104002-K	Río Teno Después de Junta con Claro	333.586	6.125.636	647
	07103003-2	Los Queñes	334.570	6.125.466	663
Fluviométrica	07115001-1	Río Palos en Junta con Colorado	316.537	6.094.600	599
	07112001-5	Río Colorado de Junta con Palos	316.789	6.094.712	606
	07116001-7	Estero Upeo en Upeo	309.335	6.105.293	444

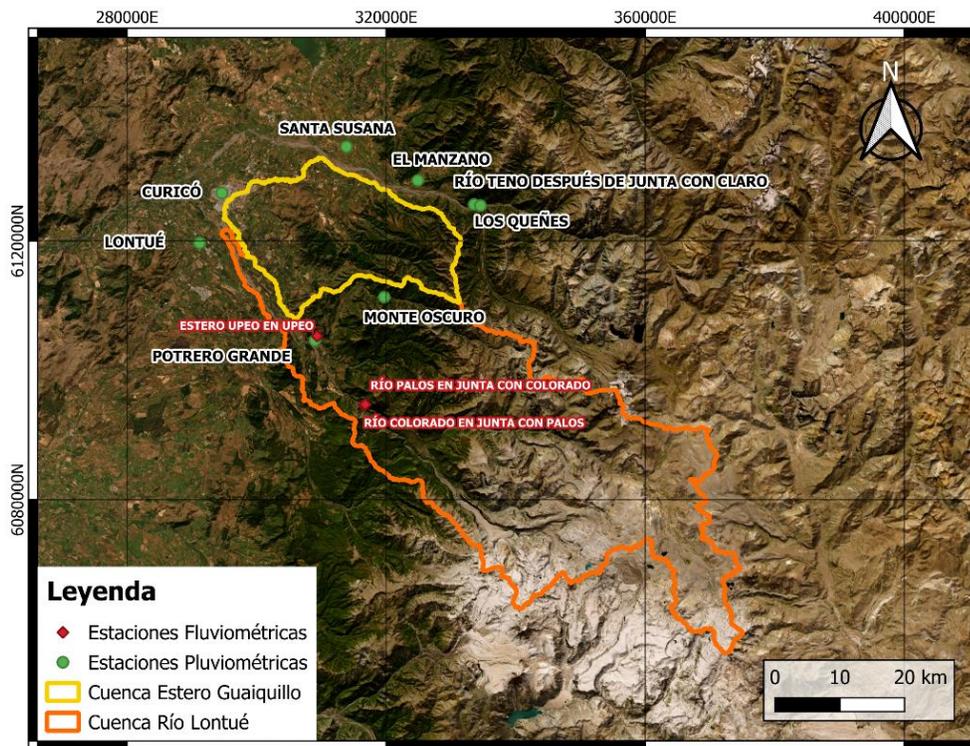


Figura 3-2: Ubicación de las estaciones pluviométricas y fluviométricas consideradas en el estudio.

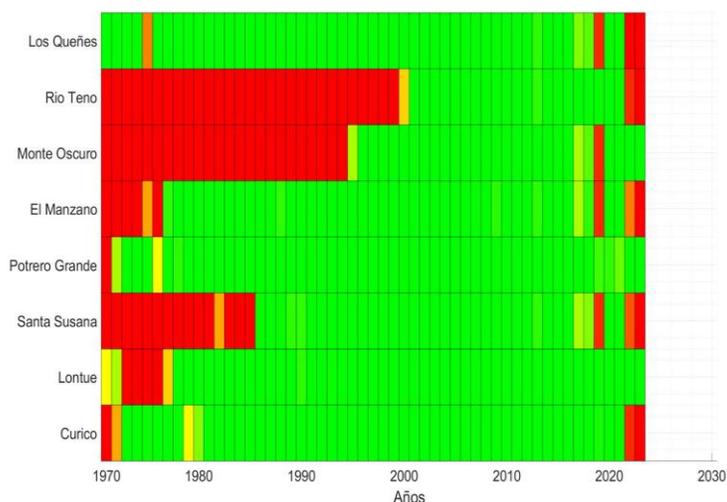


Figura 3-3: Cobertura de datos de las estaciones pluviométricas. El color rojo representa una cobertura de registros de 0% y en verde una cobertura del 100%.

Tras el análisis realizado, se evidencia que las estaciones Río Teno, Monte Oscuro y Santa Susana presentan menos del 50% de registros de datos previos al año 2000. En contraste, las estaciones Los Queñes, Potrero Grande y Curicó disponen de una amplia cantidad de registros históricos de precipitación, lo que facilita un relleno más consistente de los datos faltantes. Además, la mayoría de las estaciones carecen de datos recientes a partir del año 2020, o presentan una cantidad limitada de registros, con excepción de las estaciones Monte Oscuro, Potrero Grande y Lontué.

Para llevar a cabo el presente estudio hidrológico de manera adecuada, es indispensable contar con una ventana temporal mínima de 30 años. En este contexto, se ha optado por trabajar con la estación Potrero Grande, dado que posee la mayor cantidad de datos históricos de precipitación, incluyendo registros posteriores al año 2020, los cuales son relevantes para este estudio. Además, esta estación se encuentra a una elevación media de la cuenca del Estero Guaiquillo y está situada también dentro de la cuenca del Río Lontué, lo que la convierte en una estación representativa para ambas cuencas en estudio. Dicha estación se utiliza para realizar el estudio hidrológico de ambas cuencas. Mayor detalle se presenta en la sección 4.1.

3.1.2.1. Bases de Datos Utilizadas en el Estudio

Los datos utilizados en este informe fueron obtenidos a partir del “Estudio para la incorporación de la variable Cambio Climático en el plan de reconstrucción” (DGOP, 2024). En la Tabla 3-2 se muestran las series de precipitación utilizadas en el estudio de la estación Potrero Grande, correspondientes al periodo observado y a las proyecciones futuras para los modelos CMCC_ESM2 y GFDL_ESM4 bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5.

Tabla 3-2: Series de precipitación utilizadas en el estudio. Estación: Potrero Grande. Fuente: DGOP, 2024.

Precipitación [mm]		CMCC_ESM2		GFDL_ESM4	
AÑO	Observado	SSP2-4.5	SSP5-8.5	SSP2-4.5	SSP5-8.5
1985	81	80,3	80,3	95,3	95,3
1986	92	74,5	74,5	112,9	112,9
1987	79	59,0	59,0	80,8	80,8
1988	94	147,5	147,5	93,7	93,7
1989	82	82,0	82,0	147,5	147,5
1990	67,5	111,8	111,8	102,8	102,8
1991	97	96,9	96,9	123,0	123,0
1992	116,5	110,2	110,2	32,4	32,4
1993	79,1	125,2	125,2	106,0	106,0
1994	125,2	72,3	72,3	75,9	75,9
1995	89	113,0	113,0	75,1	75,1
1996	68,5	80,0	80,0	86,0	86,0
1997	103,7	89,9	89,9	111,2	111,2
1998	45,7	91,8	91,8	60,8	60,8
1999	110,3	119,0	119,0	86,8	86,8
2000	102	67,5	67,5	109,7	109,7
2001	147,5	110,2	110,2	57,1	57,1
2002	127,5	106,0	106,0	105,3	105,3
2003	73	45,7	45,7	119,0	119,0
2004	112	123,0	123,0	80,1	80,1
2005	86	54,7	54,7	75,4	75,4
2006	123	105,0	105,0	62,1	62,1
2007	60	94,4	94,4	125,2	125,2
2008	81	100,1	100,1	89,8	89,8
2009	105	67,6	67,6	95,2	95,2
2010	61	91,2	91,2	75,9	75,9
2011	43	126,8	126,8	126,9	126,9
2012	80	116,5	116,5	96,5	96,5
2013	110	88,5	88,5	50,0	50,0
2014	100	84,0	84,0	102,0	102,0
2015	70	47,8	63,4	112,7	123,3
2016	68	136,6	64,2	106,1	73,9
2017	98,2	108,1	207,2	103,6	77,3
2018	85,6	186,2	145,8	127,4	52,4
2019	34	87,7	66,1	68,1	82,9
2020	95	69,2	76,5	44,5	109,1
2021	-	207,8	97,5	76,5	99,5
2022	-	105,1	76,1	129,9	73,5
2023	-	113,8	78,7	210,3	57,5
2024	-	79,2	65,3	94,4	184,9

Precipitación [mm]		CMCC_ESM2		GFDL_ESM4	
AÑO	Observado	SSP2-4.5	SSP5-8.5	SSP2-4.5	SSP5-8.5
2025	-	146,9	152,8	78,2	80,8
2026	-	96,2	78,5	76,7	131,4
2027	-	149,1	125,8	119,1	68,2
2028	-	31,6	105,3	113,4	140,1
2029	-	84,6	140,2	75,1	83,3
2030	-	111,4	109,8	98,7	118,5
2031	-	148,5	119,5	71,4	67,8
2032	-	75,3	93,0	104,8	110,5
2033	-	144,5	75,3	50,1	64,0
2034	-	70,6	122,8	72,2	144,4
2035	-	86,6	145,0	99,1	58,6
2036	-	122,4	182,4	121,2	50,5
2037	-	68,4	183,2	106,1	89,9
2038	-	99,3	78,9	145,3	83,1
2039	-	152,3	128,9	128,3	81,2
2040	-	107,8	181,5	98,2	122,3
2041	-	182,5	38,8	65,6	110,4
2042	-	67,8	78,8	40,2	76,3
2043	-	71,0	69,7	93,0	133,4
2044	-	83,0	80,9	104,2	102,1
2045	-	73,0	139,1	125,5	133,1
2046	-	100,1	45,6	77,3	42,8
2047	-	193,5	68,4	113,4	121,5
2048	-	101,8	68,7	88,1	100,5
2049	-	61,7	92,0	50,1	71,3
2050	-	96,7	80,8	53,7	29,7
2051	-	126,7	225,7	85,4	117,8
2052	-	63,4	95,7	48,9	87,5
2053	-	56,6	68,3	66,5	124,6
2054	-	62,4	49,4	92,2	100,4
2055	-	94,3	62,4	88,8	128,5
2056	-	104,9	150,9	95,1	59,2
2057	-	90,0	142,1	58,0	84,5
2058	-	106,3	88,0	52,6	99,0
2059	-	239,3	45,3	56,1	82,9
2060	-	76,3	100,6	75,9	99,0
2061	-	45,8	160,1	101,8	97,0
2062	-	75,6	80,0	52,6	96,2
2063	-	96,5	34,2	121,6	140,5
2064	-	76,3	76,9	100,5	126,2
2065	-	57,1	114,6	46,3	107,6
2066	-	66,0	39,3	138,6	57,4
2067	-	60,5	41,1	137,4	112,1

Precipitación [mm]		CMCC_ESM2		GFDL_ESM4	
AÑO	Observado	SSP2-4.5	SSP5-8.5	SSP2-4.5	SSP5-8.5
2068	-	103,0	47,8	78,6	54,2
2069	-	115,2	167,9	59,6	54,2
2070	-	89,4	90,5	63,8	144,9
2071	-	108,4	78,1	72,6	53,2
2072	-	114,8	46,3	47,5	102,8
2073	-	126,9	129,9	93,9	43,2
2074	-	61,3	101,9	37,5	105,8
2075	-	87,6	101,8	73,6	64,3
2076	-	123,1	128,3	101,4	72,8
2077	-	70,3	30,0	111,3	113,6
2078	-	85,9	92,2	77,9	88,5
2079	-	113,2	94,1	124,5	45,6
2080	-	234,3	68,4	42,7	68,6
2081	-	118,0	92,8	169,3	145,4
2082	-	69,8	100,1	115,7	119,1
2083	-	92,9	71,2	208,8	64,8
2084	-	52,0	87,0	67,6	114,3
2085	-	97,7	68,2	80,7	84,0
2086	-	117,3	79,2	162,3	49,6
2087	-	101,9	84,7	47,0	68,3
2088	-	152,7	36,1	145,9	92,0
2089	-	59,5	40,0	64,8	83,6
2090	-	95,3	95,0	124,5	82,8
2091	-	76,7	183,6	117,9	65,4
2092	-	176,0	44,2	80,0	63,5
2093	-	70,1	83,8	33,1	51,4
2094	-	69,1	118,0	105,2	66,4
2095	-	80,9	70,4	90,2	107,2
2096	-	55,7	50,0	110,7	38,6
2097	-	114,9	82,9	205,4	53,2
2098	-	62,4	71,0	71,7	134,3
2099	-	73,4	80,5	64,7	37,9
2100	-	32,7	179,1	79,3	117,8

3.1.3. Línea de Nieves

Para estimar la elevación de la línea de nieve, se emplea inicialmente la metodología propuesta por Covian y Stowhas (2016), que es una aproximación más actualizada para determinar esta variable. Este enfoque analiza la relación entre la línea de nieve y la latitud de las cuencas, considerando también la probabilidad de excedencia. En este caso, se determinó que la altura de la

línea de nieve en la zona es de 2069 m s.n.m., con una probabilidad de excedencia del 25%, lo que corresponde al cuartil más desfavorable bajo la condición de un evento de precipitación.

Adicionalmente, se utiliza un segundo método para estimar la línea de nieve, basado en los datos proporcionados por el Observatorio de Nieve en los Andes de Argentina y Chile (<https://observatorioandino.com/nieve/>). Estos valores se han estimado mediante el procesamiento de imágenes satelitales MODIS, específicamente del satélite AQUA. La base de datos cuenta con observaciones procesadas desde el año 2000 hasta 2023, con una serie de tiempo de elevaciones de la línea de nieve con resolución diaria. Según los registros, durante los eventos de tormenta de junio y agosto, la línea de nieve alcanzó una elevación de aproximadamente 2500 m s.n.m. Por lo tanto, para este estudio se adopta este valor como referencia para el análisis de la línea base.

En la Figura 3-4 se presenta la serie temporal de elevaciones de la línea de nieve para el periodo 2000-2023. En amarillo, se muestra la elevación adoptada de 2500 m s.n.m., mientras que en rojo se destaca la elevación de la línea de nieve según la metodología de Covian y Stowhas. Por otro lado, en la Figura 3-5 se presentan los boxplots que agrupan los datos mensuales de la línea de nieve, donde se observa que esta disminuye durante los meses de invierno (abril a septiembre) y aumenta en los meses de verano (octubre a marzo).

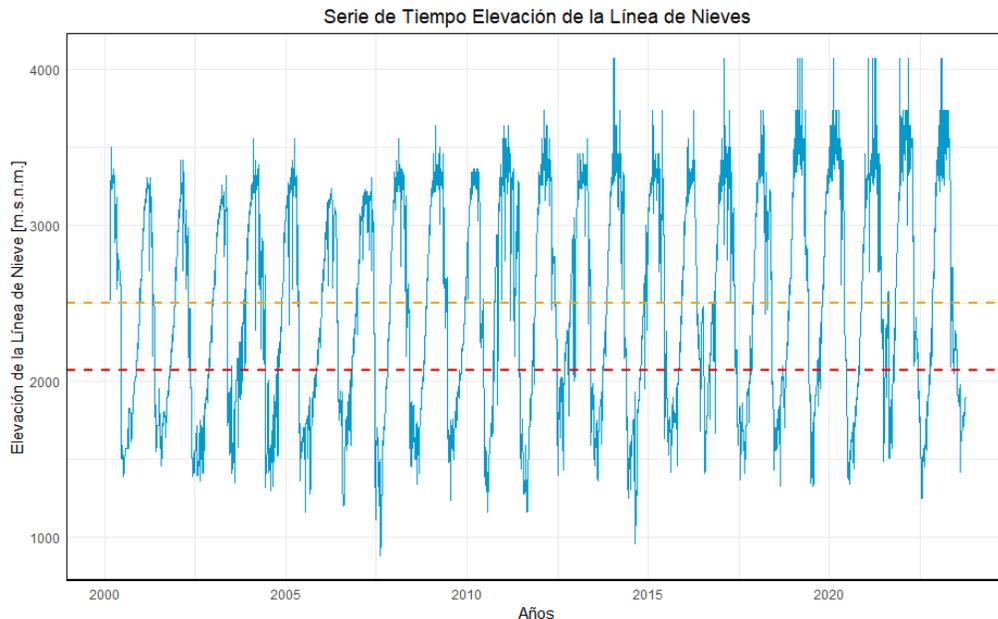


Figura 3-4: Serie de tiempo de la elevación de la línea de nieves según los datos obtenidos a partir del Observatorio Andino. La línea roja representa la elevación de la LN obtenida según Covian y Stowhas, y la línea amarilla representa la LN adoptada.

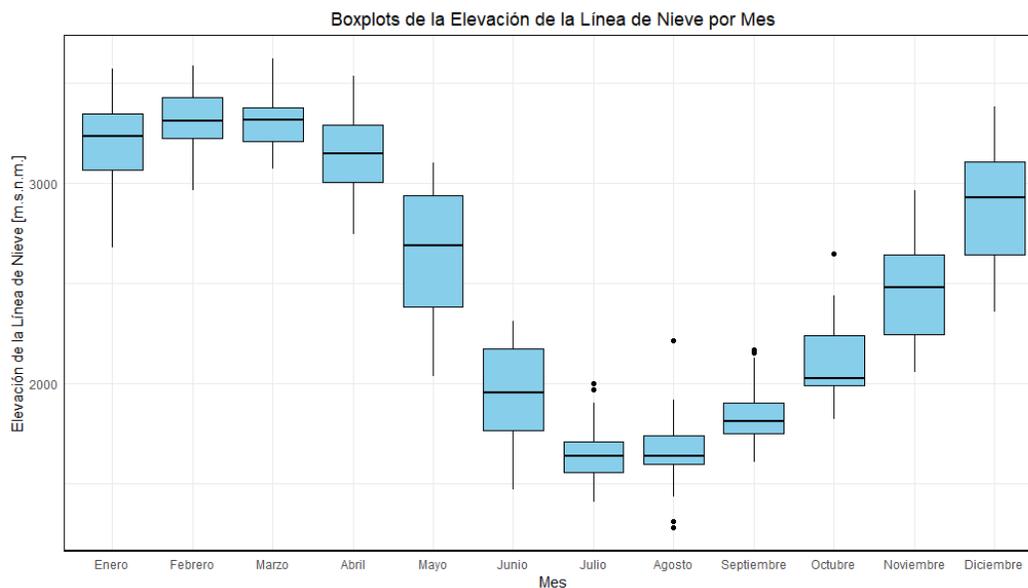


Figura 3-5: Boxplots de la elevación de la línea de nieves a nivel mensual.

3.2. Puente Guaiquillo

3.2.1. Antecedentes Generales

La zona de estudio corresponde a la cuenca del Estero Guaiquillo, una subcuenca del Río Mataquito, ubicada en la zona centro sur de Chile, específicamente al este de la comuna de Curicó, en la VII región del Maule. Esta cuenca abarca una extensión de 524 km², con una longitud de cauce principal de aproximadamente 47 km y un rango de elevación que va desde los 200 m.s.n.m. hasta los 1800 m.s.n.m.

La delimitación de la cuenca se realizó a partir de las coordenadas específicas del puente de FF.CC. Guaiquillo (Coordenadas UTM: 295.061E, 6.123.472N), utilizando Modelos de Elevación Digital (DEM's) provenientes de la base de datos del *United States Geological Survey*. En particular, se trabaja con el radar *Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)*, el cual tiene una resolución de 1 arcosegundo, es decir, un píxel de aproximadamente 30x30 m. El punto de salida de la cuenca se sitúa en la sección del río que atraviesa bajo el puente ferroviario, específicamente en el tramo correspondiente al estero Guaiquillo.

En la Figura 3-6, se observa el emplazamiento de la cuenca junto a la comuna de Curicó, imagen (B), donde se destaca en azul parte de la red ferroviaria, obtenida de los mapas vectoriales de la Biblioteca del Congreso Nacional de Chile (BCN). En la figura (A), se observa una perspectiva más amplia de la zona de estudio, proporcionando una mejor comprensión de su ubicación geográfica. La cuenca de estudio se encuentra en la zona norte de la región del Maule, en proximidad a la región del Libertador General Bernardo O'Higgins, con una mayor cercanía hacia la zona cordillerana.

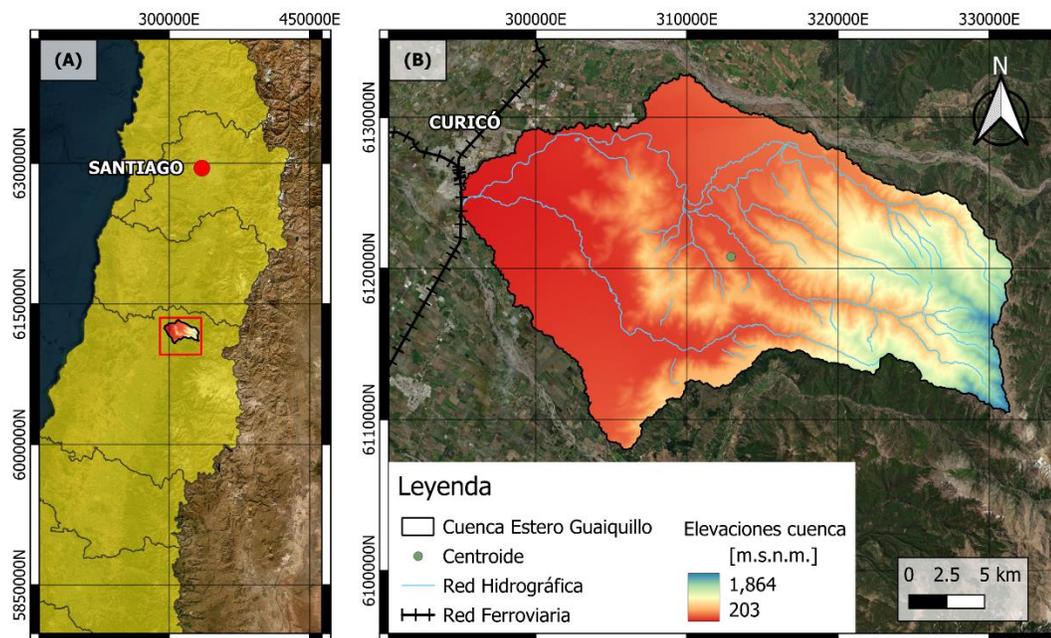


Figura 3-6: Zona de estudio, cuenca Estero Guaiquillo. Referenciado en el sistema de coordenadas WGS84/ UTM Huso 19S. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.

El estero Guaiquillo, como principal curso de agua en la cuenca, se origina en el límite nor-oriental de esta y recorre su extensión hasta recibir dos importantes afluentes: el estero Potrero Grande y el estero La Pataguilla. Además, existen dos quebradas significativas que contribuyen a la generación de escorrentía, la quebrada El Quitral y El Tinaion. Posteriormente, en el sector de San Adolfo y Bellavista, todos los esteros y quebradas pluviales convergen, y el estero Guaiquillo continúa su curso hasta pasar bajo el puente Guaiquillo. Finalmente, recorre 5,9 km adicionales hasta unirse al río Lontué, el cual a su vez se une al río Teno y otros afluentes menores para formar el río Mataquito, que desemboca en el océano Pacífico cerca de la localidad de Iloca.

3.2.2. Geomorfología

Se obtuvieron algunos parámetros geomorfológicos relevantes para el estudio, los cuales se encuentran resumidos en la Tabla 3-3. La obtención de estas características presentadas proviene del procesamiento de datos en el sistema de Información Geográfica (GIS).

Tabla 3-3: Parámetros geomorfológicos de la cuenca del Estero Guaiquillo.

Parámetro	Valor	Unidad
Área	523,6	[km ²]
Perímetro	137,6	[km]
Pendiente media de la cuenca	0,2	[m/m]
Coordenada X centroide	312.919	[m] (UTM)
Coordenada Y centroide	6.120.772	[m] (UTM)
Longitud del cauce principal	46,9	[km]

Parámetro	Valor	Unidad
Distancia centroide al punto de desfogue	23,1	[km]
Cota máxima	1.864	[m.s.n.m.]
Cota media	583	[m.s.n.m.]
Cota mínima	203	[m.s.n.m.]
Pendiente media del cauce	0,03	[m/m]

La cuenca se emplaza en la precordillera de Los Andes, con numerosas áreas cubiertas por bosques en laderas jóvenes que conforman la red de drenaje. No se observan áreas de alta montaña donde se encuentren glaciares o nieve de carácter permanente. Esto se puede apreciar en la Figura 3-7, donde se muestra la curva hipsométrica, que caracteriza a la cuenca como una cuenca con ríos viejos. Más del 80% de la cuenca se sitúa por debajo de los 1000 metros sobre el nivel del mar, y un porcentaje muy bajo se encuentra en las zonas de mayor altitud. En este sentido, la cuenca del Estero Guaiquillo se caracteriza por ser pluvial, ya que las alturas máximas de la cuenca impiden la acumulación de nieve, incluso durante la temporada de invierno.

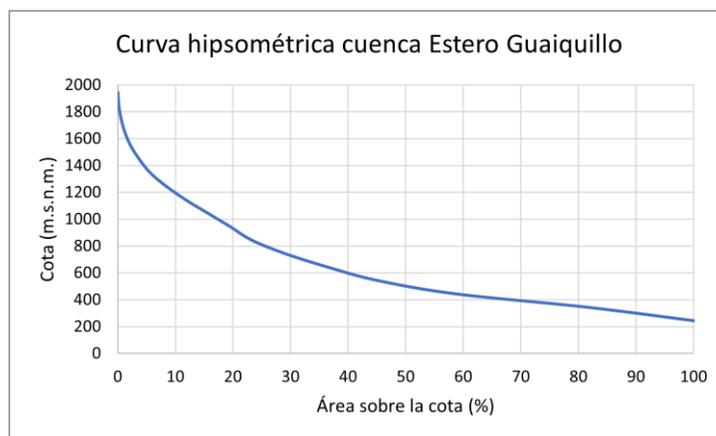


Figura 3-7: Curva Hipsométrica cuenca del Estero Guaiquillo.

La cobertura del suelo se obtiene desde el “Mapa de Cobertura de Suelos de Chile 2014” (Zhao, 2016), el cual se desarrolló a partir del procesamiento de imágenes Landsat y permite contar con un producto cartográfico de cobertura de suelo para todo el territorio de Chile continental para el año 2014. En la Figura 3-8 se muestra la distribución de la cobertura del suelo en la cuenca de estudio. Se observa que los bosques representan el tipo de cobertura predominante, cubriendo el 34,6% del área, seguidos de los matorrales con un 33,7%, y los cultivos con un 29%.

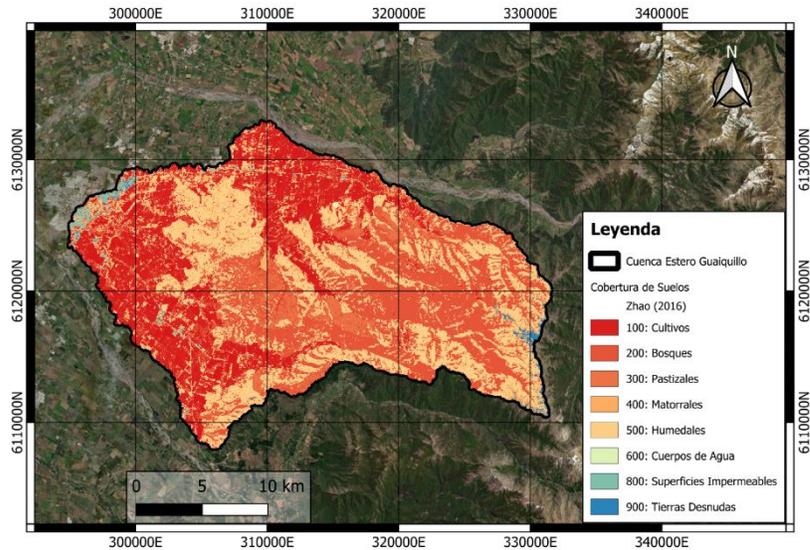


Figura 3-8: Mapa cobertura de suelos cuenca del Estero Guaiquillo.

3.2.3. Zona de Emplazamiento Puente Guaiquillo

El puente de ferrocarriles Guaiquillo se encuentra en la comuna de Curicó, en el sector norte de la VII región del Maule, específicamente en el P.K. 187 de la ruta de ferrocarriles que conecta Curicó con Linares. Este puente, que consta de una sola vía de circulación, se emplaza sobre el estero Guaiquillo en las afueras de Curicó. En la Figura 3-9 se muestra la ubicación exacta del puente.

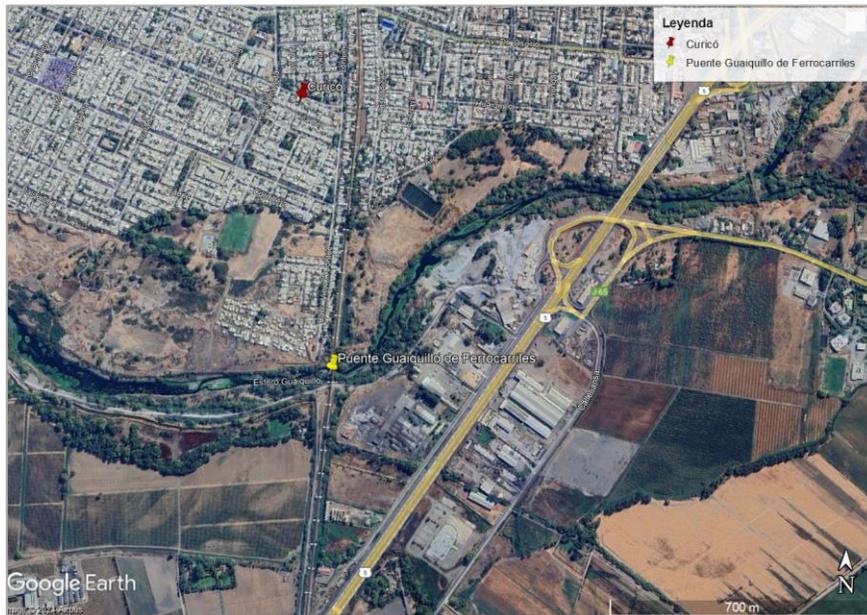


Figura 3-9: Ubicación Puente Guaiquillo de Ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.

La estructura original del puente estaba compuesta por una cepa central y dos estribos, con dos enrejados situados sobre ellos en una configuración simplemente apoyada. La luz del puente era de 66,8 metros, dividido en dos tramos isostáticos iguales de 33,4 metros cada uno. Sin embargo, a raíz de las intensas precipitaciones ocurridas en el evento de tormenta de agosto de 2023 en la región del Maule, se produjo un socavón en la cepa central del puente, lo que provocó su colapso. Como resultado, los dos tramos isostáticos de enrejados se desplomaron en el río, dejando fuera de servicio el tramo Curicó-Linares. En la Figura 3-10, a partir de imágenes obtenidas de un diario de Curicó, se observa el puente ferroviario antes y después de la tormenta, donde se muestra el claro colapso ocurrido luego de este evento extremo de precipitación registrado.

Figura 3-10: Puente Guaiquillo de ferrocarriles antes y después de la tormenta de agosto 2023.

Fuente: (Diario La Prensa, 2023)



3.2.3.1. Puente Guaiquillo Rediseñado Sin Cambio Climático

Posterior a las tormentas registradas, se realizó la reconstrucción del puente de ferrocarriles Guaiquillo con la misma luz del puente original y dos vanos simplemente apoyados en dos estribos y una cepa central donde se emplaza la sección central de puente.

Cada vano enrejado tiene una longitud de 32,71 metros desde el eje de apoyo, mientras que la cepa central del puente se apoya en dos pilotes, cada uno con una profundidad de 25 metros. En cuanto al estribo sur, este se apoya en una batería de 4 pilotes, sobre la cual descansa un dado de fundación de 2,5 metros de espesor. Por otro lado, para la reconstrucción del puente, se consideró un caudal de diseño de 971,7 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. Es importante destacar que este caudal fue obtenido a partir de estudios hidrológicos sin considerar cambio climático.

La geometría del nuevo puente, ya emplazado sobre el estero Guaiquillo, se muestra en la Figura 3-11:



Figura 3-11: Puente ferroviario Guaiquillo. Fuente: Vuelo Drone visita a terreno el 20 de febrero del 2024

3.3. Puente Lontué

3.3.1. Antecedentes Generales

La zona de estudio corresponde a la cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC, ubicada en la comuna de Sagrada Familia, en el sector norte de la VII región del Maule, específicamente en la provincia de Curicó. Esta cuenca abarca una extensión de 1901 km², con una longitud de cauce principal de aproximadamente 112 km y un rango de elevación que va desde los 210 m.s.n.m. hasta los 3710 m.s.n.m. La delimitación de la cuenca se realizó a partir de las coordenadas específicas del puente de FF.CC. Lontué (Coordenadas UTM: 294.872E, 6.121.616N), la cual se observa en la Figura 3-12:

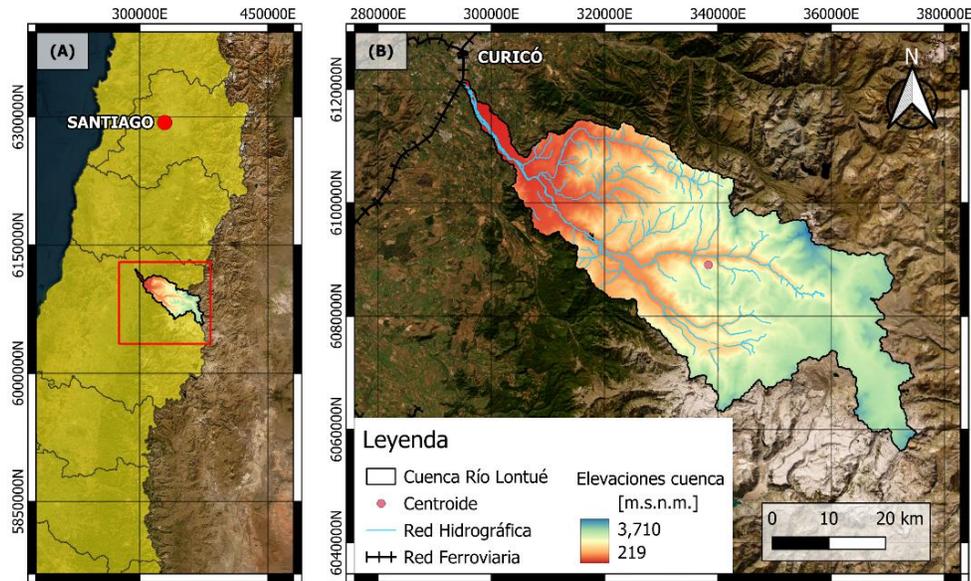


Figura 3-12: Delimitación Cuenca Río Lontué en Puente Lontué de ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.

El río Lontué se origina de la confluencia de dos ríos: el Colorado, que pertenece a la cuenca anidada naciente del flanco norte, y el Palos, que corresponde a la cuenca anidada naciente del flanco sur. Posteriormente, recibe el aporte del estero Upeo, una pequeña cuenca pluvial. Aproximadamente 6,5 kilómetros aguas abajo del puente ferroviario, el río Lontué se une con el estero Guaiquillo, y 9,2 kilómetros más adelante se encuentra con el río Teno, formando el río Mataquito. Este río cruza la cordillera de los Andes y desemboca en el océano Pacífico, cerca de la localidad de Iloca.

La hidrografía del sector incluye ríos y esteros de carácter nival, nivo-pluvial o pluvio-nival y pluvial. Esto se debe a que el río Lontué nace en la cordillera de los Andes, a más de 3.000 m.s.n.m., mientras que la elevación en el lugar de emplazamiento del puente ferroviario se encuentra alrededor de los 200 metros sobre el nivel del mar.

3.3.2. Geomorfología

Los parámetros geomorfológicos relevantes para el estudio se encuentran resumidos en la Tabla 3-4. La obtención de estas características presentadas proviene del procesamiento de datos en el sistema de Información Geográfica (GIS).

Tabla 3-4: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

Parámetro	Valor	Unidad
Área	1901	[km ²]
Perímetro	376,3	[km]
Pendiente media de la cuenca	0,3	[m/m]
Coordenada X centroide	338.344	[m] (UTM)
Coordenada Y centroide	6.089.043	[m] (UTM)
Longitud del cauce principal	112,2	[km]
Distancia centroide al punto de desfogue	61,4	[km]
Cota máxima	3.710	[m.s.n.m.]
Cota media	1.846	[m.s.n.m.]
Cota mínima	210	[m.s.n.m.]
Pendiente media del cauce	0,02	[m/m]

En la Figura 3-13 se observan áreas de alta montaña donde se encuentran glaciares y nieve de carácter permanente. La curva hipsométrica, que caracteriza a la cuenca como una cuenca con ríos viejos, indica que aproximadamente un 30% de la cuenca se encuentra por encima de los 2500 m.s.n.m., lo que contribuye con un aporte nival a los caudales de los ríos presentes en la cuenca del río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

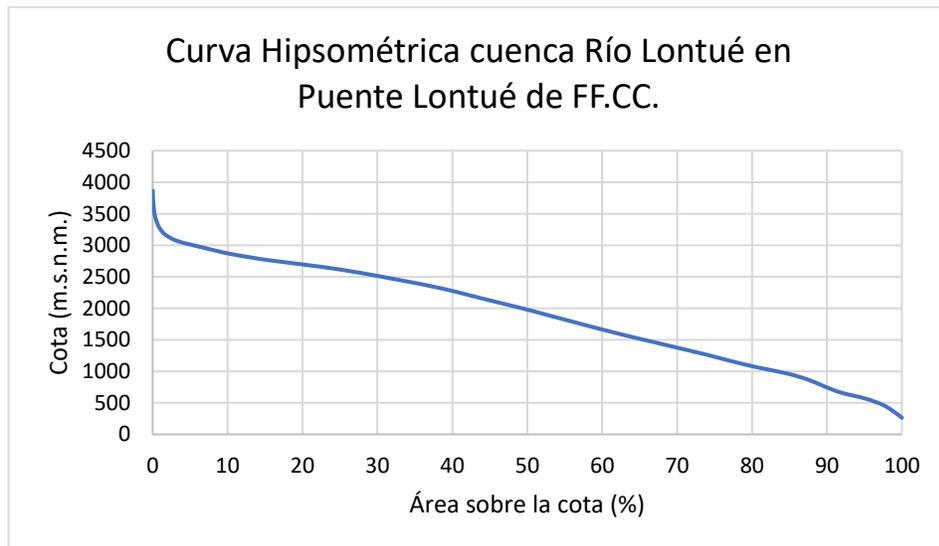


Figura 3-13: Curva Hipsométrica cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

La cobertura de suelos obtenida a partir del “Mapa de Cobertura de Suelos de Chile 2014” se muestra en la Figura 3-14, donde en su mayoría el tipo de cobertura predominante son las tierras desnudas, los bosques y matorrales.

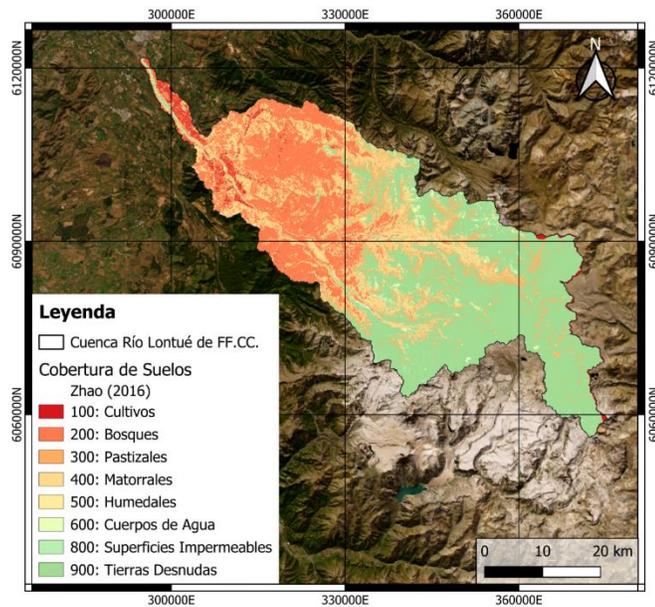


Figura 3-14: Mapa de cobertura de suelos cuenca Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

3.3.3. Zona de Emplazamiento Puente Lontué de FF.CC.

El puente Lontué de ferrocarriles pertenece a la ruta de ferrocarriles Curicó-Linares y se encuentra emplazado en el sector norte de la VII región del Maule en la comuna de Sagrada Familia, aguas arriba del puente Lontué de vialidad, perteneciente a la ruta 5 Sur. El puente cruza el río Lontué y su ubicación geográfica exacta se muestra en la Figura 3-15.

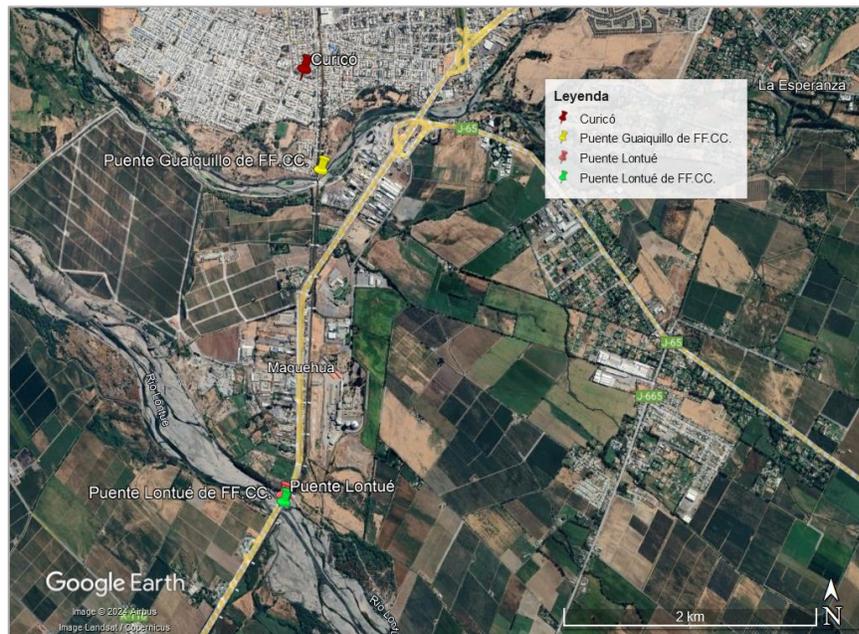


Figura 3-15: Ubicación puente Lontué de Ferrocarriles. Fuente: Obtenido a base de Google Earth.

La estructura original del puente está compuesta por cuatro cepas de hormigón armado y dos estribos. Esta configuración define cinco tramos isostáticos, los cuales se encuentran materializados mediante enrejados metálicos. De estas cepas, solo una está expuesta permanentemente al flujo del río, mientras que las otras solo son solicitadas en eventos de crecidas. Aproximadamente a 25 metros aguas abajo, en paralelo, se encuentra el puente Lontué de vialidad que presenta dos superestructuras independientes con dos vías cada una, para direcciones norte y sur. Durante las intensas precipitaciones del evento de agosto de 2023 en la región del Maule, se registró socavación en la cepa norte del puente, que se inclinó hacia el sector poniente. En la Figura 3-16 se observa el emplazamiento actual del puente ferroviario Lontué.



Figura 3-16: Puente Lontué de FF.CC. Fuente: Vuelo drone visita a terreno 20 de febrero 2024.

3.3.3.1. Puente Lontué Rediseñado Sin Cambio Climático

Posterior a las tormentas registradas, se realizó la reparación definitiva de la cepa norte del puente de ferrocarriles Lontué, donde se consideró un caudal de diseño de $2977 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. Es importante destacar que este caudal fue obtenido a partir de estudios hidrológicos sin considerar cambio climático.

Como se menciona en el apartado anterior, el puente ferroviario Lontué está compuesto por cinco vanos isostáticos simplemente apoyados, construidos con enrejados metálicos de diferentes luces. El puente cuenta con tres cepas de mampostería, una cepa de hormigón armado y dos estribos. La geometría del puente Lontué de ferrocarriles se puede observar en la Figura 3-17.



Figura 3-17: Puente Lontué de ferrocarriles. Fuente: Vuelo Drone visita a terreno 20 febrero del 2024.

3.4. Tormentas de junio y agosto de 2023

Los fallos estructurales de ambos puentes ferroviarios fueron consecuencia de las tormentas ocurridas en junio y agosto de 2023 en la región del Maule. En la Figura 3-18 se muestra el pluviograma de los días en que se registró el *peak* de la tormenta de junio, específicamente entre el 22 y 23 de ese mes. Los datos de precipitación provienen de la estación Potrero Grande, utilizando los registros del BNA. Por otro lado, en la Figura 3-19 se muestra el pluviograma correspondiente a la tormenta de agosto, la cual registró su *peak* los días 21 y 22.

La Tabla 3-5 detalla los antecedentes de ambas tormentas. Se observa que la precipitación diaria máxima de cada tormenta ocurrió el 22 de junio y el 22 de agosto, registrando 71,6 mm y 193 mm, respectivamente. Además, la precipitación máxima en 24 horas se registró durante la tormenta de agosto, alcanzando 259,8 mm, más del doble de lo registrado en la tormenta de junio (83,8 mm). Esto también se refleja en la intensidad máxima en una hora de duración, donde la tormenta del 22 de agosto alcanzó una intensidad de 8 mm/h, superando significativamente a la de junio.

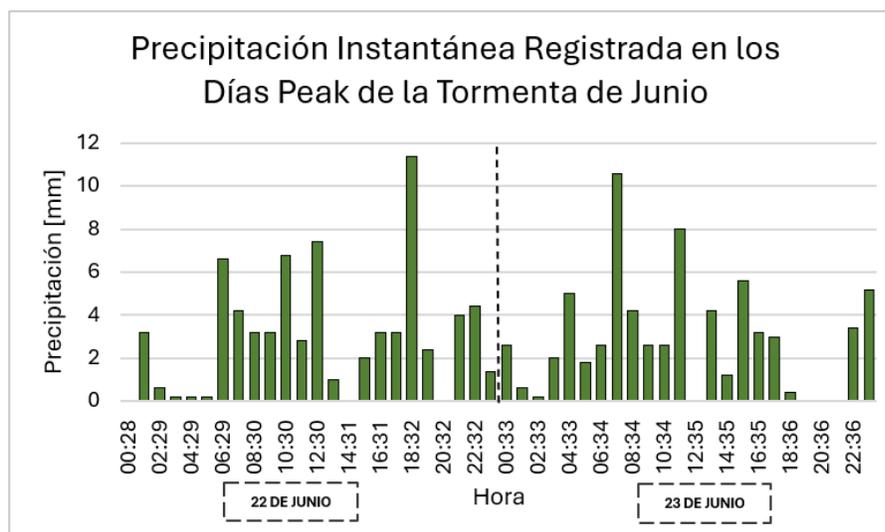


Figura 3-18: Pluviograma de los días peak de tormenta registrados en junio de 2023. Fuente: Datos Obtenidos de estación Potrero Grande registros BNA de la DGA.

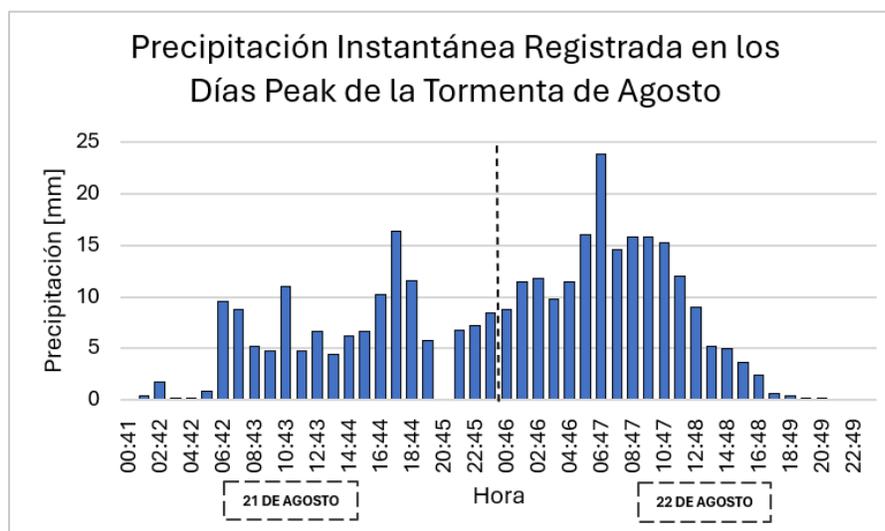


Figura 3-19: Pluviograma de los días peak de tormenta registrados en agosto de 2023. Fuente: Datos Obtenidos de estación Potrero Grande registros BNA de la DGA.

Tabla 3-5: Antecedentes de las tormentas de junio y agosto de 2023.

Estación Potrero Grande	JUNIO		AGOSTO	
	22 de junio	23 de junio	21 de agosto	22 de agosto
Precipitación diaria [mm]	71,6	69	137,8	193
Precipitación máxima de 1 hora de duración [mm]	11,4	10,6	16,4	23,8
Precipitación máxima en 24 horas [mm]	83,8		259,8	

Capítulo 4: Metodología de Trabajo

4.1. Hidrología

En esta sección se aborda el análisis hidrológico realizado para estimar los caudales máximos instantáneos para un periodo de retorno de 100 años, que es requerido para el diseño de un puente según la Tabla 3.702.2.B del “Manual de Carreteras, Volumen n°3” (MOP; DGOP; Dirección de Vialidad, 2018). Para lograr esto, se emplea la metodología de precipitación-escorrentía llamada Hidrograma Unitario, recomendada por el manual para cuencas con un área superior a 25 km². Este método está basado en lo expuesto por este manual de carreteras y por el “Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica” (DGA, 1995).

4.1.1. Análisis de Frecuencia

En primer lugar, se llevó a cabo un análisis de frecuencia utilizando datos de precipitación diaria máxima anual observada y proyectada. El objetivo es estimar la magnitud de precipitación máxima en 24 horas representativa de cada cuenca para un periodo de retorno de 100 años. Para esto, se empleó una rutina en Python que incorporó estos datos de precipitación y se utilizaron seis distribuciones de probabilidad para modelar la ocurrencia de este evento extremo. Entre las distribuciones utilizadas se encuentra la Normal, Log-Normal, Gamma, Pearson Tipo III, Log-Pearson y Gumbel R. Estos registros se ajustaron a dichas distribuciones con el fin de determinar cuál describe mejor el comportamiento de los datos. Las distribuciones seleccionadas se detallan en el Anexo A.

El modelo evaluó las mejores distribuciones utilizando pruebas de ajuste como test R^2 y test chi-cuadrado (χ^2). Para que un modelo sea considerado válido, debe tener un R^2 que se aproxime lo más posible a 1, lo que indica que los datos se ajustan a la tendencia de la curva de la función de distribución correspondiente. Para el caso de la prueba χ^2 , el χ_c^2 debe ser menor al χ_v^2 , calculado en base a los grados de libertad de los modelos e intervalos considerados en la discretización del ajuste estocástico. Así, se comparan los valores teóricos y muestrales de frecuencia relativa para cada intervalo de clase. Los mejores modelos son aquellos que tienen un cociente χ_c^2/χ_v^2 inferior a 1 (V.T, Chow; D.R. Maidment; L.W. Mays, 1994).

El análisis de frecuencia se llevó a cabo para diversas ventanas temporales utilizando datos registrados en periodos de 30 años. Inicialmente, se examinan los datos observados de precipitación máxima diaria anual durante los años 1985-2014 y 1991-2020. Posteriormente, se realizó el mismo análisis para los años 2030-2059, definidos como futuro cercano y 2070-2099, definido como futuro lejano. Se utilizaron datos proyectados por los modelos climáticos CMCC_ESM2 y GFDL_ESM4 bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5. Además, se incluyeron las ventanas temporales 1985-2014 proporcionadas por estos modelos para comparar el desempeño del modelo con los datos observados. El objetivo es evaluar la probabilidad de ocurrencia de la precipitación

máxima bajo diferentes condiciones climáticas futuras previstas por estos modelos y escenarios. En la Tabla 4-1 se muestra un resumen de cada uno de los casos a los que se les realizó un análisis de frecuencia.

Tabla 4-1: Resumen de casos a los que se les efectuó un análisis de frecuencia.

ID	Escenario	Periodo	Modelo
1	Observado	1985-2014	-
2		1991-2020	-
3	Histórico	1985-2014	CMCC_ESM2
4			GFDL_ESM4
5	SSP2-4.5	2030-2059	CMCC_ESM2
6			GFDL_ESM4
7	SSP5-8.5		CMCC_ESM2
8			GFDL_ESM4
9	SSP2-4.5	2070-2099	CMCC_ESM2
10			GFDL_ESM4
11	SSP5-8.5		CMCC_ESM2
12			GFDL_ESM4

Posteriormente, se procedió a seleccionar la distribución que mejor se ajustara al comportamiento de los datos. Este proceso se realizó mediante un análisis gráfico, donde se evaluó que la mayor cantidad de puntos se ajustara a la forma de la curva de distribución.

Así, para cada caso se obtuvo una precipitación máxima diaria anual asociada a un periodo de retorno de 100 años. Estas precipitaciones se ajustaron multiplicándolas por un coeficiente 24 horas/diarios de 1,1 recomendado en el Manual de Carreteras para llevar el valor diario a 24 horas y por un Factor Espacial de 1,0144 para la cuenca del Estero Guaiquillo. Para el caso de la cuenca del río Lontué en puente Lontué de FF.CC., este varía según la altura de la línea de nieves, como se muestra en la Tabla 4-2. Estos factores fueron proporcionados desde la ponderación espacial del producto grillado CR2Met V2.5 y validados mediante los gráficos del Anexo A.3. Este factor corresponde al cociente entre la precipitación extrema agregada en la cuenca completa y la precipitación extrema observada puntualmente en la estación pluviométrica de estudio, en la cual se tienen las observaciones y proyecciones de precipitación, en este caso, estación Potrero Grande.

Tabla 4-2: Factores espaciales para cuenca río Lontué en puente de FF.CC Lontué.

Factor Espacial	Altura Línea de Nieve [m.s.n.m.]	Área de la Cuenca [km ²]
1,271	2500	1369
1,280	2750	1653
1,282	2900	1768
1.283	3050	1853

Luego, si la cuenca es de carácter pluvial, como por ejemplo la cuenca del Estero Guaiquillo, entonces se prosigue inmediatamente con el punto 4.1.3. Por otro lado, si la cuenca es de carácter nivo pluvial o pluvio nival, como el caso de la cuenca del río Lontué en puente Lontué, se debe seguir la metodología que se indica en el acápite 4.1.2.

4.1.2. Hidrología Puente Lontué

Para la estimación de crecidas pluviales se requiere analizar el comportamiento de la cuenca durante un evento de precipitación extrema. En este sentido, se deben adoptar algunas modificaciones metodológicas cuando se cuenta con una componente nival asociada a la cuenca. Así, es necesario comprender la relación entre los caudales máximos instantáneos registrados y las variables meteorológicas, tales como la temperatura diaria (mínima, media y máxima), la precipitación y la posición de la línea de nieves. Específicamente, se busca entender cómo la línea de nieves influye y cuál es su aporte a los caudales de crecida. En particular, es necesario analizar los periodos de retorno y las probabilidades combinadas de estas variables para determinar la influencia de la línea de nieves en esta cuenca.

Para llevar a cabo esto, se utilizaron los registros de la estación Potrero Grande y los datos de caudales instantáneos de la estación de Río Colorado Antes Junta con Río Palos en el periodo 1980-2020. Primero, se tomaron los registros de caudal instantáneo anuales y se registró la fecha en que se obtuvieron. Luego, se tomaron los valores de las variables mencionadas correspondientes al día en que ocurrió este caudal máximo y a los tres días anteriores, con el fin de analizar si existe alguna relación entre ellas. Las series obtenidas fueron graficadas para mostrar el caudal instantáneo máximo anual en función de cada variable, y se trazó una línea de tendencia junto a su respectivo R^2 para determinar si hay alguna correlación. Además, se graficaron las series de precipitación en función de la temperatura mínima, media y máxima correspondientes al mismo día t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

Posteriormente, se estudió la relación entre los periodos de retorno de cada evento correspondiente a cada una de las variables. Para ello, se realizó un análisis de frecuencia para asignar una probabilidad asociada a cada serie de eventos registrados. Se graficó, en primer lugar, la probabilidad asociada al caudal máximo en función de la probabilidad asociada a la precipitación y a las temperaturas. Luego, se determinó la probabilidad condicionada de precipitación y temperatura, y se graficó la probabilidad del caudal máximo en función de estos valores de probabilidad condicionada. De manera análoga, se realizó el análisis con los períodos de retorno, determinando el período de retorno condicionado entre la precipitación y la temperatura.

Finalmente, se repitió este análisis de probabilidad y periodo de retorno, pero esta vez con el máximo de precipitación registrado en los cuatro días, con el objetivo de evitar los posibles valores nulos asociados a los días sin lluvia y observar el comportamiento de la correlación con el resto de las variables estudiadas.

4.1.2.1. Relación Línea de Nieve y Temperatura

En el caso de cuencas con aporte nival, resulta necesario determinar al área pluvial aportante durante el evento de precipitación extrema, lo cual se puede realizar a partir de la estimación de la línea de nieve y el supuesto de precipitación sólida por sobre dicha elevación. En este contexto, se desea plantear una relación entre la temperatura y la línea de nieve. Para ello, se analizan los registros de la altura de línea de nieves disponibles en el Observatorio Andino, los cuales provienen del procesamiento de imágenes satelitales MODIS, específicamente del satélite AQUA.

Para encontrar la relación mencionada, se creó un gráfico combinado de las tres variables para observar su trayectoria en el período comprendido entre los años 2000 y 2017, ya que este período contaba con registros para las tres variables. Junto a esto, se estudió la correlación de la línea de nieve en función de ambas temperaturas mediante gráficos de dispersión. Se trazó una línea de tendencia lineal y se determinó su coeficiente R^2 correspondiente.

Por otro lado, se estimó el aumento futuro en la altura de la línea de nieve bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5. Para ello, se calculó el delta de temperatura entre el periodo observado (1985-2014) y los periodos futuros (2030-2059 y 2050-2099) para ambos escenarios. Este cálculo se realizó promediando las temperaturas registradas en cada periodo y luego restando el promedio de las temperaturas futuras con el de las observadas. Posteriormente, utilizando como base el valor de 2500 m.s.n.m. en el período histórico, se utilizó el gradiente adiabático descrito en (Garreaud R. , 1993), el cual establece que, por cada $5,8^{\circ}\text{C}$ de incremento en la temperatura, la elevación de la línea de nieve aumenta en un kilómetro, y así estableciendo las elevaciones de la línea de nieve futura.

Una vez estimadas las elevaciones de línea de nieve para los periodos futuros, se determinó el porcentaje de área de la cuenca correspondiente al aporte pluvial utilizando la curva hipsométrica propia de la cuenca indicada anteriormente en la Figura 3-9. Conocida el área pluvial del sistema se aplica la metodología expuesta en el punto 4.1.3 para determinar los hietogramas requeridos como dato de entrada a la relación Precipitación-Escorrentía.

4.1.3. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva

Luego de obtener las precipitaciones diarias máximas anuales asociadas al periodo de retorno 100 años para cada caso y sistema, estas se deben distribuir en intervalos dados por el parámetro t_u del HUS y utilizando los coeficientes de duración. Estos coeficientes fueron adoptados desde (DGOP, 2024), los cuales derivan de la metodología de Bloques Alternados descrita por (Chow et al., 1994), de la distribución de Varas Tipo III y de la distribución ERA5. Por otro lado, se determinaron los coeficientes de duración de las tormentas de junio y agosto 2023 a partir de los datos de precipitación horaria registrados en la estación Potrero Grande por la DGA con su red satelital de estaciones (DGA, 2021).

De esta manera, se ponderó la precipitación máxima en 24 horas según las diferencias de los coeficientes de duración entre cada intervalo horario, obteniendo así la distribución de la precipitación en cada hora y la precipitación acumulada en 24 horas. A partir de esto, se realizaron los hietogramas de precipitación total para cada uno de los periodos y escenarios.

Una vez determinadas las precipitaciones para cada hora, se procede a estimar la precipitación efectiva utilizando el método desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service (SCS), denominado Método Curva Número. Este método entrega una estimación representativa de la infiltración en la cuenca, considerando el tipo y uso del suelo, junto a la distribución de la cobertura. Los antecedentes sobre el tipo de suelo predominante en la cuenca, los cuales se encuentran presentes en el Anexo B.1, permiten determinar el valor de la CN II asociada a una condición normal de humedad.

Utilizando este valor, se calculan los valores de la curva número para las condiciones seca (CN I) y húmeda (CN III) y luego se elige cuál curva se adopta como representativa de la zona. Las expresiones (Chow, 1994) para determinar ambos parámetros se presentan en las ecuaciones a continuación:

$$CN I = \frac{4,2 \cdot CN II}{10 - 0,058 \cdot CN II} \quad (4.1)$$

$$CN III = \frac{23 \cdot CN II}{10 + 0,13 \cdot CN II} \quad (4.2)$$

En base al valor de la curva número adoptada, se estima la retención máxima potencial del suelo (S) y su abstracción inicial (I_a) con las fórmulas a continuación:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.3)$$

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad (4.4)$$

Así, con estos parámetros y la precipitación acumulada previamente calculada, se determina la precipitación efectiva acumulada para cada intervalo de tiempo, utilizando la ecuación 4.5:

$$P_{eff} = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad (4.5)$$

Se obtiene la precipitación efectiva para cada intervalo de tiempo y, luego, se elaboran los hietogramas de precipitación total y precipitación efectiva combinados para cada periodo y escenario analizado.

4.1.4. Hidrograma Unitario

Se aplica el método del Hidrograma Unitario Sintético (HUS) basado en las fórmulas expuestas por el Manual de la DGA para la VI región, mencionadas en la sección de Marco Teórico.

Este método emplea parámetros morfológicos de la cuenca como el área, la longitud del cauce principal, la pendiente media de la cuenca y la distancia entre el punto del centroide al punto de desfogue. Así se obtienen los parámetros necesarios para determinar el HUS, esto incluye el tiempo base, el tiempo al *peak* y el caudal *peak*. Luego, estos dos últimos se multiplican con los parámetros respectivos del Hidrograma Unitario adimensional SCS que se muestra en el Anexo A.6, obteniendo así un HUS resultante.

Posteriormente, se debe corregir el HUS en caso de que no sea unitario, verificando que el cociente de la precipitación unitaria con el área bajo la curva sea igual a uno. De lo contrario, se ajusta el HUS multiplicándolo por este valor. Una vez obtenido esto, se procede a discretizar el HUS resultante en intervalos de tiempo t_u , realizando aproximaciones lineales entre cada punto.

Luego, se procede a calcular el Hidrograma de Escorrentía Directa (HED) para así determinar los caudales máximos instantáneos para un periodo de retorno de 100 años. Este cálculo implica realizar la sumatoria de la precipitación efectiva en el intervalo “m” multiplicada por el pulso unitario en el intervalo “n” forzado por la precipitación en el intervalo “m”. La fórmula utilizada se muestra a continuación:

$$Q_n = \sum_i P_{eff}_m \cdot U_{n-m+1} \quad (4.6)$$

Donde:

- Q_n [m^3/s]: Caudal en el intervalo n
- P_{eff}_m [mm]: Precipitación Efectiva en el intervalo m
- U_{n-m+1} [$m^3/s/mm$]: Pulso unitario en el intervalo n, forzado por la Pp en el intervalo m

De esta manera, se obtiene una serie de caudales máximos según el mayor de los obtenidos en cada intervalo “n”. Además, se verifica la correcta construcción del HED, donde el área bajo la curva del hidrograma sea igual al volumen de escorrentía, es decir, que el cociente entre el área de la cuenca por la precipitación efectiva con la integral de la curva del HED sea igual a uno.

$$\frac{A_{cuenca} \cdot \sum Pp_m}{\int HED} \approx 1 \quad (4.7)$$

Debido a las aproximaciones realizadas en el cálculo del área bajo la curva, se aceptan valores cercanos a uno, es decir, $\pm 0,02$.

Posteriormente, para caracterizar cuantitativamente los caudales obtenidos, se determina el Factor de Cambio, definido por el cociente entre el caudal futuro y el caudal presente para un

mismo periodo de retorno. Así, valores superiores a 1 señalan un incremento en los caudales, mientras que valores inferiores indican una reducción. Un factor de cambio igual a 1 sugiere que no se esperan modificaciones en el periodo de retorno analizado (Vargas X. , Ricchetti, Jerez, & Mendoza, 2020). En la siguiente ecuación se muestra el cálculo del factor de cambio:

$$FC = \frac{Q_{futuro}(T=100)}{Q_{histórico}(T=100)} \quad (4.8)$$

4.2. Hidráulica Fluvial

4.2.1. Puente Guaiquillo de FF.CC.

El eje hidráulico en HEC-RAS fue calculado en base a topografía y planos del proyecto. Este modelo abarca un tramo de 720 metros de longitud y cuenta con los siguientes parámetros y condiciones de borde para llevar a cabo la modelación hidráulica. Inicialmente, utilizando datos de dos calicatas realizadas en terreno, aguas arriba y aguas abajo del puente, se determinó que el diámetro representativo de la superficie del estero Guaiquillo es de 147,9 mm para d_{90} , 134,23 mm para d_{84} y 77,5 mm para el diámetro medio (dm). Además, EFE proporcionó los coeficientes de rugosidad de Manning de 0,038 para el lecho del río y 0,048 para ambas riberas de los costados.

En cuanto a las condiciones de borde de la modelación, se incluyó una condición de borde de río aguas arriba del puente, donde se estableció una altura normal con una pendiente de 0,006 [m/m], correspondiente a la pendiente promedio del último tramo modelado. Para la condición de borde establecida aguas abajo, se adopta como torrente, donde se ha impuesto altura crítica.

4.2.2. Puente Lontué de FF.CC.

Este modelo abarca un tramo de 1.750 metros de longitud, incluyendo tanto el puente Lontué de ferrocarriles como el de vialidad. Los siguientes parámetros y condiciones de borde se emplearon para la modelación hidráulica. Inicialmente, utilizando datos obtenidos de calicatas realizadas en el terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, se determinó que el diámetro representativo del lecho del río Lontué es de 206,3 mm para d_{90} , 182,5 mm para d_{84} y 109,7 mm para el diámetro medio (dm). Además, se establecieron coeficientes de rugosidad de Manning de 0,039 para el lecho del río y 0,054 para ambas riberas.

En cuanto a las condiciones de borde de la modelación, se incluyó una condición de borde aguas abajo la cual es río, donde se estableció una altura normal con una pendiente de 0,0063 [m/m], correspondiente a la pendiente promedio del último tramo modelado. Para la condición de borde aguas arriba, que se considera como torrente, se impuso también una altura normal con una pendiente de 0,0063 m/m.

4.2.3. Modelación Numérica en HEC-RAS

La determinación del eje hidráulico se llevó a cabo mediante el software HEC-RAS, ampliamente conocido en el cálculo de ejes hidráulicos y recomendado en las guías de la DGA"" (DGA; DARH, 2016). Para el puente Guaiquillo, la topografía proporcionada por EFE incluye 37 perfiles transversales, entre los cuales se encuentra el puente ferroviario entre los perfiles 15 y 16. En el caso del puente Lontué, la topografía proporcionada cuenta con 17 perfiles transversales. El puente Lontué de vialidad se encuentra entre los perfiles 8 y 9, mientras que el puente ferroviario se sitúa entre los perfiles 9 y 10. En la Figura 4-1 se observa la distribución de perfiles de ambos puentes, a la izquierda el Guaiquillo y la derecha el Lontué.

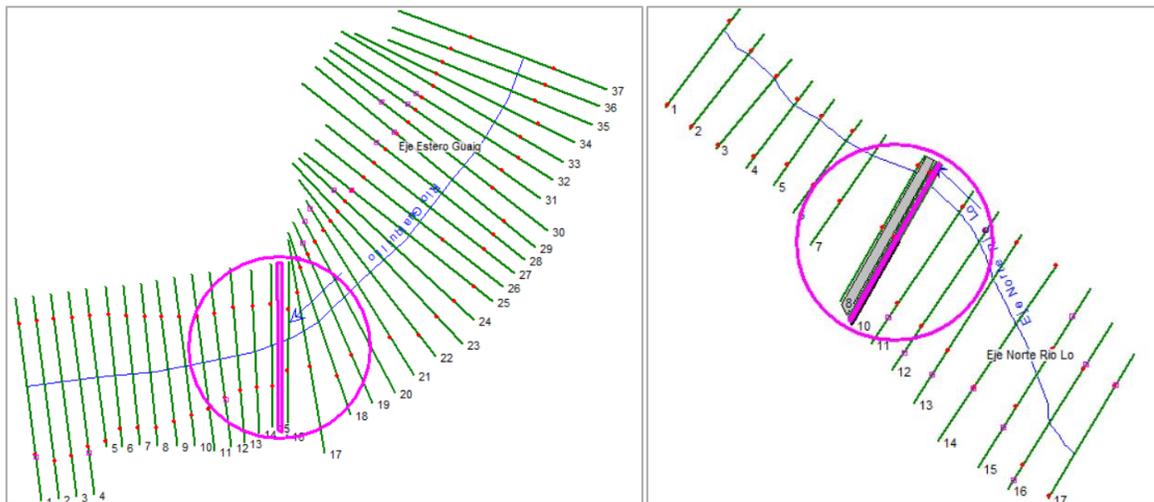


Figura 4-1: Geometric Data en HEC-RAS de ambos puentes ferroviarios. A la izquierda se muestran los perfiles del puente Guaiquillo y a la derecha los del puente Lontué.

Además, el número de Froude calculado por el programa tiene una especial importancia, ya que clasifica el régimen del eje hidráulico en Río, Crisis o Torrente, y se define mediante la ecuación 4.9:

$$Fr^2 = \frac{Q^2 \cdot l}{g \cdot \Omega^3} \quad (4.9)$$

Donde:

- Q (m^3/s): Caudal
- l (m): Pelo de agua
- Ω (m^2): Área
- g (m/s^2): Aceleración de Gravedad

A continuación, se ingresaron los caudales correspondientes a un periodo de retorno de 100 años, obtenidos a partir del análisis de frecuencia realizado previamente.

4.3. Mecánica Fluvial

4.3.1. Cálculo de Socavaciones

4.3.1.1. Socavación General del Lecho

La Socavación General es un proceso de degradación del lecho completo del río, que suele ocurrir durante eventos de crecida. Este fenómeno se caracteriza por una profundización del lecho en un tramo específico, causada por un desequilibrio entre las tasas de entrada y salida de sedimentos. Para calcular la socavación del lecho, se sigue la metodología descrita en el Manual de Carreteras, Volumen 3, Capítulo 3.707.4 y en el libro “Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras” (Mery, 2013). Esta metodología implica dividir la sección transversal en franjas de estudio y estimar la socavación en cada una de ellas, como se muestra en la Figura 4-2.

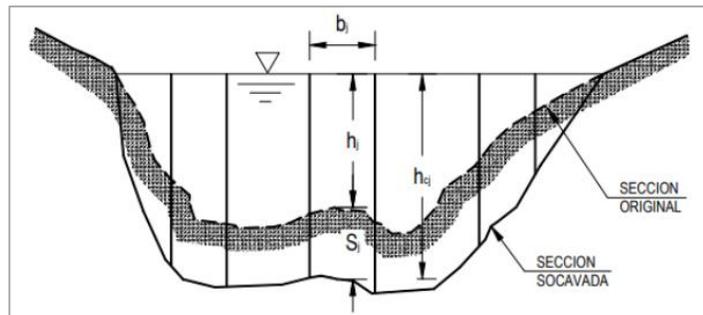


Figura 4-2: Esquema de división de franjas y socavación en el lecho. Fuente: Manual de Carreteras, Volumen 3 (MOP; DGOP; Dirección de Vialidad, 2018).

Así, se debe determinar cada parámetro mostrado en la figura para calcular la socavación general con las ecuaciones que se muestran a continuación:

1. Coeficiente de Transporte de la franja i :

$$K_{hi} = \frac{\Omega_i^{5/3}}{l_i^{2/3} \cdot n_i} \quad (4.10)$$

Donde:

- K_{hi} [-]: Coeficiente de Transporte para la sección i .
- $\Omega_i^{5/3}$ [m²]: Área de escurrimiento de la sección i .
- l_i [m]: Pelo de agua de la sección i .

- n_i [$s/m^{1/3}$]: Coeficiente de Manning de la sección i .

2. Caudal unitario en la franja i :

$$q_i = \frac{Q}{b_i} \cdot \frac{K_{hi}}{\sum_i K_{hi}} \quad (4.11)$$

Donde:

- q_i [m^2/s]: Caudal unitario de la sección i .
- Q [m^3/s]: Caudal total que pasa por la sección transversal.
- b_i [m]: Ancho de la sección i .

3. Socavación en el lecho:

$$S_i = h_{ci} - h_i \quad (4.12)$$

Donde:

- S_i [m]: Socavación de la sección i .
- h_{ci} [m]: Altura socavada de la sección i .
- h_i [m]: Altura inicial de la sección i .

Posteriormente, para calcular la altura socavada h_{ci} , se emplean dos metodologías distintas. La primera de ellas es propuesta por C.R. Neill, que considera que la altura de socavación final de la sección es igual a una altura crítica, alcanzada cuando el lecho ha adquirido una velocidad competente y el equilibrio entre la entrada y salida de sedimentos se ha establecido. La ecuación siguiente muestra el procedimiento para calcular esta altura:

4. Método de C.R. Neill:

$$h_{ci} = \left(\frac{q_i}{1,81 \cdot \sqrt{g} \cdot d_x^{0,33}} \right)^{0,855} \quad (4.13)$$

Donde:

- d_x [m]: Diámetro característico de acorazamiento de la sección i .

En este caso, se aplicará la fórmula considerando que el d_{84} y d_{90} son los diámetros asociados al acorazamiento de la sección, a fin de realizar un contraste entre los resultados.

Por otro lado, la segunda metodología es la propuesta por Lischvan-Levediev, en la cual las alturas de socavación para sedimento grueso y bien graduado se determinan con la ecuación 4.14.

5. Método de Lischvan-Levediev:

$$h_{ci} = \left(\frac{q_i}{0,68 \cdot \beta \cdot d_m^{0,28} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad (4.14)$$

Donde:

- X [-]: Parámetro de la fórmula de arrastre crítico.
- β [-]: Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño.
- ψ [-]: Coeficiente que considera la influencia del sólido en suspensión.
- d_m [m]: Diámetro medio.

4.3.1.2. Socavación Local en las Cepas del Puente.

El cálculo de la socavación local en las cepas viene dado por una estimación base, en la cual se aplican diversos factores de corrección. Esto se expresa de la siguiente manera:

$$S = S_c \cdot K_s \cdot K_\omega \cdot K_g \cdot K_{gr} \cdot K_r \cdot K_d \quad (4.15)$$

Donde:

- S_c [m]: Socavación base de la cepa estimada.
- K_s [-]: Factor de forma cepa.
- K_ω [-]: Factor de esviaje.
- K_g [-]: Factor de dispersión granulométrico.
- K_{gr} [-]: Factor de grupo cepas.
- K_r [-]: Factor de afloramiento en la base de fundación.
- K_d [-]: Factor de tamaño del sedimento.

Para el cálculo de la socavación base (S_c), se consideran dos escenarios. Si los números de Froude son inferiores a 0,5, se recomienda utilizar la fórmula de Breusers, Nicollet y Shen. En cambio, si los números de Froude son superiores a 0,5, se sugiere emplear la relación de Richardson.

1. Fórmula de Breusers, Nicollet y Shen:

$$S_c = 2b \cdot \tanh\left(\frac{h}{b}\right) \quad (4.16)$$

2. Relación de Richardson:

$$S_c = 2b \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} \cdot Fr^{0,43} \quad (4.17)$$

Donde:

- b [m]: Ancho de la cepa del puente.
- h [m]: Altura de escurrimiento aguas arriba del puente.
- Fr [-]: Número de Froude.

Por último, se determina el bulbo de socavaciones, que indica la extensión horizontal de la socavación próxima a la base de la cepa del puente. Esta medida se determina mediante la siguiente expresión:

$$S_h = K \cdot S_c \quad (4.18)$$

Donde:

- S_h [m]: Bulbo de socavaciones.
- K [-]: Constante, usualmente adoptada como 1,5.

4.3.1.3. Socavación Local en Estribos del Puente

Este fenómeno se produce principalmente por la aceleración y desaceleración del flujo en la entrada del puente (Mery, 2013) y su cálculo queda determinado en base a la altura de escurrimiento del flujo, la cual se corrige por factores, quedando expresado como:

$$S_e = h \cdot K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_I \quad (4.19)$$

Donde:

- S_e [m]: Socavación al pie del estribo.
- h [m]: Altura de escurrimiento.
- K_ϕ [-]: Factor de ángulo de esviaje.
- K_F [-]: Factor de forma.
- K_h [-]: Factor de profundidad del flujo.
- K_I [-]: Factor de intensidad.

Capítulo 5: Resultados

5.1. Hidrología Puente Guaiquillo de FF.CC.

5.1.1. Análisis de Frecuencia

Una vez realizados los análisis de frecuencia respectivos, se determinó la distribución que mejor se ajusta a cada uno de los casos y la precipitación diaria máxima anual asociada a un periodo de retorno de 100 años en la estación Potrero Grande. En la Tabla 5-1 se muestran los resultados obtenidos de este análisis, donde se evidencia que durante el periodo observado de 1985-2014, se obtuvo una precipitación máxima de 185 mm. Al aplicar el análisis de frecuencia a este mismo periodo para examinar el desempeño de los dos modelos analizados, se observa que el modelo CMCC_ESM2 se ajusta mejor, ya que resulta una precipitación similar (186 mm) en comparación con el modelo GFDL_ESM4 (196 mm).

Considerando estos resultados, y con el objetivo de simplificar los cálculos, se reducirá el análisis a las precipitaciones proporcionadas por el modelo CMCC_ESM2. Este modelo se selecciona debido a su mejor ajuste con las precipitaciones observadas, lo que sugiere una mayor precisión en las proyecciones futuras en comparación con el modelo GFDL_ESM4.

Tabla 5-1: Distribuciones elegidas a partir del Análisis de Frecuencia y precipitación máxima obtenida para T=100 años en Potrero Grande.

ID	Escenario	Periodo	Modelo	Distribución	R ²	Pp máxima (T=100) [mm]
1	Observado	1985-2014	-	Normal	0,991	185
2		1991-2020	-	Normal	0,991	196
3	Histórico	1985-2014	CMCC_ESM2	Normal	0,992	186
4			GFDL_ESM4	Normal	0,990	196
5	SSP2-4.5	2030-2059	CMCC_ESM2	Pearson3	0,990	269
6			GFDL_ESM4	Normal	0,970	180
7	SSP5-8.5		CMCC_ESM2	Gumbel R	0,973	271
8			GFDL_ESM4	Normal	0,982	211
9	SSP2-4.5	2070-2099	CMCC_ESM2	Pearson3	0,973	232
10			GFDL_ESM4	Gumbel R	0,977	253
11	SSP5-8.5		CMCC_ESM2	Gumbel R	0,950	169
12			GFDL_ESM4	Gumbel R	0,964	197

Los gráficos correspondientes a cada modelo analizado se muestran en el Anexo A.2, donde se observa que ambas representaciones de los modelos muestran una notable similitud con respecto al periodo observado, lo que sugiere que estos modelos son apropiados para generar estimaciones confiables de la precipitación máxima en proyecciones futuras como también sugieren que el *downscaling* aplicado ha sido realizado de manera satisfactoria.

Para todos los escenarios observados e históricos, se optó por la distribución Normal, debido a que la curva presenta un buen comportamiento frente a los datos de precipitación. Además, los valores de R^2 cercanos a 1 confirman un buen ajuste de los datos a esta distribución y según el test χ^2 , esta distribución entrega valores menores a 1, por lo que también es aceptada.

Para el caso de los gráficos de los análisis de frecuencia correspondientes a las proyecciones futuras, se siguió el mismo análisis y estos se muestran en el Anexo A.2.

5.1.2. Coeficientes de Duración

Se obtuvieron los coeficientes de duración para las tormentas de junio y agosto de 2023, y se representaron gráficamente los resultados obtenidos junto con los coeficientes de duración ya determinados en el informe de la (DGOP, 2024). En la parte izquierda del gráfico se muestran los coeficientes obtenidos para cada hora, mientras que en la parte derecha se presentan los diferenciales de estos coeficientes, organizados de manera descendente.

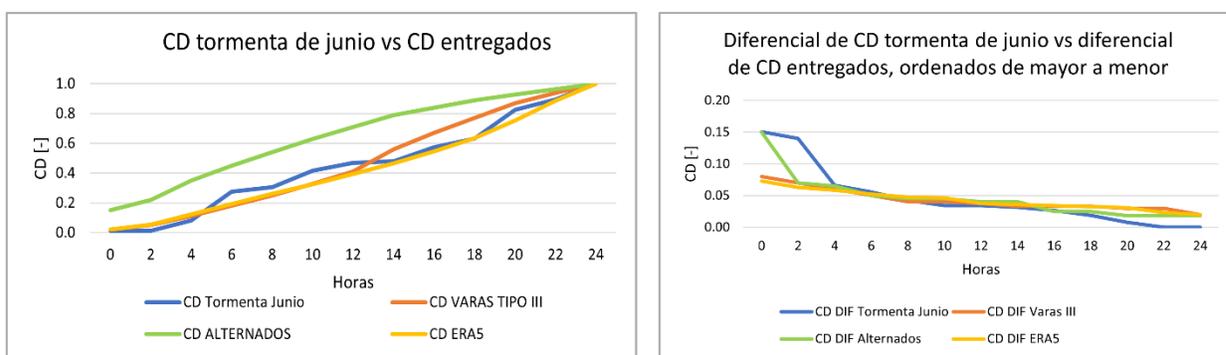


Figura 5-1: Comparación de coeficientes de duración entregados con coeficientes de duración tormenta de junio.

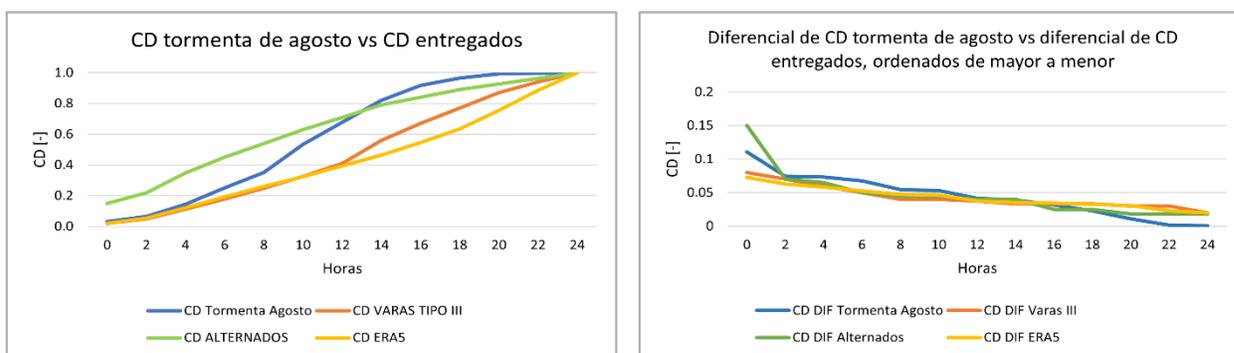


Figura 5-2: Comparación de coeficientes de duración entregados con coeficientes de duración tormenta de agosto.

Para ambas tormentas, el *peak* de precipitación se encuentra contenido en los coeficientes de duración y, por lo tanto, es posible utilizar los coeficientes calculados para comparar el comportamiento de los datos. Así, los cinco coeficientes de duración utilizados para el cálculo de parámetros se muestran en la gráfica de la Figura 5-3.

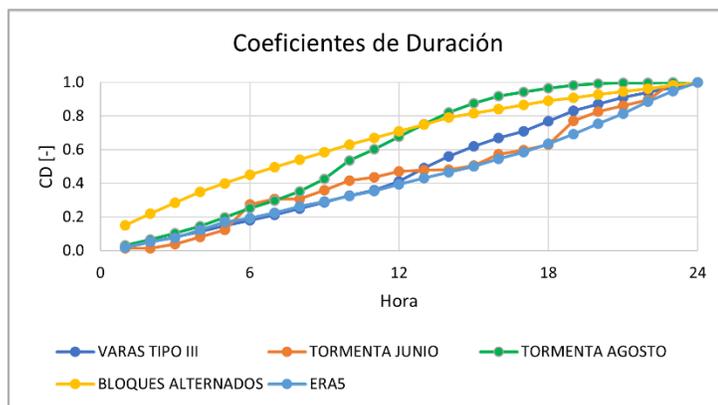


Figura 5-3: Coeficientes de duración utilizados para determinar la precipitación.

5.2. Hidrología Puente Guaiquillo de FF.CC.

5.2.1. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva

Utilizando los coeficientes de duración presentados anteriormente, se generan los hietogramas de precipitación total para cada escenario bajo análisis. Luego, en la Tabla 5-2 se muestran los parámetros obtenidos para realizar los cálculos de precipitación efectiva. Se observa que la curva número elegida para determinar la retención potencial máxima fue la CN III correspondiente a una condición húmeda del ambiente. Se optó por elegir esta condición debido a que la zona en la que se ubica el puente en estudio se caracteriza por ser húmeda y lluviosa en los meses de invierno, lo cual representaría de mejor manera los eventos de tormenta ocurridos en junio y agosto.

Tabla 5-2: Parámetros para el cálculo de precipitación efectiva.

Parámetros para cálculo de precipitación efectiva	
CN I: condición seca	42,11
CN II: condición normal	63,40
CN III: condición húmeda	79,94
S (mm) : Retención máxima potencial	63,75
Ia (mm): Abstracción Inicial	12,75

En la Figura 5-4 y Figura 5-5 se muestran, a modo de ejemplo, los hietogramas obtenidos utilizando los coeficientes de duración asociados a la tormenta de agosto. Se presentan los hietogramas de precipitación total y efectiva correspondientes al periodo observado, al periodo histórico utilizando el modelo CMCC_ESM2 y al periodo futuro utilizando el mismo modelo, ambos para el escenario SSP2-4.5. En el Anexo C.2, se muestran los hietogramas restantes correspondientes a las otras distribuciones en estudio.

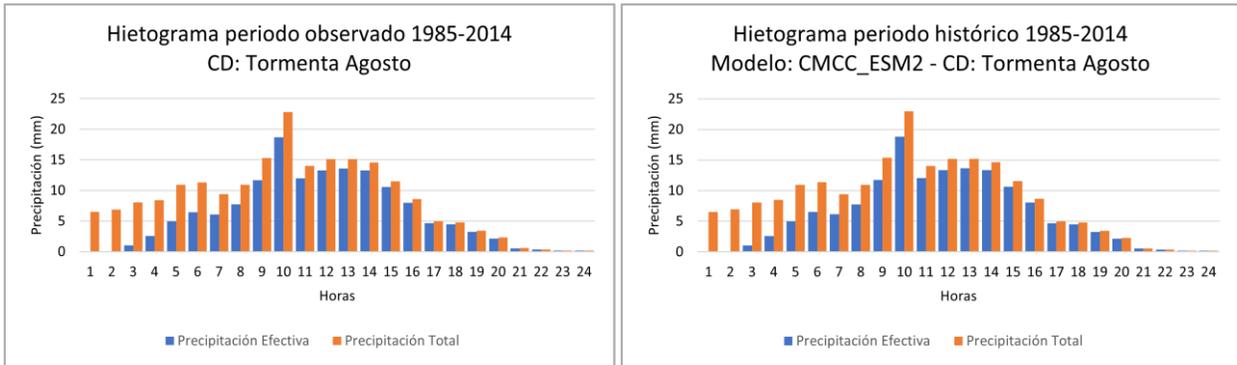


Figura 5-4: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo observado e histórico 1985-2014.

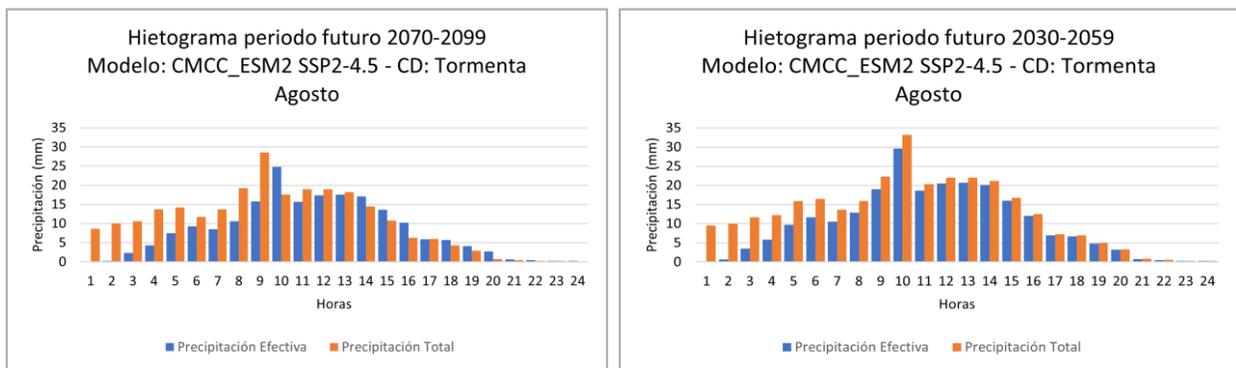


Figura 5-5: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo futuro 2030-2059 y 2070-2099.

5.2.2. Hidrograma Unitario

En primer lugar, se obtuvieron los parámetros necesarios para determinar el HUS que se observan en la Tabla 5-3. Luego utilizando estos valores y el hidrograma unitario adimensional, se obtiene el HUS discretizado para la cuenca del Estero Guaiquillo, el cual se observa en la Figura 5-6.

Tabla 5-3: Parámetros para determinar el Hidrograma Unitario Sintético.

Parámetros HUS	
Tiempo base (hr)	29,8
Tiempo al peak (hr)	8,2
Caudal peak (l/s/mm)	784,7



Figura 5-6: Hidrograma Unitario Sintético para cuenca del Estero Guaiquillo. para lluvia de duración $t_u = 1$ hr.

Utilizando este HUS discretizado y la precipitación efectiva, se generan los hidrogramas de escorrentía directa (HED) para cada escenario analizado. En la Figura 5-7 se presenta el HED correspondiente al periodo observado entre 1985 y 2014, junto al hietograma de precipitación efectiva correspondiente para los coeficientes de duración de la tormenta de agosto. Los HED restantes, correspondientes a las distribuciones Varas Tipo III y Tormenta de Agosto, para el modelo CMCC_ESM2 y los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5, se muestran en el Anexo A.8.

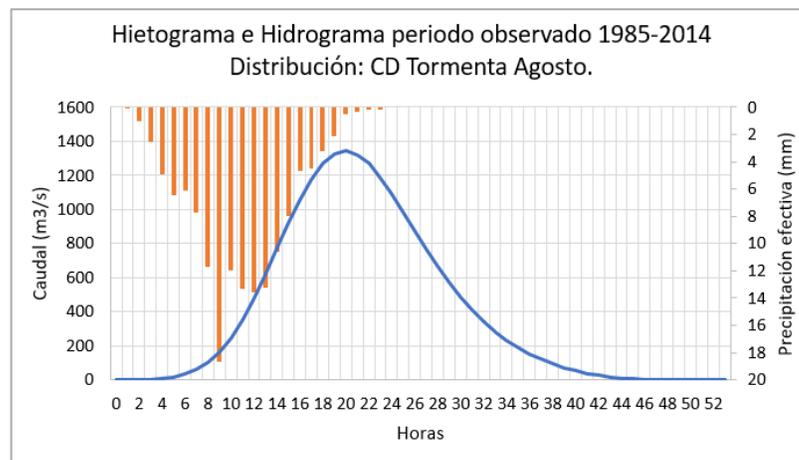


Figura 5-7: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa periodo observado 1985-2014 para la Tormenta de agosto.

Así, en la Figura 5-8 se muestran los HED obtenidos para cada caso analizado bajo los coeficientes de duración de la tormenta de agosto, donde se observa que los caudales más altos son los entregados para el futuro cercano y el más bajo para el futuro lejano bajo el escenario SSP5-8.5.

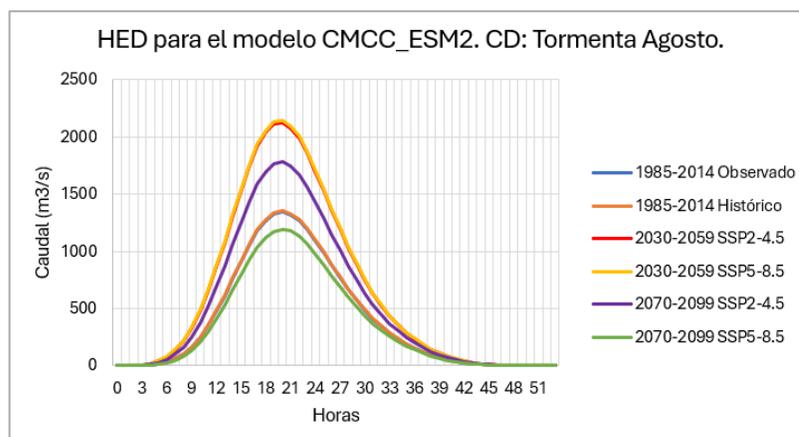


Figura 5-8: Hidrogramas de Escorrentía Directa obtenidos para el modelo CMCC_ESM2 utilizando los coeficientes de duración de la Tormenta de Agosto. Puente Guaiquillo.

De esta manera, se obtiene el caudal máximo para cada uno de los escenarios analizados. En la Tabla 5-4 se presentan los caudales obtenidos para el periodo comprendido entre 1985 y 2014 para los cinco coeficientes de duración considerados

Tabla 5-4: Resumen de caudales máximos obtenidos para el periodo 1985-2014.

Periodo	Distribución	Caudal Máximo (m³/s)	
1985-2014	Bloques Alternados	Observado	1232,36
		CMCC_ESM2	1241,04
	Varas Tipo III	Observado	1171,93
		CMCC_ESM2	1179,83
	ERA5	Observado	1164,24
		CMCC_ESM2	1171,88
	Tormenta Junio	Observado	1168,68
		CMCC_ESM2	1176,33
	Tormenta Agosto	Observado	1342,19
		CMCC_ESM2	1351,48

Luego, en la Tabla 5-5 y la Tabla 5-6 se presentan los caudales máximos obtenidos junto con sus factores de cambio para los periodos 2030-2059 y 2070-2099, respectivamente. Al analizar los resultados obtenidos, se observa que para el periodo 2030-2059, el factor de cambio es mayor a 1, indicando que los caudales tienden a aumentar en comparación con el periodo observado, con un incremento del 55-61% para ambos escenarios de emisión, SSP2-4.5 y SSP5-8.5. Además, se observa que, para este periodo el escenario más desfavorable, SSP5-8.5, presenta caudales levemente mayores, sugiriendo crecidas de mayor magnitud en comparación con el escenario SSP2-4.5.

Por otro lado, para el periodo 2070-2099, se tiene que para el escenario SSP2-4.5 el factor de cambio es superior a 1 lo que implica un aumento en los caudales de aproximadamente un 30% en relación con el periodo observado. Caso contrario ocurre para el escenario SSP5-8.5, donde todos

los coeficientes de duración estudiados muestran factores de cambio inferiores a 1, indicando una disminución en los caudales en comparación con el periodo observado, con una reducción del 10% aproximadamente.

Tabla 5-5: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2030-2059.

CMCC_ESM2	Distribución	Escenario	Periodo	Qmax (m³/s)	Factor de Cambio
	Bloques Alternados	SSP2-4.5		2030-2059	1966,26
SSP5-8.5		1984,05	1,61		
Varas Tipo III	SSP2-4.5	2030-2059	1840,92	1,57	
	SSP5-8.5		1856,95	1,58	
ERA5	SSP2-4.5	2030-2059	1804,64	1,55	
	SSP5-8.5		1819,84	1,56	
Tormenta Junio	SSP2-4.5	2030-2059	1810,23	1,55	
	SSP5-8.5		1825,46	1,56	
Tormenta Agosto	SSP2-4.5	2030-2059	2126,86	1,58	
	SSP5-8.5		2145,60	1,60	

Tabla 5-6: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2070-2099.

CMCC_ESM2	Distribución	Escenario	Periodo	Qmax (m³/s)	Factor de Cambio
	Bloques Alternados	SSP2-4.5		2070-2099	1642,02
SSP5-8.5		1093,95	0,89		
Varas Tipo III	SSP2-4.5	2070-2099	1544,21	1,33	
	SSP5-8.5		1045,65	0,89	
ERA5	SSP2-4.5	2070-2099	1523,00	1,31	
	SSP5-8.5		1042,00	0,90	
Tormenta Junio	SSP2-4.5	2070-2099	1528,00	1,31	
	SSP5-8.5		1046,29	0,90	
Tormenta Agosto	SSP2-4.5	2070-2099	1780,45	1,33	
	SSP5-8.5		1193,93	0,89	

Para una mayor simplificación en los cálculos, se utiliza la Tabla 5-7 que muestra los caudales obtenidos para los periodos observados de 1985-2014 y 1991-2020. Al considerar este último periodo como referencia, se nota que, para los casos de las distribuciones Varas Tipo III, ERA5 y Tormenta Junio, la diferencia entre los caudales es menor al 1%, lo que sugiere una similitud en el estudio y análisis de estos casos. Por consiguiente, se puede optar por seleccionar, entre estas tres distribuciones, aquella que arroje el caudal más alto, en este caso, la Varas Tipo III, producto que se requiere evaluar el diseño en una condición desfavorable.

Por otro lado, es importante estudiar la distribución asociada al coeficiente de duración de la tormenta de agosto, dado que generó el caudal más elevado y así, analizar el caso más desfavorable para evaluar la respuesta del puente ante este evento. Asimismo, respecto a la distribución de Bloques Alternados, el caudal queda dentro del rango de las otras distribuciones seleccionadas, por lo que no será necesario analizar los caudales de esta distribución.

Tabla 5-7: Caudales máximos (m^3/s) para $T=100$ años, obtenidos para periodos observados 1985-2014 y 1991-2020.

Distribución	1985-2014	1991-2020
Bloques Alternados	1232,36	1327,91
Varas Tipo III	1171,93	1258,88
ERA5	1164,24	1248,27
Tormenta Junio	1168,68	1252,83
Tormenta Agosto	1342,19	1444,47

En consecuencia, se seleccionaron las distribuciones Varas Tipo III y Tormenta Agosto para llevar a cabo los estudios de socavación del puente. Además, a raíz del análisis previo, se decidió centrar la atención únicamente en el periodo comprendido entre los años 2030 y 2059 para las proyecciones futuras, dado que durante este lapso se registraron los caudales más altos. Asimismo, la diferencia entre los caudales obtenidos bajo el escenario SSP2-4.5 y SSP5-8.5 son del 1%, por lo que se optó por analizar únicamente los datos correspondientes al periodo observado y al periodo futuro 2030-2059 para el escenario SSP5-8.5 de las distribuciones seleccionadas anteriormente. La Tabla 5-8 presenta los caudales resultantes de estas reducciones de datos, los cuales se ingresarán en HEC-RAS para su posterior análisis.

Tabla 5-8: Caudales seleccionados para estudio de socavación del puente Guaiquillo.

Distribución	Periodo	Escenario	Qmax (m^3/s)
Varas Tipo III	1985-2014	-	1171,93
	2030-2059	SSP5-8.5	1856,95
Tormenta Agosto	1985-2014	-	1342,19
	2030-2059	SSP5-8.5	2145,60

5.3. Hidráulica Fluvial Puente Guaiquillo de FF.CC.

Con los datos proporcionados e introducidos en el software HEC-RAS, se generó el siguiente modelo hidráulico del lecho que contiene al puente ferroviario Guaiquillo. Esto se puede apreciar en la Figura 5-9, donde se representa el lecho junto al caudal correspondiente al periodo observado, obtenido a través de la distribución Varas Tipo III. Se destaca la ubicación del puente en estudio, localizado entre los perfiles 15 y 16, y el sentido del flujo que va en la dirección descendente de los perfiles.

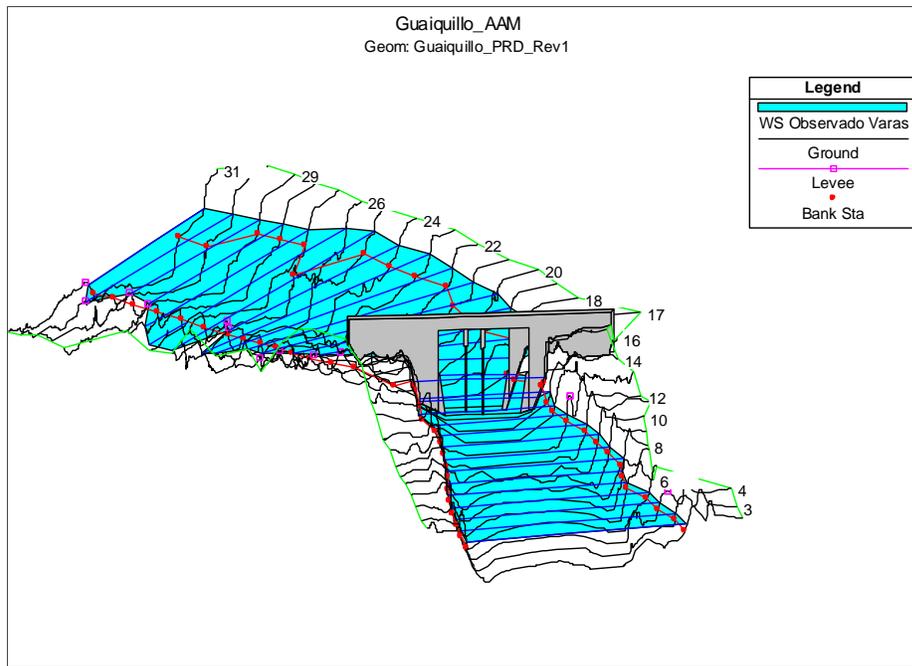


Figura 5-9: Modelación del lecho del Estero Guaiquillo en HEC-RAS. Perspectiva X-Y-Z. Distribución: Varas Tipo III. Periodo: 1985-2014. Caudal: 1171,93 m³/s.

A partir de la modelación hidráulica en régimen permanente, se han obtenido los ejes hidráulicos y los números de Froude correspondientes a cada perfil modelado. En la Figura 5-10 se muestra el eje hidráulico para el caudal asociado al periodo 2030-2059, escenario SSP5-8.5 y distribución CD Tormenta Agosto, destacando la presencia del puente Guaiquillo mediante un rectángulo largo. En el Anexo B.1 se muestran los ejes hidráulicos modelados de los otros caudales estudiados.

Se observa una forma similar en la superficie del agua (WS; *Water Surface*) en todas las figuras, con un notable estrechamiento del eje hidráulico en la ubicación del puente, lo que indica la presencia de una crisis en el emplazamiento. Este fenómeno sugiere un régimen de río aguas arriba del puente y un régimen de torrente justo después del mismo.

Por otro lado, en la Figura 5-11, se presenta gráficamente el número de Froude calculado por el programa para este mismo perfil analizado. Se destacan dos valores: el Froude #XS, que representa el valor en toda la sección, y el Froude #CHL, que indica el número en la parte del canal principal de la sección. Se observa que, al salir del puente, el número de Froude aumenta hasta alcanzar un valor cercano a dos, lo que indica un flujo supercrítico, régimen de torrente, para luego normalizarse y volver a un flujo subcrítico, régimen de río. En el Anexo B.1 se muestran los gráficos del número de Froude del resto de los caudales estudiados.

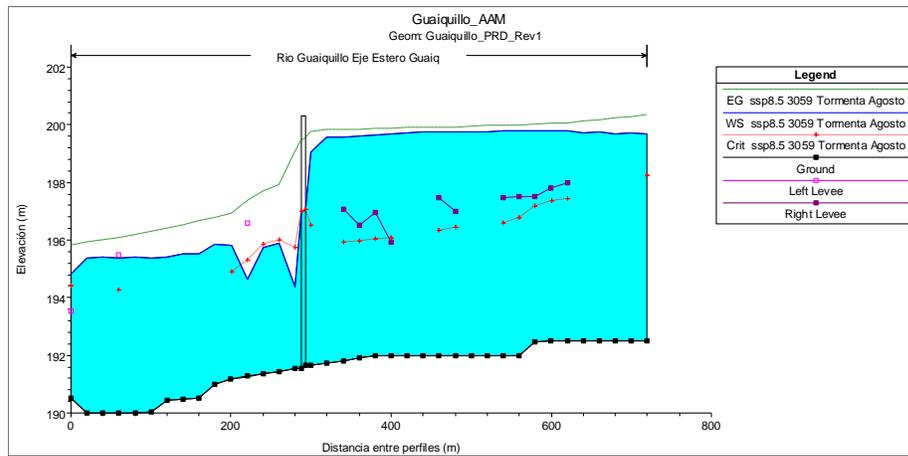


Figura 5-10: Eje Hidráulico en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5. Caudal: 2145,6 m³/s.

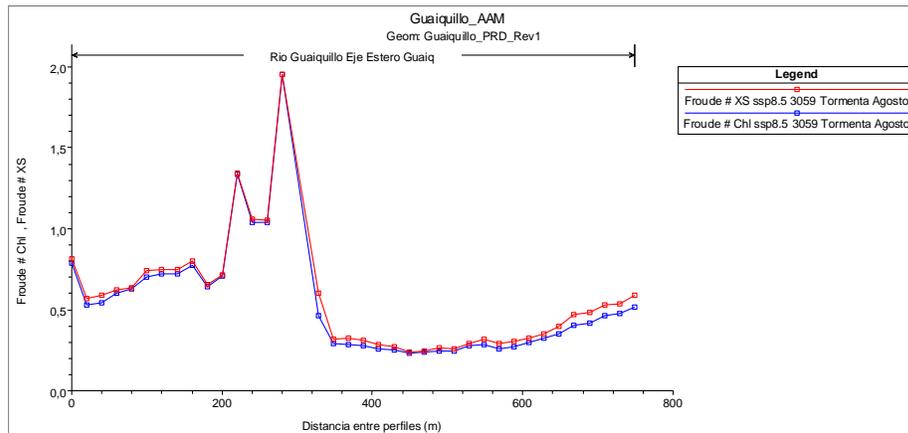


Figura 5-11: Número de Froude en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5

5.4. Mecánica Fluvial Puente Guaiquillo de FF.CC.

5.4.1. Cálculo de Socavaciones

5.4.1.1. Socavación General del Lecho

En la Tabla 5-9 se presentan los resultados del cálculo de la socavación general para los tres perfiles específicos: el perfil 15, ubicado aguas abajo del puente; el perfil 15.5 BR D, donde este se encuentra emplazado, específicamente en medio del puente, y el perfil 16, situado aguas arriba del puente.

Tabla 5-9: Resultados del cálculo de socavación general en el puente Guaiquillo. Distribuciones: Varas Tipo III y Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014 y 2030-2059 para el escenario SSP5-8.5

Socavación General [m]						
Identificación				Método		
Perfil	Distribución	Periodo	Escenario	Neill (d84)	Neill (d90)	Lischvan-Levediev
15	Varas Tipo III	1985-2014	-	3,67	3,52	3,47
		2030-2059	SSP5-8.5	5,73	5,5	5,15
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	4,21	4,04	3,92
		2030-2059	SSP5-8.5	6,56	6,31	5,81
15.5 BR D	Varas Tipo III	1985-2014	-	0,59	0,48	0,56
		2030-2059	SSP5-8.5	1,09	0,93	0,84
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	0,71	0,58	0,62
		2030-2059	SSP5-8.5	3,02	2,83	2,64
16	Varas Tipo III	1985-2014	-	0,49	0,34	0,32
		2030-2059	SSP5-8.5	0,62	0,42	0,20
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	0,64	0,48	0,40
		2030-2059	SSP5-8.5	0,31	0,10	0

Se observa que las mayores socavaciones se producen aguas abajo del puente, alcanzando más de seis metros de profundidad. En particular, para el caudal generado por la distribución de los coeficientes de duración de la tormenta de agosto para el periodo 2030-2059, se registran las socavaciones más significativas con los tres métodos calculados. Esto es coherente, ya que, para este escenario específico, el caudal máximo determinado alcanza los 2145,6 m³/s, siendo el más alto entre los estimados. Estas alturas de socavación se observan gráficamente en la Figura 5-12:

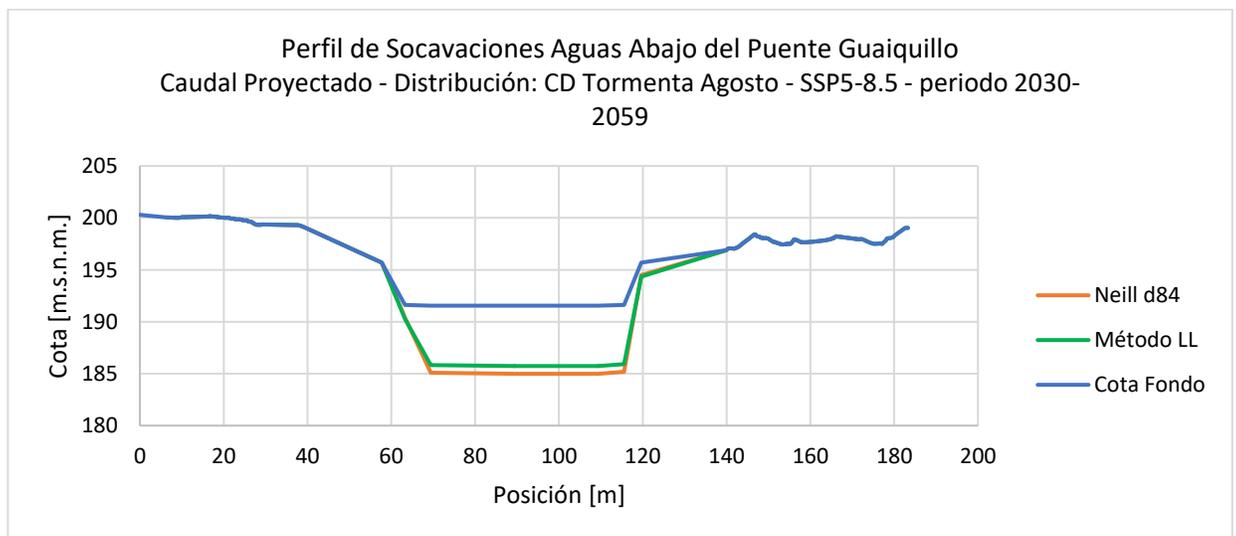


Figura 5-12: Perfil de socavaciones aguas abajo del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto – SSP5-8.5- periodo 2030-2059.

5.4.1.2. Socavación Local en las Cepas del Puente

La Tabla 5-10 presenta el valor de la socavación local en las cepas del puente Guaiquillo bajo el escenario más desfavorable. Para la línea base esta alcanzó una profundidad de 4,98 metros, mientras que el bulbo de socavaciones, que indica la extensión en planta de la socavación adyacente a la cepa del puente, se registró en 7,47 metros. Por otro lado, para el periodo futuro, se obtuvo una socavación de 5,57 metros y el bulbo 8,35 metros.

Tabla 5-10: Socavación local en cepas del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.

	Parámetro	Valor	Comentario
Factores	Ks [-]	1	Factor Forma L/b=1 (CIRCULAR)
	Kw [-]	1	Factor Esviaje Froelich (CIRCULAR)
	Kg [-]	0,89	Factor de Dispersión ($\sigma=134/79=1.65$)
	Kgr [-]	1,15	Factor de Grupo, $2b < e < 3b$ ($3 \times 1.5 = 4.5$)
	Kr [-]	1	Factor de Afloramiento
	Kd [-]	0,87	Factor Tamaño Sedimento ($b/d_{50}=11.2$)
1985-2014	Sc [m]	5,61	Socavación Base
	Socavación Cepa [m]	4,98	Socavación Corregida
	Bulbo [m]	7,47	Extensión Aguas Arriba
2030-2059 SSP5-8.5	Sc [m]	6,28	Socavación Base
	Socavación Cepa [m]	5,57	Socavación Corregida
	Bulbo [m]	8,35	Extensión Aguas Arriba

Así, se tiene que la socavación total en las cepas del puente Guaiquillo es de aproximadamente 9 metros para la línea base y 12 metros para el futuro cercano bajo el escenario SSP5-8.5. Estos datos se observan en la Tabla 5-11.

Tabla 5-11: Socavación total en las cepas del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Periodo	Socavación Total [m]
1985-2014	9
2030-2059	12
Factor de Cambio	1,33

5.4.1.3. Socavación Local en Estribos del Puente

Por último, la Tabla 5-12 detalla la profundidad de socavación en los estribos sur y norte del puente Guaiquillo, arrojando valores de 3,7 metros aproximadamente para el periodo 1985-2014. Para el periodo futuro comprendido entre 2030-2059 con los coeficientes de duración de la tormenta de agosto, se obtuvieron 7,1 metros de socavación. En este caso también se determinaron estas socavaciones para el escenario más desfavorable.

Tabla 5-12: Socavación local en estribos del puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Parámetro		Estribo Sur	Estribo Norte	Comentario
Factores	K_{ϕ} [-]	1	1	Factor ángulo de esviaje. El puente se encuentra esviado en $\phi = 30^{\circ}$ con respecto al cauce.
	K_f [-]	0,5	0,5	Factor de forma. Valor adoptado producto que los estribos serán resguardados perimetralmente por un enrocado de protección de taludes 1:1.
	K_n [-]	2,65	2,66	Factor de profundidad del flujo
	K_i [-]	1	1	Factor de intensidad. Valor adoptado apelando a una condición desfavorable.
1985-2014	S_e [m]	3,75	3,70	Socavación al pie de estribo
	Bulbo [m]	19,67	19,47	-
2030-2059 SSP5-8.5	S_e [m]	7,15	7,08	Socavación al pie de estribo
	Bulbo [m]	19,67	19,47	-

Así, se tiene que la socavación total en los estribos del puente Guaiquillo es de aproximadamente 8 metros para la línea base y 14 metros para el futuro cercano bajo el escenario SSP5-8.5. Estos datos se observan en la Tabla 5-13.

Tabla 5-13: Socavación total en estribos de puente Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Periodo	Socavación Total [m]
1985-2014	8
2030-2059	14
Factor de Cambio	1,75

5.5. Hidrología Puente Lontué de FF.CC.

Se realizaron gráficos para investigar la posible correlación entre diversas variables y el caudal máximo anual registrado. En la Figura 5-13 se muestra un ejemplo del tipo de gráfico obtenido, donde en el eje de las ordenadas se encuentran los valores de caudal máximo anual y en el eje de las abscisas la precipitación registrada el mismo día en que se obtuvo dicho caudal en la estación Potrero Grande. Al trazar la tendencia lineal, el R^2 obtenido resulta de 0,281 lo que indica una falta de correlación significativa entre ambas variables, y, por ende, actuarían de forma independiente.

Este patrón se repite en todas las variables estudiadas, como se resume en la Tabla 5-14, donde ningún valor de R^2 supera los 0,3. Esto demuestra que no existe una correlación directa entre el caudal máximo y las variables de precipitación, línea de nieve y temperatura. Además, los gráficos muestran bastantes puntos sesgados, lo que refuerza la independencia de cada variable.

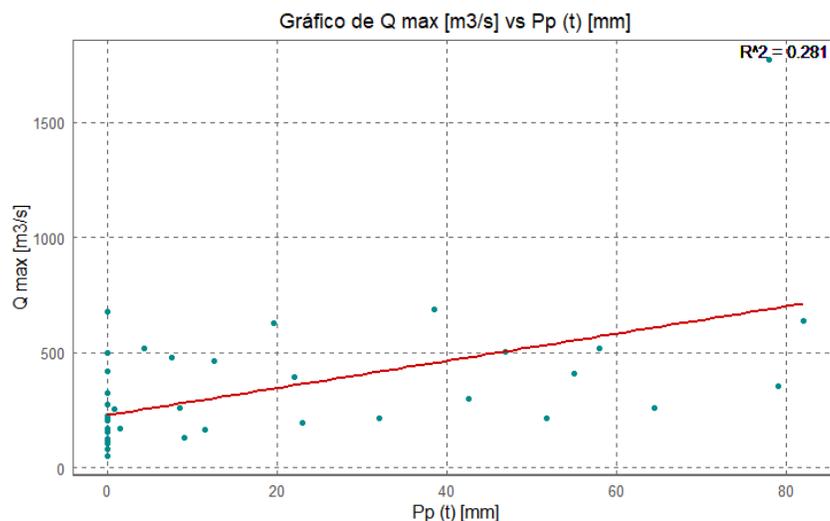


Figura 5-13: Gráfico de caudal máximo en función de la precipitación correspondiente a un tiempo t respectivo al día de máximo caudal registrado.

Tabla 5-14: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de caudal máximo en función de cada variable.

Caudal Máximo en función de variables		
Ordenada	Abscisa	R^2
Caudal Máximo (t)	Precipitación (t)	0,281
	Precipitación (t-1)	0,213
	Precipitación (t-2)	0,225
	Precipitación (t-3)	0,206
	tas min (t)	0,221
	tas min (t-1)	0,046
	tas min (t-2)	0,033
	tas min (t-3)	0,024
	tas media (t)	0,003
	tas media (t-1)	0,056
	tas media (t-2)	0,058
	tas media (t-3)	0,047
	tas max (t)	0,096
	tas max (t-1)	0,124
	tas max (t-2)	0,16
	tas max (t-3)	0,122
	Línea de Nieves (t)	0,207
	Línea de Nieves (t-1)	0,231

Caudal Máximo en función de variables		
Ordenada	Abscisa	R ²
	Línea de Nieves (t-2)	0,124
	Línea de Nieves (t-3)	0,027

Por otro lado, la Tabla 5-15 presenta un resumen de los R² obtenidos de los gráficos que relacionan la precipitación con la temperatura mínima, media y máxima. Se espera encontrar una relación entre ambas variables debido a la influencia de la temperatura en la línea de nieves y las áreas aportantes. A medida que la temperatura aumenta, la cota de línea de nieves se eleva, afectando la cantidad de área que contribuye al caudal debido al derretimiento de la nieve. Sin embargo, para este caso ocurre algo similar, donde todos los valores de este indicador están por debajo de 0,5, indicando que la precipitación registrada en la estación Potrero Grande no tiene una correlación directa con la temperatura. Es decir, a mayor precipitación no necesariamente corresponde una menor temperatura asociada.

Tabla 5-15: Resumen de R² obtenidos en los gráficos de precipitación en función de temperatura.

Precipitación en función de Temperatura		
Ordenada	Abscisa	R ²
Precipitación (t)	tas min (t)	0,041
	tas media (t)	0,077
	tas max (t)	0,18
Precipitación (t-1)	tas min (t-1)	0,002
	tas media (t-1)	0,357
	tas max (t-1)	0,435
Precipitación (t-2)	tas min (t-2)	0,002
	tas media (t-2)	0,113
	tas max (t-2)	0,208
Precipitación (t-3)	tas min (t-3)	0,119
	tas media (t-3)	0,018
	tas max (t-3)	0,119

En la Tabla 5-16 se observa la relación entre los periodos de retorno combinados de la precipitación y temperatura con el del caudal máximo. Este análisis se realizó para determinar si existe alguna interacción entre ambas variables climáticas que pudiera influir en el aumento de los caudales, considerando también el impacto en la línea de nieves. Los resultados indican que la probabilidad de ocurrencia conjunta de estas dos variables no muestra una relación directa con el periodo de retorno del caudal máximo, tal como lo reflejan los valores de R².

Tabla 5-16: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de periodo de retorno de caudal máximo en función del periodo de retorno combinado de precipitación y temperatura.

T del Caudal Máximo en función de T combinado		
Ordenada	Abscisa	R^2
T(Caudal Máximo) (t)	T(Precipitación) * T(tas min) (t)	0,674
	T(Precipitación) * T(tas min) (t-1)	0,035
	T(Precipitación) * T(tas min) (t-2)	0,227
	T(Precipitación) * T(tas min) (t-3)	0,889
	T(Precipitación) * T(tas media) (t)	0,011
	T(Precipitación) * T(tas media) (t-1)	0,002
	T(Precipitación) * T(tas media) (t-2)	0,002
	T(Precipitación) * T(tas media) (t-3)	0,003
	T(Precipitación) * T(tas max) (t)	0,004
	T(Precipitación) * T(tas max) (t-1)	0,012
	T(Precipitación) * T(tas max) (t-2)	0,013
	T(Precipitación) * T(tas max) (t-3)	0,01

Lo mismo se observa con los periodos de retorno de precipitación y temperatura considerados por separado, los cuales tampoco están correlacionados con el periodo de retorno del caudal. Por lo tanto, el supuesto de que la precipitación tiene un periodo de retorno igual al del caudal es incorrecto. Este es el supuesto en que se basa la DGA en varios de sus manuales. Gráficamente, esto se puede observar en la Figura 5-14, donde se muestra que una precipitación con un periodo de retorno de 2 años sobrestima el caudal generado en la cuenca. Esto podría ocasionar una percepción inadecuada del riesgo de aumentos de caudales extremos en la cuenca.

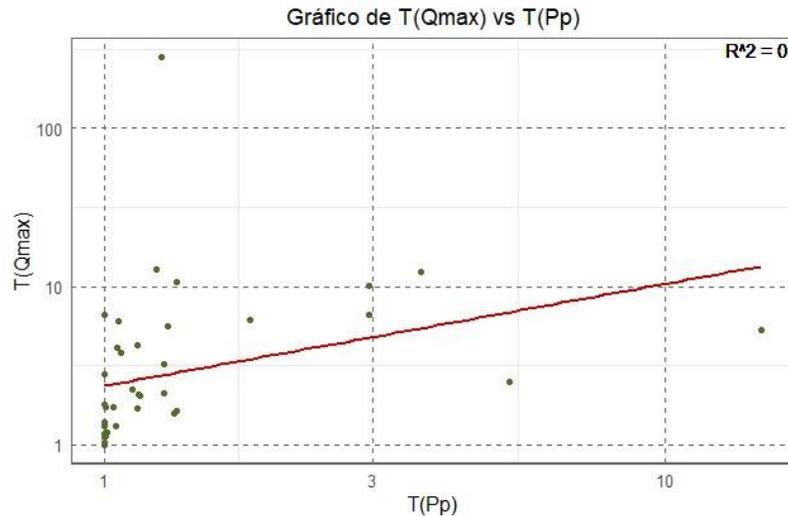


Figura 5-14: Gráfico del periodo de retorno del caudal máximo en función del periodo de retorno de la precipitación.

El análisis realizado demuestra que no existe una relación significativa entre el caudal máximo y las variables estudiadas. Esto queda respaldado en los valores de R^2 que en su mayoría son menores a 0,5, sugiriendo que la variabilidad del caudal máximo no puede ser explicada de manera significativa por las variaciones en la precipitación y la temperatura, tanto de manera individual como combinada. Estos resultados indican que las variables de precipitación y temperatura se deben tratar como independientes al momento de evaluar el caudal máximo en la cuenca, debido a la falta de correlación significativa entre estos factores.

5.5.1. Relación Línea de Nieves y Temperatura

La Figura 5-15 muestra el gráfico combinado de línea de nieves, registros obtenidos desde el Observatorio Andino, junto con las temperaturas mínima y máxima. El límite superior del área celeste corresponde a los registros de temperatura máxima y el límite inferior a la mínima. Se puede observar que, en algunos casos, los peaks de temperatura máxima coinciden con los peaks de cota de línea de nieves más alto en el día del evento, como ocurre en el año 2004. De manera similar, algunos peaks más bajos también corresponden a un descenso de la cota de la línea de nieves, como se observa en el año 2006.

Sin embargo, esto no se cumple para todos los registros. Existen casos en los que la cota de la línea de nieve aumenta, a pesar de que la temperatura mínima registrada es menor en comparación con otros años, como sucede en el año 2011. Esto indica que no siempre existe una correlación directa entre la temperatura y la línea de nieves, si no que pueden existir otros factores que influyan en su elevación registrada. Además, se realizaron los gráficos de dispersión que se muestran en la Figura 5-16, donde al igual que con los gráficos analizados en la sección anterior, no se observa

una correlación directa entre la línea de nieves y las temperaturas registradas, debido a que ambos gráficos presentan un R^2 bajo.

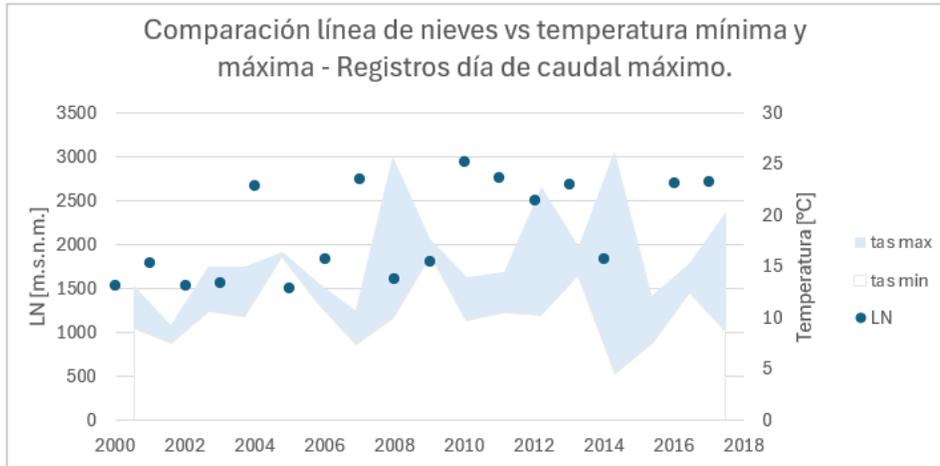


Figura 5-15: Gráfico comparativo entre línea de nieves y temperatura mínima y máxima.

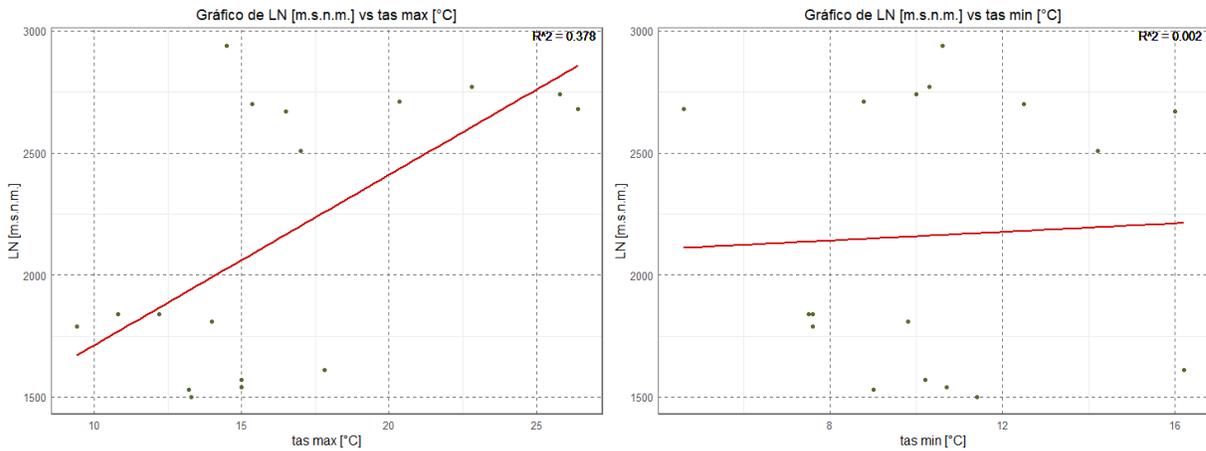


Figura 5-16: Gráficos de dispersión de línea de nieves en función de temperatura mínima y máxima.

Posteriormente, se determinaron los delta de temperatura media futuros, los cuales se muestran en la Tabla 5-17. El caso más desfavorable corresponde al delta de temperatura (promedio) entre el periodo observado (1985-2014) y el periodo futuro 2070-2099 bajo el escenario SSP5-8.5, registrando un aumento de 3,1°C. Para el periodo 2030-2059 bajo el escenario SSP5-8.5 y el periodo 2070-2099 bajo el escenario SSP2-4.5, se obtuvo un aumento muy similar de 2,3°C y 2,4°C, respectivamente. Por ello, para el cálculo de la futura línea de nieve, se optó por utilizar el delta de 2,4°C en ambos casos, y 1,5 y 3,1°C para los restantes.

Tabla 5-17: Promedio y deltas de temperatura.

PROMEDIO TEMPERATURAS (°C)		
AÑO	SSP2-4.5	SSP5-8.5
1985-2014	10,2	10,2
2030-2059	11,7	12,4
2050-2099	12,5	13,3
Δ(8514-3059)	1,5	2,3
Δ(8514-7099)	2,4	3,1

Luego, con los tres delta de temperatura ya estimados y utilizando el gradiente adiabático de 5,8°C/km, se calcularon las alturas de línea de nieves futura para cada caso. Los resultados se resumen en la Tabla 5-18 y en la Tabla 5-19 donde se muestran las alturas de línea de nieves adoptadas para cada escenario futuro con lo cual se calculó el área pluvial aportante.

Tabla 5-18: Línea de nieves futura adoptada.

Delta (°C)	HLN (m s.n.m.)	Adoptado (m s.n.m.)
1,5	2758,62	2750
2,4	2913,79	2900
3,1	3034,48	3050

Tabla 5-19: Altura de línea de nieves adoptada para periodos futuros cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.

ALTURA LÍNEA DE NIEVES ADOPTADA (m s.n.m.)		
AÑO	SSP2-4.5	SSP5-8.5
2030-2059	2750	2900
2070-2099	2900	3050

5.5.2. Hietograma de Precipitación Total y Precipitación Efectiva

Utilizando los coeficientes de duración mostrados en el acápite 5.1.2, se generan los hietogramas de precipitación total para cada escenario bajo análisis. Posteriormente, en la Tabla 5-20 se muestran los parámetros obtenidos para realizar los cálculos de precipitación efectiva. Se observa que, al igual que para la cuenca del Estero Guaiquillo, la curva número elegida para determinar la retención potencial máxima fue la CN III.

Tabla 5-20: Parámetros para el cálculo de precipitación efectiva para cuenca puente Lontué en puente Lontué de FF.CC.

Parámetros para cálculo de precipitación efectiva	
CN I: condición seca	51,68
CN II: condición normal	71,80
CN III: condición húmeda	85,41
S (mm) : Retención máxima potencial	43,37
Ia (mm): Abstracción Inicial	8,67

En la Figura 5-17 y Figura 5-18 se pueden observar los hietogramas de precipitación total y efectiva correspondientes al periodo observado, al periodo histórico utilizando el modelo CMCC_ESM2 y al periodo futuro utilizando el mismo modelo, ambos para el escenario SSP2-4.5. Estos hietogramas fueron los resultantes a partir de la utilización de los coeficientes de duración de la tormenta de agosto. En el Anexo A.9 se muestran los hietogramas restantes correspondientes a las distribuciones Varas Tipo III y Tormenta de Agosto, para el modelo CMCC_ESM2 y escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5.

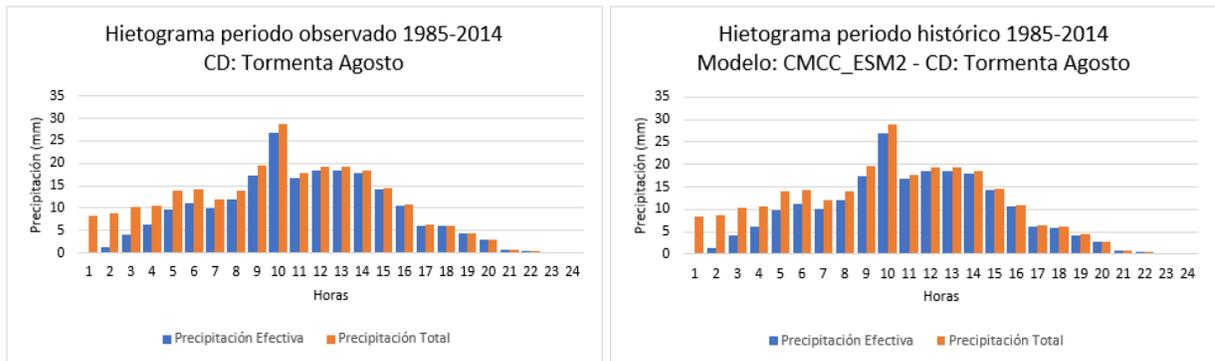


Figura 5-17: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo observado e histórico 1985-2014. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.

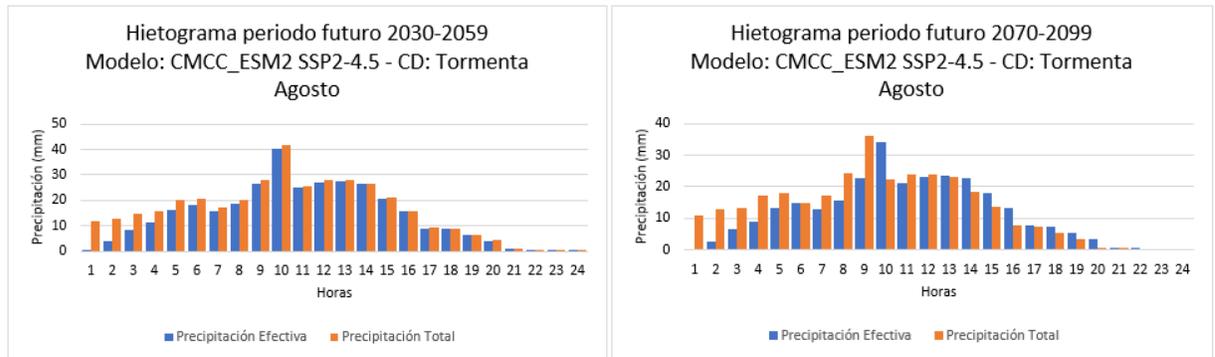


Figura 5-18: Hietograma de precipitación total y efectiva periodo futuro 2030-2059 y 2070-2099. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.

5.5.3. Hidrograma Unitario

Los parámetros necesarios para determinar el HUS para una elevación de línea de nieves de 2500 [m s.n.m.] se observan en la Tabla 5-21 y en la Figura 5-19 se muestra el HUS discretizado para la cuenca río Lontué para las elevaciones 2500, 2750, 2900 y 3050 [m.s.n.m.]. Los parámetros a los periodos futuros se encuentran en el Anexo A.6.

Tabla 5-21: Parámetros para determinar el Hidrograma Unitario Sintético. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.

Parámetros HUS LN: 2500 [m.s.n.m.]	
Tiempo base (hr)	51,2
Tiempo al peak (hr)	16,5
Caudal peak (l/s/mm)	1339,4

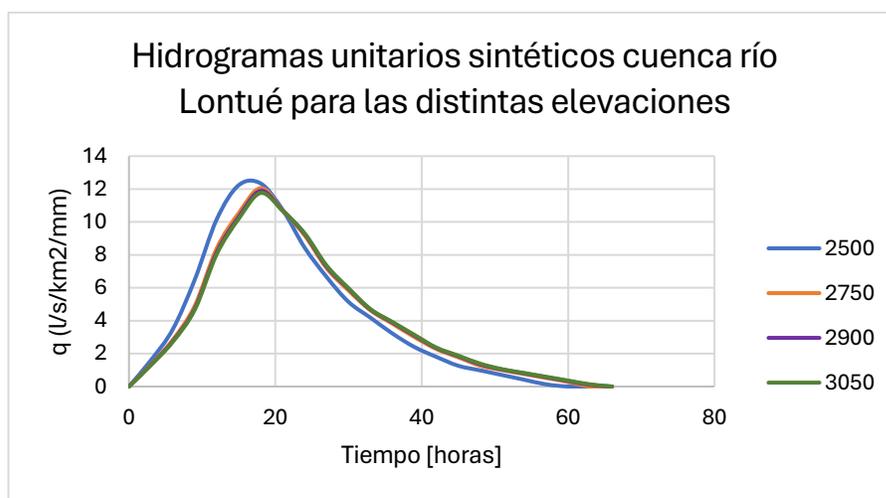


Figura 5-19: Hidrogramas Unitarios Sintéticos para lluvias de duración 3 horas para las elevaciones de línea de nieves de 2500, 2750, 2900 y 3050 [m s.n.m.]. Cuenca río Lontué en puente Lontué de FF.CC.

Utilizando los HUS discretizados asociados a cada elevación de línea de nieves y la precipitación efectiva, se generan los HED para cada escenario analizado. En la Figura 5-20 se muestra el HED correspondiente al periodo observado entre 1985 y 2014, junto al hietograma de precipitación efectiva correspondiente para los coeficientes de duración de la tormenta de agosto. Los HED restantes, correspondientes a las distribuciones Varas Tipo III y Tormenta de Agosto, para el modelo CMCC_ESM2 y los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5, se muestran en el Anexo A.9.

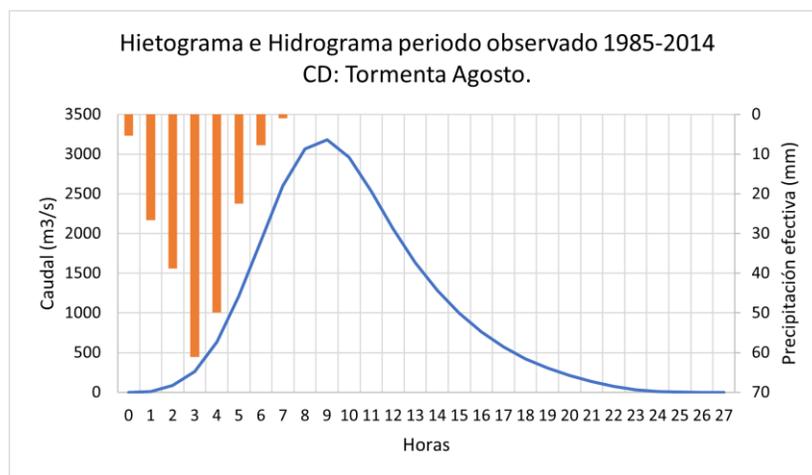


Figura 5-20: Hietograma de precipitación efectiva e hidrograma de escorrentía directa periodo observado 1985-2014 para distribución de Tormenta de Agosto. Cuenca del río Lontué en puente Lontué de FF.CC. LN=2500 [m s.n.m.].

Así, en la Figura 5-21 se muestran los HED obtenidos para cada caso analizado bajo los coeficientes de duración de la tormenta de agosto, donde se observa que los caudales más altos son los entregados para el futuro cercano para los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5.

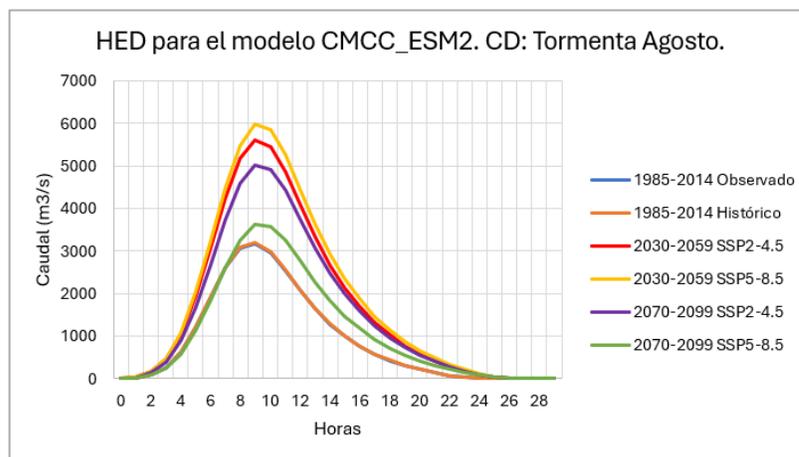


Figura 5-21: Hidrogramas de Escorrentía Directa obtenidos para el modelo CMCC_ESM2 utilizando los coeficientes de duración de la Tormenta de Agosto. Puente Lontué.

De esta manera, se obtiene el caudal máximo para cada uno de los escenarios analizados. En la Tabla 5-22 se presentan los caudales obtenidos para el periodo 1985-2014, considerando los cinco coeficientes de duración evaluados.

Tabla 5-22: Resumen de caudales máximos obtenidos para el periodo 1985-2014.

Periodo	Distribución	Caudal Máximo (m ³ /s)	
		Observado	CMCC_ESM2
1985-2014	Bloques Alternados	Observado	3095,96
		CMCC_ESM2	3201,08
	Varas Tipo III	Observado	2986,05
		CMCC_ESM2	3004,77
	ERA5	Observado	2912,96
		CMCC_ESM2	2930,94
	Tormenta Junio	Observado	2818,94
		CMCC_ESM2	2836,30
	Tormenta Agosto	Observado	3181,08
		CMCC_ESM2	3201,08

En la Tabla 5-23 y Tabla 5-24 se presentan los caudales máximos obtenidos junto con sus factores de cambio para los periodos 2030-2059 y 2070-2099, respectivamente. Al analizar los resultados obtenidos, se observa que en ambos periodos futuros y para los dos escenarios de emisión estudiados, los factores de cambio son superiores a 1, indicando que los caudales tienden a aumentar en comparación con el periodo observado. Asimismo, para el futuro cercano, estos valores son mayores que para el futuro lejano, lo que sugiere crecidas más pronunciadas. Esta tendencia es especialmente notable en el escenario de emisión SSP5-8.5, donde los caudales máximos determinados casi duplican en magnitud a los caudales observados.

Tabla 5-23: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2030-2059.

CMCC_ESM2	Distribución	Escenario	Periodo	Qmax (m ³ /s)	Factor de Cambio
	2030-2059	Bloques Alternados		SSP2-4.5	5494,01
SSP5-8.5			5871,75	1,90	
Varas Tipo III		SSP2-4.5	5239,58	1,75	
		SSP5-8.5	5620,32	1,88	
ERA5		SSP2-4.5	5084,83	1,75	
		SSP5-8.5	5434,51	1,87	
Tormenta Junio		SSP2-4.5	4944,21	1,75	
		SSP5-8.5	5289,04	1,88	
Tormenta Agosto		SSP2-4.5	5607,30	1,76	
		SSP5-8.5	5986,66	1,88	

Tabla 5-24: Caudal máximo y factor de cambio obtenido a partir del modelo CMCC_ESM2 para el periodo 2070-2099.

CMCC_ESM2	Distribución	Escenario	Periodo	Qmax (m ³ /s)	Factor de Cambio
	Bloques Alternados	SSP2-4.5		2070-2099	4930,35
SSP5-8.5		3557,38	1,15		
Varas Tipo III	SSP2-4.5	4731,05	1,58		
	SSP5-8.5	3443,19	1,15		
ERA5	SSP2-4.5	4572,69	1,57		
	SSP5-8.5	3328,69	1,14		
Tormenta Junio	SSP2-4.5	4450,39	1,58		
	SSP5-8.5	3232,40	1,15		
Tormenta Agosto	SSP2-4.5	5023,81	1,58		
	SSP5-8.5	3618,49	1,14		

Para una mayor simplificación de los cálculos y utilizando una metodología análoga a la aplicada en el puente Guaiquillo, se utiliza la Tabla 5-25 que muestra los caudales obtenidos para los periodos observados de 1985-2014 y 1991-2020. Al considerar este último periodo como referencia, se puede notar que, para los casos de las distribuciones Varas Tipo III, ERA5 y Tormenta Junio, la diferencia entre los caudales es cercana al 3%, lo que sugiere una similitud en el estudio y análisis de estos casos. Así, se opta por seleccionar la distribución Varas Tipo III, debido a que entrega el caudal más alto.

Por otro lado, también se estudia la distribución asociada al coeficiente de duración de la Tormenta de Agosto, dado que generó el caudal más elevado, lo que conlleva a estudiar el caso más desfavorable. Asimismo, respecto a la distribución de Bloques Alternados, el caudal queda dentro del rango de las otras distribuciones seleccionadas, por lo que no será necesario analizar los caudales de esta distribución.

Tabla 5-25: Caudales máximos (m³/s) obtenidos para periodos observados 1985-2014 y 1991-2020.

Distribución	1985-2014	1991-2020
Bloques Alternados	3095,96	3309,55
Varas Tipo III	2986,05	3192,03
ERA5	2912,96	3110,74
Tormenta Junio	2818,94	3009,90
Tormenta Agosto	3181,08	3401,19

En consecuencia, se seleccionaron las distribuciones Varas Tipo III y Tormenta Agosto para llevar a cabo los estudios de socavación del puente. Además, el análisis se centrará únicamente en el periodo 2030-2059 para las proyecciones futuras, ya que en este intervalo se registraron los caudales más altos. Asimismo, se optó por analizar el escenario SSP5-8.5, dado que presenta caudales mayores y la diferencia entre escenarios no es significativa. La Tabla 5-26 presenta los

caudales resultantes de estas reducciones de datos, los cuales se ingresarán en HEC-RAS para su posterior análisis.

Tabla 5-26: Caudales seleccionados para estudio de socavación del puente Lontué de FF.CC.

Distribución	Periodo	Escenario	Qmax (m³/s)
Varas Tipo III	1985-2014	-	2986,05
	2030-2059	SSP5-8.5	5620,32
Tormenta Agosto	1985-2014	-	3181,08
	2030-2059	SSP5-8.5	5986,66

5.6. Hidráulica Fluvial Puente Lontué de FF.CC.

Utilizando los valores de caudal máximo e introduciéndolos en el modelo HEC-RAS, se generó el siguiente modelo hidráulico del lecho que contiene al puente ferroviario Lontué junto al puente de vialidad. Esto se muestra en la Figura 5-22, donde se observa el lecho con el caudal correspondiente al periodo observado de la distribución de Tormenta Agosto. Se destaca la ubicación del puente ferroviario entre los perfiles 9 y 10, mientras que entre los perfiles 10 y 11 se encuentra el puente de vialidad.

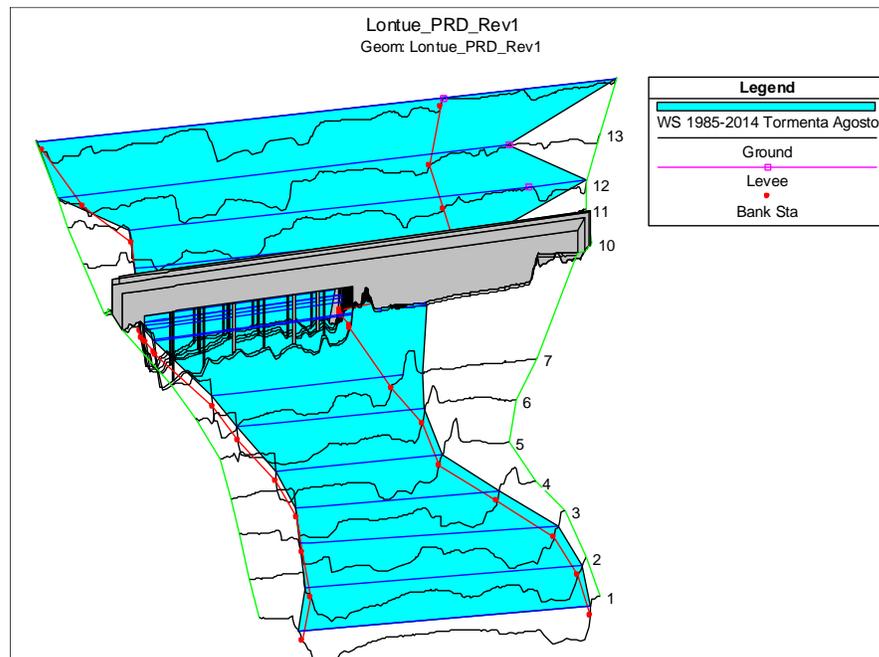


Figura 5-22: Modelación del lecho del río Lontué en HEC-RAS. Perspectiva X-Y-Z. Periodo: 1985-2014. Distribución: Tormenta Agosto. Caudal: 3181,08 m³/s.

A partir de la modelación del lecho, se han obtenido los ejes hidráulicos y los números de Froude correspondientes a cada perfil modelado. En la Figura 5-23 se muestra el eje hidráulico

para el caudal 5986,66 m³/s asociado al periodo 2030-2059, escenario SSP5-8.5 y distribución Tormenta Agosto, destacando la presencia del puente ferroviario Lontué en el rectángulo delgado de la derecha y el puente de vialidad en el rectángulo más ancho de la izquierda. En el Anexo B.2 se muestran los ejes hidráulicos de los otros tres caudales estudiados.

Por otro lado, la Figura 5-24 muestra gráficamente el número de Froude calculado por el programa para este mismo perfil analizado. Se observa que tanto el Froude de toda la sección como el del canal principal son menores a uno para la zona aguas arriba y aguas abajo del puente ferroviario y de vialidad. Esto indica que se tiene un flujo subcrítico, es decir, se conserva el régimen de río y, por lo tanto, el puente no logra imponer crisis.

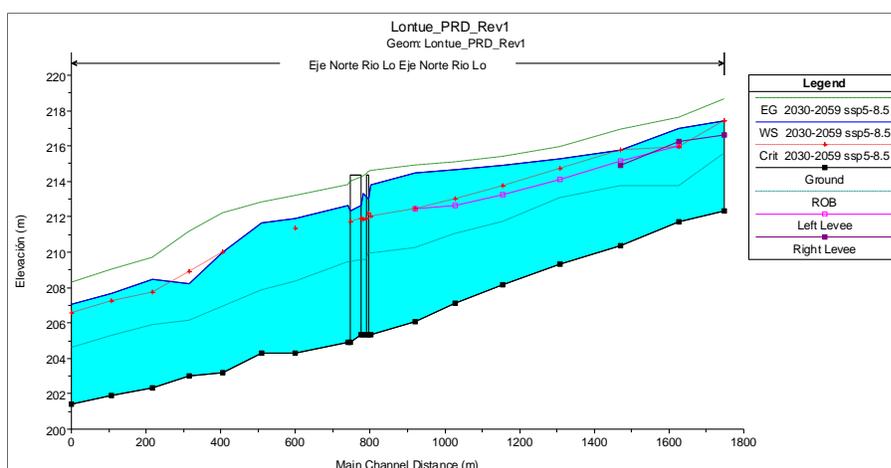


Figura 5-23: Eje hidráulico en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario y de vialidad. Caudal: 5986,66 m³/s. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5

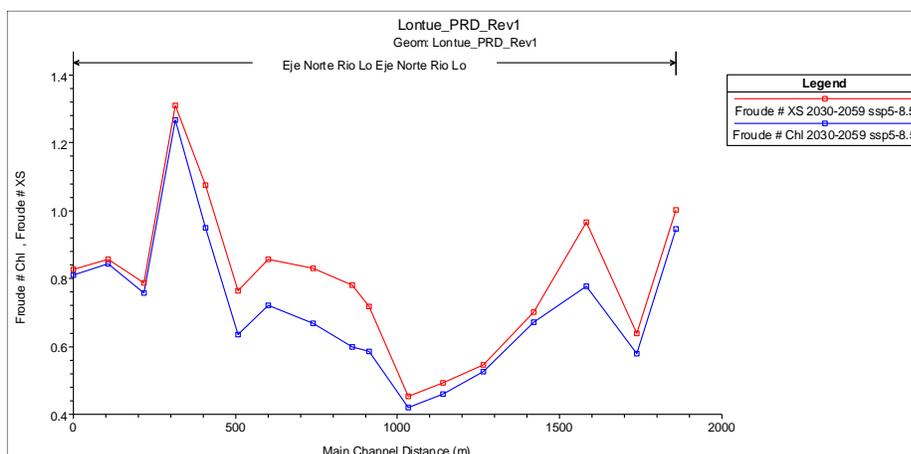


Figura 5-24: Número de Froude en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario y de vialidad. Caudal: 5986,66 m³/s. Distribución: Tormenta Agosto. Escenario: SSP5-8.5

5.7. Mecánica Fluvial Puente Lontué de FF.CC.

5.7.1. Cálculo de Socavaciones

5.7.1.1. Socavación General del Lecho

En la Tabla 5-27 se presentan los resultados del cálculo de socavación general para los siguientes perfiles: el perfil 8, que representa la zona aguas abajo del puente Lontué de vialidad, el perfil 9, correspondiente a la zona aguas arriba del puente de vialidad y aguas abajo del puente ferroviario, y el perfil 10, que representa la zona aguas arriba del puente ferroviario.

Tabla 5-27: Resultados del cálculo de socavación general en el puente Lontué. Distribuciones: Varas Tipo III y Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014 y 2030-2059 para el escenario SSP5-8.5

Socavación General [m]						
Identificación				Método		
Perfil	Distribución	Periodo	Escenario	Neill (d84)	Neill (d90)	Lischvan-Levediev
8	Varas Tipo III	1985-2014	-	0,66	0,42	0,51
		2030-2059	SSP5-8.5	2,09	1,75	1,59
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	0,77	0,52	0,58
		2030-2059	SSP5-8.5	2,20	1,85	1,65
9	Varas Tipo III	1985-2014	-	0,45	0,22	0,33
		2030-2059	SSP5-8.5	1,37	1,05	0,94
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	0,53	0,29	0,38
		2030-2059	SSP5-8.5	1,35	1,02	0,89
10	Varas Tipo III	1985-2014	-	0	0	0
		2030-2059	SSP5-8.5	0	0	0,10
	Tormenta Agosto	1985-2014	-	0	0	0
		2030-2059	SSP5-8.5	0	0	0,10

Se observa que las socavaciones son mayores en el perfil 8, alcanzando los dos metros para el futuro cercano y menores en el perfil 10, siendo en su mayoría nulas. En particular, las socavaciones para la línea base son menores a un metro, y se puede ver que en el perfil aguas arriba del puente ferroviario (perfil 10) no influye la acción de la socavación. La máxima magnitud alcanzada es de 2,2 metros en el perfil aguas abajo del puente ferroviario bajo la distribución Tormenta Agosto para el futuro cercano. Este caso se observa gráficamente en la Figura 5-25, donde las rectas verticales representan la posición donde se encuentran las cepas del puente de vialidad.

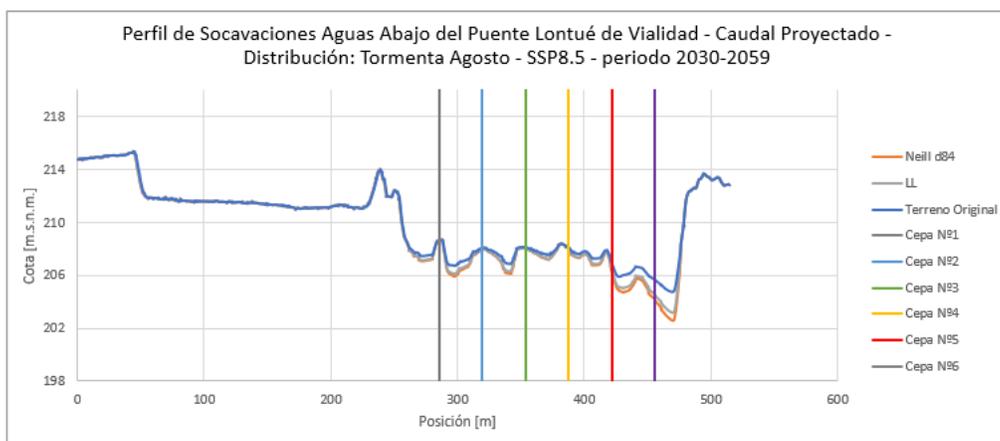


Figura 5-25: Perfil de socavaciones entre puente Lontué ferroviario y de vialidad. Distribución: CD Tormenta Agosto – SSP5-8.5 – periodo 2030-2059.

5.7.1.2. Socavación Local en las Cepas del Puente

La Tabla 5-28 muestra los valores de socavación local en las cuatro cepas del puente ferroviario Lontué bajo el escenario más desfavorable. Para la línea base, se alcanzó una profundidad de 1,74 metros, mientras que para el periodo futuro se obtuvo una socavación máxima de 1,82 metros. Se puede observar que el aumento de socavación registrado es bastante similar entre ambos escenarios, a pesar del considerable incremento en el caudal. Entre un periodo y otro, se registra un aumento de aproximadamente 0,1 metros.

Tabla 5-28: Socavación local en cepas del puente Lontué de FF.CC. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Parámetro		Comentario	Cepa 1 (Norte)	Cepa 2	Cepa 3	Cepa 4 (Sur)
Factores	Ks [-]	Factor Forma L/b=6	0,7	0,7	1	0,7
	Kw [-]	Factor Esviaje	1	1	1	1
	Kg [-]	Factor de Dispersión (sigma=11.8)	0,55	0,55	0,55	0,55
	Kgr [-]	Factor de Grupo, 3b<e<15b	1	1	1,15	1
	Kr [-]	Factor de Afloramiento	1,06	1,04	1,04	1,04
	Kd [-]	Factor Tamaño Sedimento	0,94	0,94	0,76	0,94
1985-2014	Sc [m]	Socavación Base	4,55	4,12	1,99	4,43
	Socavación Cepa [m]	Socavación Corregida	1,74	1,54	0,99	1,66
	Bulbo [m]	Extensión Aguas Arriba	2,61	2,32	1,49	2,50

2030-2059 SSP5-8.5	Sc [m]	Socavación Base	4,75	4,64	2	4,72
	Socavación Ceba [m]	Socavación Corregida	1,82	1,74	1	1,77
	Bulbo [m]	Extensión Aguas Arriba	2,66	2,43	1,49	2,56

Luego, se tiene que la socavación total en las cepas del puente es de aproximadamente 2,5 metros para la línea base y 4 metros para el futuro cercano bajo el escenario SSP5-8.5. Estos datos se observan en la Tabla 5-29

Tabla 5-29: Socavación total en las cepas del puente Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Periodo	Socavación Total [m]
1985-2014	2,5
2030-2059	4
Factor de Cambio	1,6

5.7.1.3. Socavación Local en Estribos del Puente

La Tabla 5-30 detalla la profundidad de socavación en los estribos sur y norte del puente ferroviario Lontué bajo el escenario más desfavorable. Para el periodo 1985-2014, se obtuvieron valores de socavación de 0,57 metros en el estribo sur y 0,33 metros en el estribo norte. En el escenario futuro, estos valores no muestran un aumento significativo, con profundidades de 1,16 metros para el estribo sur y 0,55 metros para el estribo norte.

Tabla 5-30: Socavación local en estribos del puente Lontué de ferrocarriles. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Parámetro		Estribo Sur	Estribo Norte	Comentario
Factores	K(phi) [-]	1	1	Factor ángulo de esviaje
	Kf [-]	1	0,45	Factor de forma
	Kh [-]	1,45	1,45	Factor de profundidad del flujo
	Kg [-]	0,55	0,55	-
	Ki [-]	0,69	0,93	Factor de intensidad
1985-2014	Sc [m]	0,57	0,33	Socavación al pie de estribo
	Bulbo [m]	1,56	0,92	-
2030-2059 SSP5-8.5	Sc [m]	1,16	0,55	Socavación al pie de estribo
	Bulbo [m]	3,20	1,52	-

Así, se tiene que la socavación total en los estribos del puente Lontué es de aproximadamente 1,3 metros para la línea base y 3,4 metros para el futuro cercano bajo el escenario SSP5-8.5. Estos datos se observan en la Tabla 5-31.

Tabla 5-31: Socavación total en los estribos del puente Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto.

Periodo	Socavación Total [m]
1985-2014	1,34
2030-2059	3,36
Factor de Cambio	2,5

Capítulo 6: Discusión

6.1. Hidrología

El análisis de los caudales de crecida de ambas cuencas pertenecientes a la región del Maule, una pluvial y otra pluvio nival, revela los comportamientos proyectados de fenómenos extremos y su implicancia en los puentes estudiados. Los resultados obtenidos a partir del estudio hidrológico de ambas cuencas indican variaciones significativas entre el presente y los escenarios de cambio climático futuro. Esto se ve reflejado a través de los factores de cambio determinados tanto para los caudales como también para los volúmenes de agua entre los periodos analizados.

La Figura 6-1 muestra los factores de cambio calculados para el volumen de agua futuro en comparación con el volumen de agua registrado en la línea base. Los valores correspondientes al puente Lontué están representados en tonalidades azules, mientras que los del puente Guaiquillo están en naranjas. En la mitad izquierda del gráfico se presentan los factores de cambio para el futuro cercano: las dos primeras columnas pertenecen al escenario SSP2-4.5 y los dos siguientes al escenario SSP5-8.5. En la mitad derecha del gráfico se muestran los factores correspondientes al futuro lejano.

Se destaca que el factor de cambio para el puente Lontué es mayor que el del puente Guaiquillo, lo cual es esperable dado que se produce una expansión del área aportante debido a los cambios en la altura de la línea de nieves. Además, se observa que en todos los casos estudiados para el puente Lontué, el volumen de agua disponible en la cuenca aumenta en el futuro, llegando a duplicarse en el periodo 2030-2059 bajo el escenario SSP5-8.5. Para el puente Guaiquillo, se registra un aumento del volumen en la mayoría de los casos, excepto en el periodo 2070-2099, donde se observa un factor de cambio menor a 1, indicando una disminución en el volumen disponible.

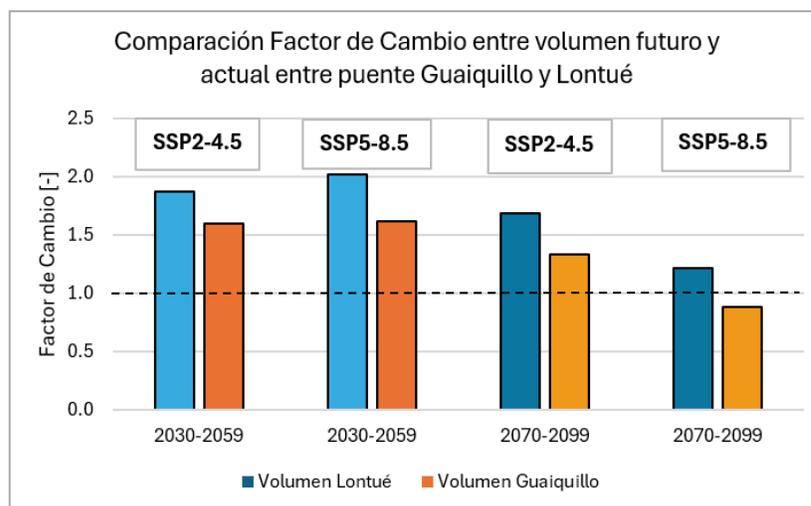


Figura 6-1: Gráfico comparativo de FC entre volumen de los puentes Guaiquillo y Lontué.

En la Figura 6-2 se presenta una comparación de los factores de cambio asociados al futuro cercano entre el puente Lontué y el puente Guaiquillo, bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5, denotados como 1 y 2 en el gráfico, respectivamente. Se puede observar que, en todos los casos analizados, los caudales tienden a aumentar más de un 50%. Además, este aumento es mayor en el puente Lontué que en el Guaiquillo. Esto se debe a que, con un delta de temperatura positivo en el futuro, se produce una expansión del área aportante debido a los cambios en la altura de la línea de nieves, incrementando el volumen total de agua y, en consecuencia, contribuyendo con caudales adicionales que no se consideraban en la línea base.

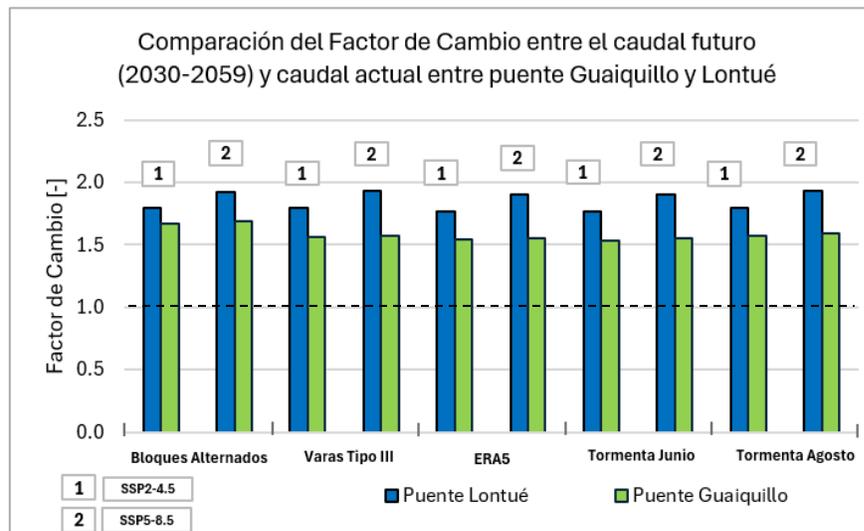


Figura 6-2: Gráfico comparativo de FC entre el caudal del futuro cercano y el caudal actual para puente Guaiquillo y Lontué.

Algo similar ocurre para el futuro lejano, como se muestra en la Figura 6-3, donde los factores de cambio son mayores para el puente Lontué. Sin embargo, se puede observar que la magnitud de estos valores es menor en comparación con el período 2030-2059. Incluso, en el escenario SSP5-8.5 para el puente Guaiquillo, los factores de cambio son menores a 1, lo que indica un caudal máximo futuro inferior en comparación con la línea base. Esto último ocurre debido a que este tipo de cuenca está dominada por la precipitación, la cual disminuye en dicho periodo. En la Figura 6-4 se puede observar este comportamiento, el cual, si el factor de cambio de precipitación es mayor a 1, el factor del caudal también y viceversa. Esta tendencia también se refleja en el gráfico de la comparación de volúmenes, mostrando una concordancia entre los resultados.

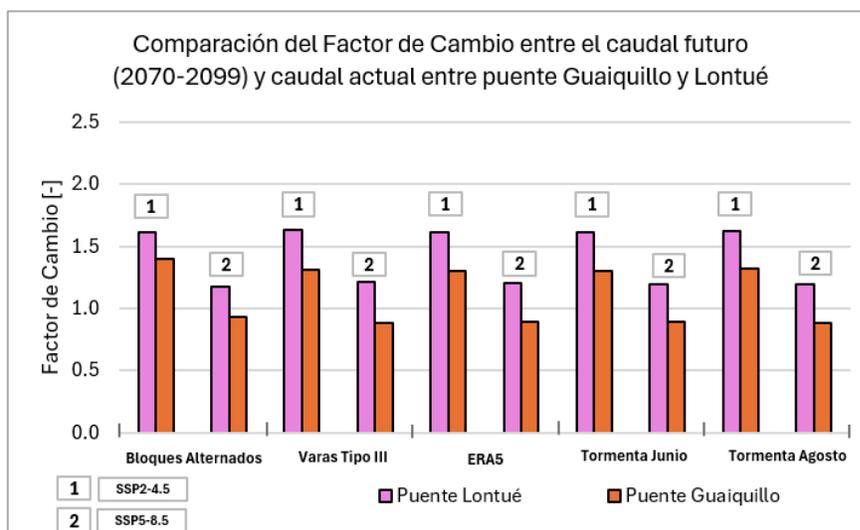


Figura 6-3: Gráfico comparativo de FC entre el caudal del futuro lejano y el caudal actual para puente Guaiquillo y Lontué.

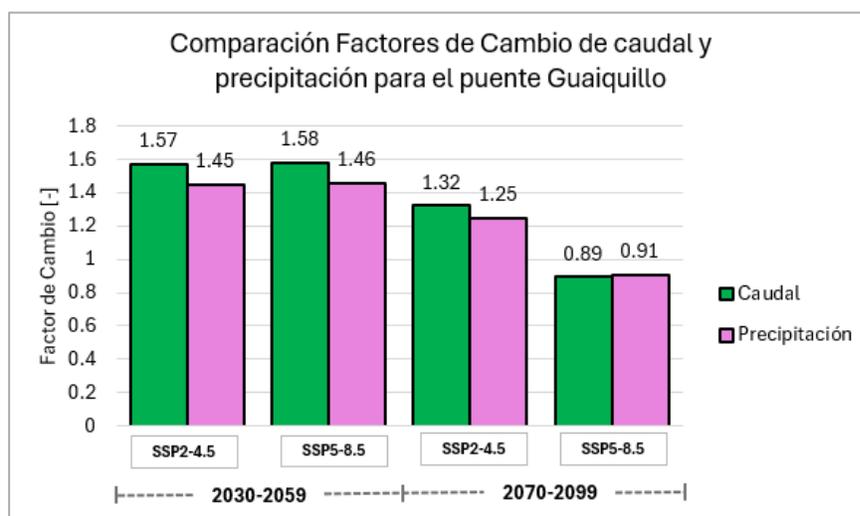


Figura 6-4: Gráfico comparativo entre factores de cambio de caudal y precipitación para la cuenca del Estero Guaiquillo.

A raíz del análisis anterior, se puede deducir que en cuencas pluvio nivales o nivo pluviales, el factor de cambio de los caudales será mayor en comparación con una cuenca únicamente pluvial. Esto se debe a que, en proyecciones futuras, el aumento en la altura de la línea de nieves genera un incremento en el volumen de agua disponible, lo que, sumado a otras variables climáticas, contribuye al aumento del caudal.

Además, se observa que mientras mayor es el área de la cuenca, menor es el factor de cambio. Esto se debe a que, en cuencas más grandes, los parámetros del HUS entregan un tiempo al peak mayor, lo que atenúa la onda del hidrograma y genera peaks de caudal unitario menores en

comparación con cuencas más pequeñas. Por ejemplo, si el área de la cuenca del puente Lontué se mantuviera fija y los factores de cambio calculados anteriormente se normalizan según el área correspondiente, se observa el peak por área mostrado en la Figura 6-5. Aquí se puede notar que, a medida que el área aumenta, es decir, a alturas de línea de nieves mayores, el peak por área tiende a disminuir. Por lo tanto, lo que domina el efecto del caudal peak son las nuevas áreas aportantes.

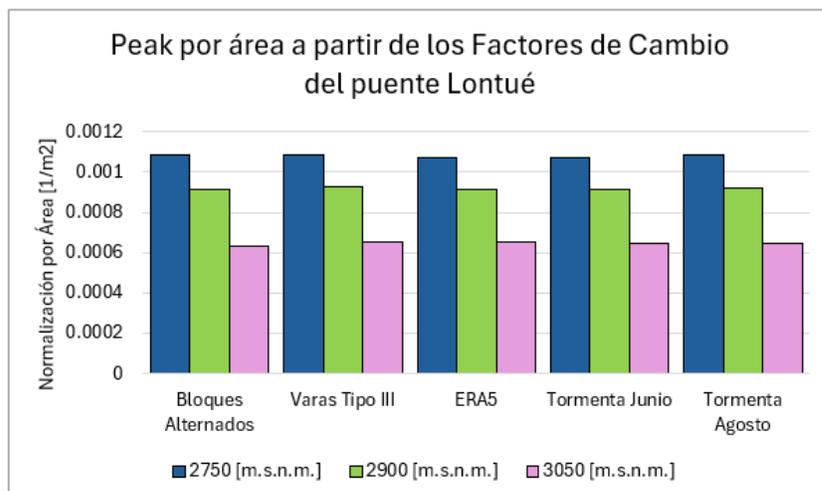


Figura 6-5: Peak por área a partir de los FC del puente Lontué.

6.1. Diseño de Obras

6.1.1. Diagnóstico Puente Guaiquillo de FF.CC.

6.1.1.1. N.A.M. y Revancha Puente Guaiquillo

El nivel de aguas máximo (N.A.M.) en una obra hidráulica, como un puente, representa la altura máxima que el agua del cauce puede alcanzar sin ocasionar daños significativos a la estructura. Al analizar el perfil transversal del puente para el escenario más desfavorable, en el cual un caudal máximo de 2145,6 m³/s fluye bajo el puente según el escenario SSP5-8.5 para el período 2030-2059, se observa que la altura máxima del agua en esta situación se sitúa por debajo de la parte inferior de la losa del puente, como se muestra en la Figura 6-6.

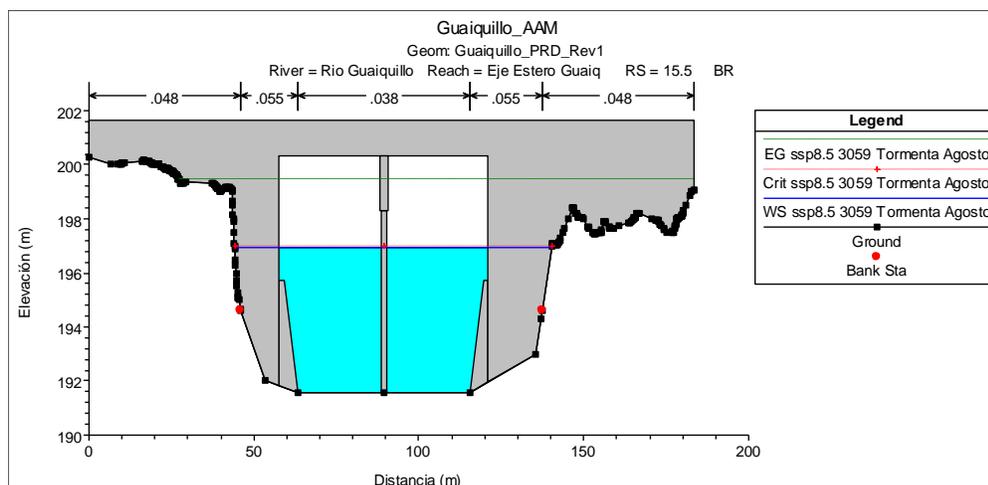


Figura 6-6: Perfil transversal puente Guaiquillo downstream. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5

De este modo, al examinar la figura, se evidencia que la distancia entre la parte inferior de la losa del puente y la altura máxima del agua supera el metro, cumpliendo así el requisito de diseño que establece una revancha mínima de un metro, según lo indicado en el manual de carreteras. Debido a esto, se puede deducir que, ante estos caudales de crecida proyectados, el puente no debería experimentar problemas al enfrentarse a tales situaciones, en cuanto a altura de escurrimiento, ya que cumple con el nivel máximo de aguas y la revancha establecida. Por lo tanto, en escenarios de cambio climático, la altura de construcción del puente pareciera ser adecuada. De todas formas, se sugiere chequear esta aseveración caso a caso.

6.1.1.2. Coronamiento Lateral Puente Guaiquillo

Al analizar la Figura 6-6, se tiene que el nivel del agua sobrepasa la parte superior de los enrocados laterales por 1,54 metros. Conforme al Manual de Carreteras, sección 3.708.302 del Volumen 3, una práctica recomendada en el diseño de defensas fluviales implica establecer el N.A.M. y luego agregar medio metro adicional para una crecida de diseño de T=100 años. En este contexto, el nivel máximo de agua alcanzado es de aproximadamente 197 metros, lo que sugiere que la parte superior del enrocado de defensa fluvial debe situarse a una elevación mínima de 197,5 metros.

Por otro lado, al considerar el caudal obtenido para el periodo 1985-2014 a partir de los CD de la Tormenta de Agosto, se observa que la elevación de la superficie del agua no sobrepasa la cota de la parte superior del enrocado. Sin embargo, la diferencia entre ambas alturas es de 0,18 metros, lo que queda por debajo de la revancha de diseño de 0,5 metros. Por lo tanto, tampoco se cumple con este criterio de diseño. El perfil transversal que muestra lo señalado anteriormente se observa en la Figura 6-7.

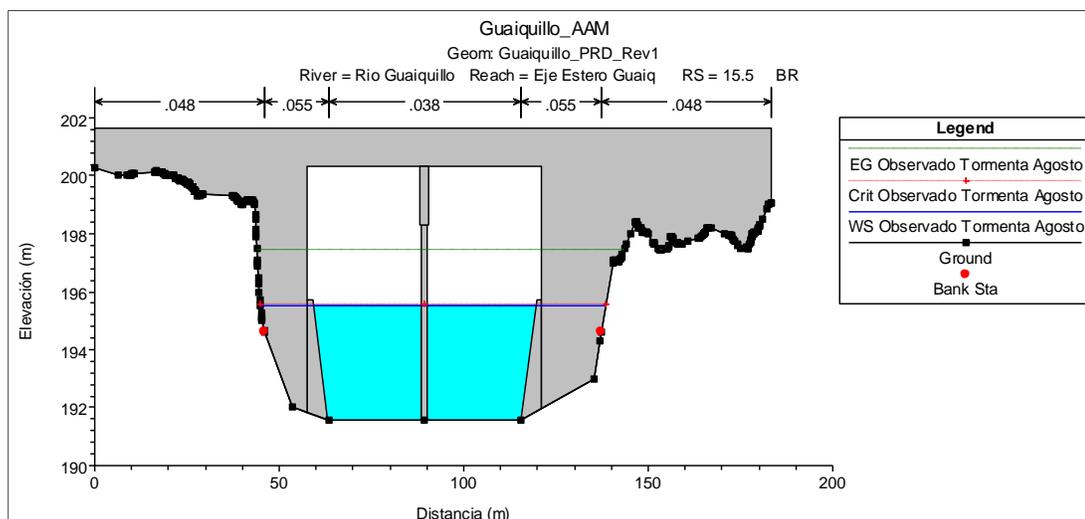


Figura 6-7: Perfil transversal puente Guaiquillo downstream. Distribución: CD Tormenta Agosto. Período: 1985-2014.

En estos casos, teóricamente se debería aumentar la altura de las defensas laterales. Sin embargo, dado que se debe mantener un talud constante de 1:1, al elevar la cota de coronamiento de estos enrocados, la caja del río se reduciría, lo que podría provocar un aumento en la altura de escurrimiento, o bien, un aumento en las velocidades de flujo en la sección. Para salvaguardar lo anterior, sería necesario aumentar la luz del puente para proporcionar una mayor sección de escurrimiento al río. Sin embargo, esta solución depende de cada caso específico y de cómo el puente se adapte al entorno. Dado que en este caso el puente ya está emplazado, se recomienda realizar un seguimiento y mantenimiento regular, para tomar acciones en el caso de que se sobrepase esta cota de coronamiento de los enrocados laterales.

6.1.1.3. Fundaciones Puente Guaiquillo

Según los planos del puente Guaiquillo, se tiene que los pilotes de hormigón se encuentran enterrados 25 metros bajo el fondo del Estero Guaiquillo, como se observa en el plano del Anexo C.1.

Dado que la socavación total máxima asociada al caudal más adverso para las cepas del puente es de aproximadamente 14 metros, se puede inferir que, bajo este escenario de cambio climático, las fundaciones del puente no estarán expuestas a la socavación. Incluso hay un amplio margen antes de que esto ocurra. Por lo tanto, es razonable concluir que el puente Guaiquillo no debería experimentar problemas estructurales en sus pilotes durante períodos de crecida, gracias a la profundidad de fundación de los pilotes.

Sin embargo, se debe considerar un segundo factor constructivo aparte de la fundación del pilote a un estrato competente. Este segundo factor es la fricción en el contorno del pilote, ya que necesita una resistencia por roce del suelo circundante para mantenerse estable y evitar que se caiga. A raíz de esto, se puede concluir que, en cuanto a la base de fundación del pilote, el diseño

es correcto. No obstante, no se puede dar una conclusión determinística, ya que se debe considerar tanto el diseño del pilote como la fricción alrededor de este, y no solo su base de fundación.

6.1.1.4. Defensas Fluviales Puente Guaiquillo

A partir de los datos entregados, se emplazaron enrocados laterales con rocas de $W50=300\text{kg}$ consolidadas con hormigón G-10, equivalente a $W50=450\text{ kg}$. Tras calcular la velocidad admisible para estos enrocados, se determinó que es de $5,42\text{ m/s}$.

Al observar el perfil de velocidades más desfavorable, representado en la Figura 6-8 para el escenario observado y en la Figura 6-9 para el escenario futuro, se observa que las velocidades registradas en el lado derecho del lecho se muestran en azul y en verde las del lado izquierdo. La velocidad media registrada es de $1,51\text{ m/s}$ para la línea base y de $2,15\text{ m/s}$ para el futuro cercano, aguas abajo del puente Guaiquillo. Esta velocidad está por debajo de la velocidad admisible, lo que confirma que el peso del enrocado colocado en los laterales es apropiado.

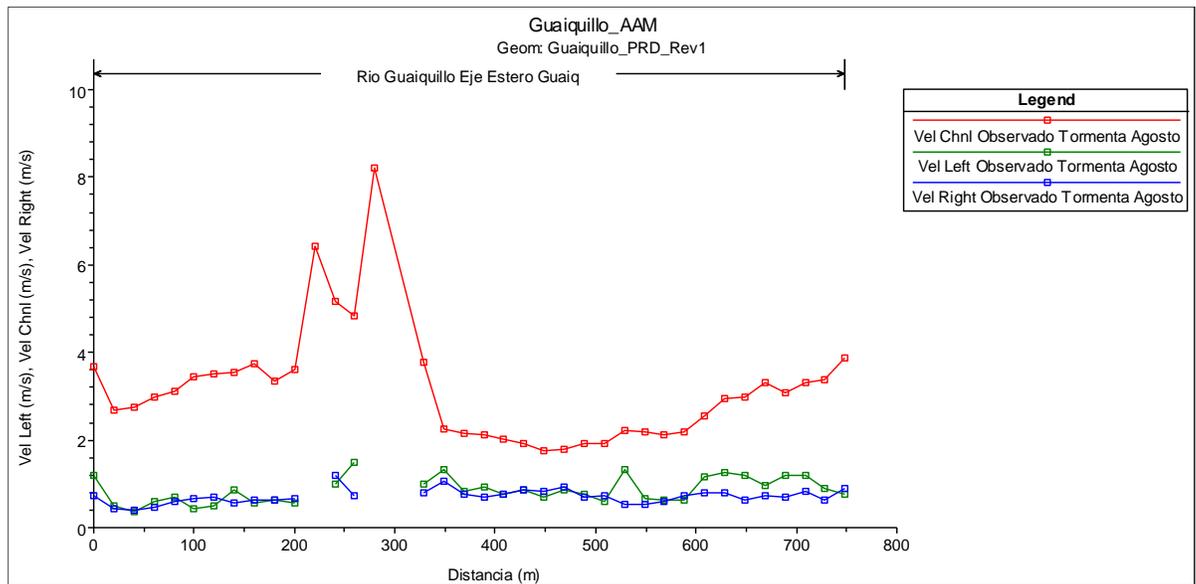


Figura 6-8: Perfil de velocidades en el estero Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.

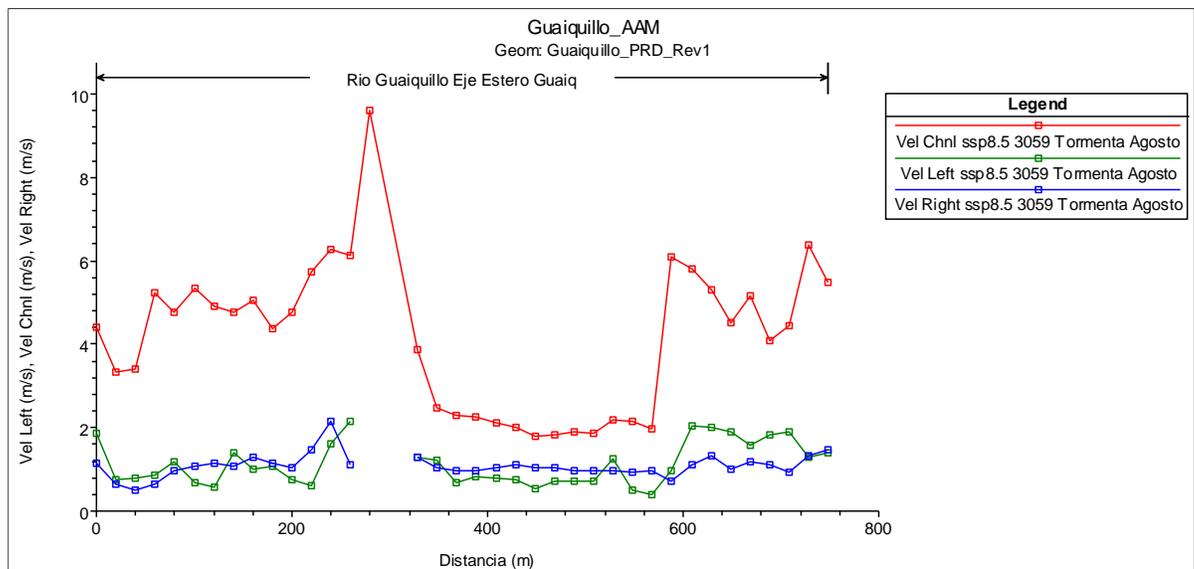


Figura 6-9: Perfil de velocidades en el estero Guaiquillo. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5

Por otro lado, se construyó un enrocado de fondo proyectado alrededor de la cepa central del puente Guaiquillo, el cual se encarga de controlar las socavaciones en la cepa. Para este enrocado, se utilizaron rocas de $W_{50}=450$ kg con hormigón pobre, el cual aumenta el peso nominal de la roca en un 50%, lo que resulta en un $W_{50}=675$ kg. Al determinar la velocidad máxima admisible se obtiene que es de 6,5 m/s. Sin embargo, la velocidad media registrada en el centro del lecho alcanza los 8,2 m/s para la línea base y 9,6 m/s para el periodo futuro, como se muestra en los gráficos en color rojo. Por lo tanto, se concluye que el peso del enrocado no es óptimo para resistir la velocidad generada en este punto crítico. Se sugiere proyectar un nuevo enrocado de fondo o fortalecer el existente, aumentando así el peso de las rocas y, en consecuencia, las velocidades admisibles.

6.1.2. Diagnóstico Puente Lontué de FF.CC.

6.1.2.1. N.A.M. y Revancha Puente Lontué

Al analizar el perfil transversal del puente ferroviario Lontué bajo el escenario más desfavorable, mostrado en la Figura 6-10, se observa que la altura máxima de escurrimiento de agua se sitúa a aproximadamente 213 metros de elevación, mientras que el puente alcanza una elevación de 214,5 metros. Esto evidencia que la distancia entre ambas cotas es de 1,5 metros, lo cual cumple con el requisito de diseño establecido en el manual de carreteras que establece una revancha mínima de un metro para el diseño de un puente con un periodo de retorno de 100 años.

Debido a lo explicitado, se puede deducir que, ante los caudales de crecida proyectados, el puente Lontué no debería experimentar problemas relacionados con la altura de escurrimiento, ya que cumple con el nivel máximo de aguas y la revancha establecida. Por lo tanto, en escenarios de cambio climático, la altura de construcción del puente parece ser adecuada.

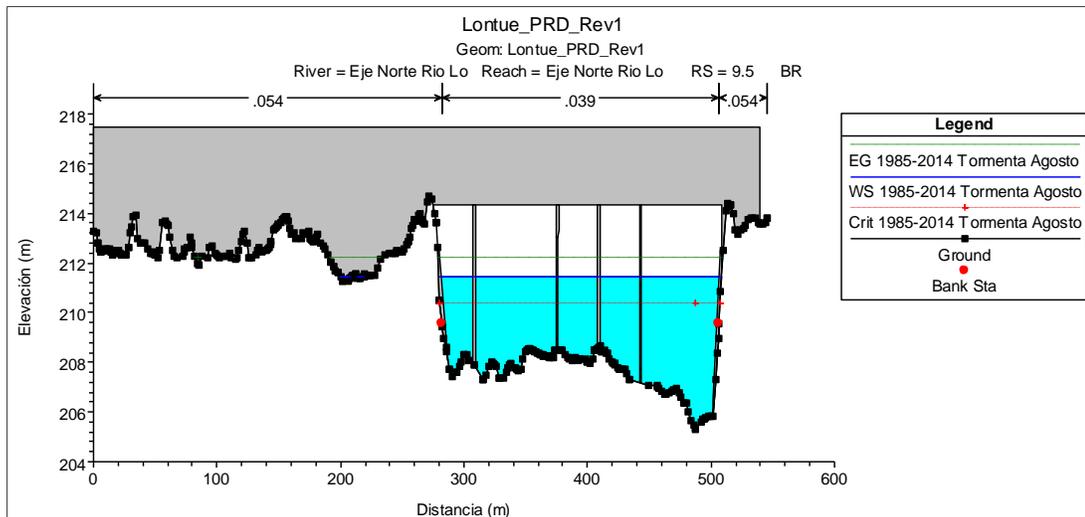


Figura 6-11: Perfil transversal puente Lontué de FF.CC. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.

6.1.2.3. Fundaciones Puente Lontué

Los planos del puente ferroviario Lontué indican que los pilotes están enterrados aproximadamente 8 metros, materializados en base a durmientes de acero anclados en el terreno como también micropilotes. Un extracto de este plano se puede observar en el Anexo C.2. Los cálculos de socavaciones totales en las cepas registraron una socavación de 2,5 metros para la línea base y de 4 metros para las proyecciones del futuro cercano bajo el escenario SSP5-8.5.

Al igual que en el caso del puente Guaiquillo, se puede inferir que, bajo este escenario de cambio climático, las fundaciones del puente no estarán expuestas a la socavación resultante de los caudales de crecida. Además, es crucial considerar el diseño de los pilotes, asegurándose de que la resistencia por roce del suelo circundante sea adecuada para mantener los pilotes estables. Esto asegura que, incluso en condiciones de crecida proyectadas, los pilotes puedan permanecer seguros y funcionales. Por lo tanto, el sello de fundación actual permite afrontar los caudales futuros, sin embargo, se debiesen tomar ciertas medidas de mitigación para aminorar las posibles consecuencias producto de estos caudales de crecida.

6.1.2.4. Defensas Fluviales Puente Lontué

Los planos originales detallan que se emplazaron enrocados de fondo y laterales con rocas de $W_{50}=3000$ kg. Tras calcular las velocidades admisibles asociadas a estos enrocados, se determinó que eran de 7,48 m/s para los enrocados de fondo y 6,25 m/s para los enrocados laterales.

Al observar el perfil de velocidades del escenario más desfavorable, como se muestra en la Figura 6-12 para el escenario observado y en la Figura 6-13 para el escenario futuro, se observa que las velocidades registradas en el lado derecho del lecho se muestran en azul y en verde las del lado izquierdo. La velocidad media registrada es de 0,9 m/s para la línea base y de 1,1 m/s para el

futuro cercano, bajo el puente ferroviario Lontué. Esta velocidad está considerablemente por debajo de la velocidad admisible, lo que indica que las defensas laterales están sobredimensionadas.

Al realizar el análisis con un enrocado de menor peso, con $W50=300$ kg, se calcula que este enrocado tiene una velocidad admisible de 4,6 m/s, lo cual sería una opción igualmente conservadora pero más económica.

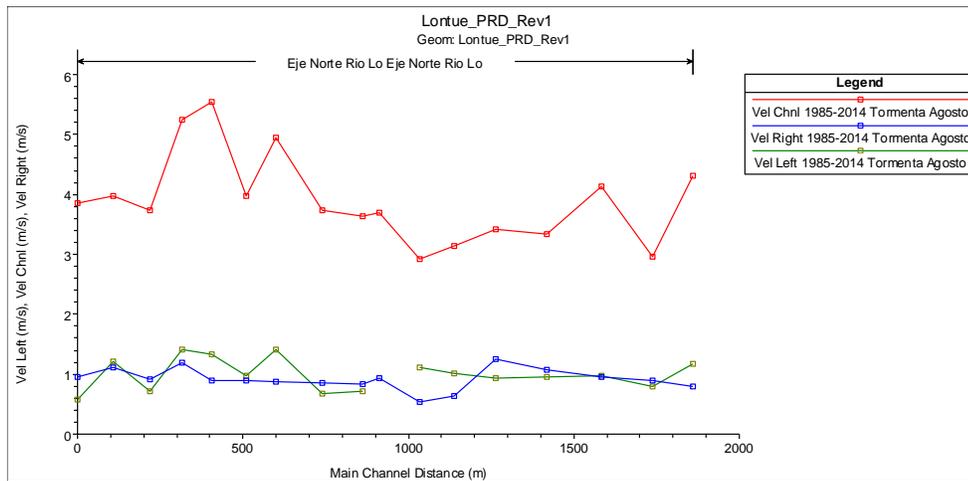


Figura 6-12: Perfil de velocidades en el río Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 1985-2014.

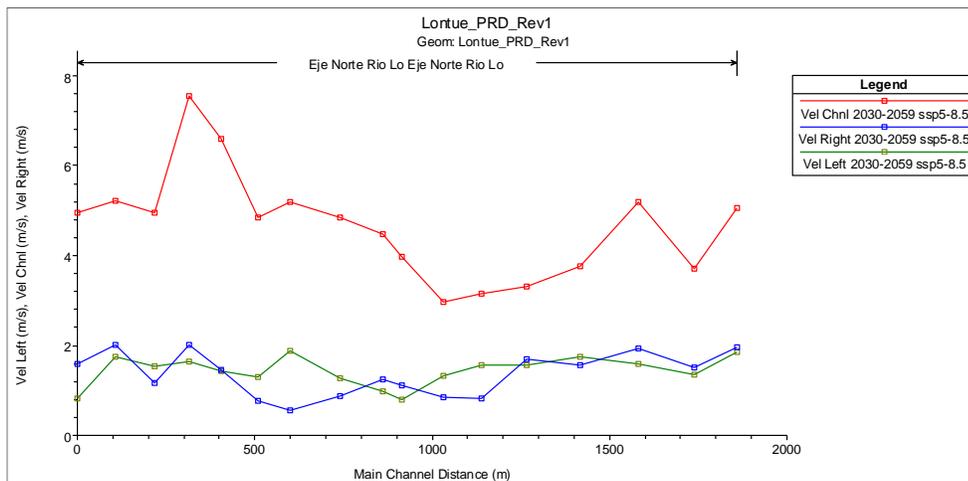


Figura 6-13: Perfil de velocidades en río Lontué. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo: 2030-2059. Escenario: SSP5-8.5

Por otro lado, se construyó un enrocado de fondo proyectado alrededor de las cepas del puente Lontué para controlar las socavaciones. Este enrocado, al igual que los laterales, tiene un peso de $W50=3000$ kg. Observando los gráficos anteriores, específicamente la recta roja, se puede

notar que la velocidad media registrada en el puente ferroviario es de aproximadamente 3,6 m/s para la línea base y 4,5 m/s para el periodo futuro. Por lo tanto, se deduce que el peso del enrocado resiste adecuadamente la velocidad generada en dicho punto crítico e, incluso, está sobredimensionado.

Al realizar el mismo análisis anterior con un enrocado de fondo de $W50=300$ kg, se calcula que la velocidad admisible es de 5,6 m/s. Esto sería suficiente para manejar las velocidades registradas, proporcionando una opción igualmente efectiva y acorde a las magnitudes calculadas, pero más económica.

6.1.3. Obras de Adaptación

A partir del estudio hidrológico realizado sobre ambas cuencas, se concluye que el cambio climático impacta significativamente sobre los caudales de crecida, generando en la mayoría de los escenarios un factor de cambio mayor a 1. Esto indica un aumento en los caudales tanto para el futuro cercano como lejano. Dicho incremento afecta directamente las estructuras de los puentes, como se refleja en el aumento de las socavaciones generales, locales y totales observadas en los cálculos, como también en las revanchas del puente, revanchas en los enrocados laterales y peso en los enrocados laterales y de fondo.

Lo anterior repercute en este tipo de estructuras debido a que fueron diseñadas en épocas en las que no se consideraba el efecto del cambio climático sobre las precipitaciones. En consecuencia, los períodos de retorno de diseño resultaban en precipitaciones máximas diarias mucho menores a las que se pueden calcular con el conocimiento actual.

A raíz de esto, se propone incluir potenciales obras de adaptación para aminorar los efectos de las socavaciones en los puentes y proteger así las fundaciones y los estribos, obteniendo una estructura resiliente capaz de soportar los efectos del clima cambiante. Basándose en el volumen 3 del manual de carreteras, que detalla algunos tipos de obras que se pueden construir en un puente ya diseñado y emplazado, se sugiere reforzar el puente con un muro guardarradier aguas abajo de las cepas, para protegerlas contra el arrastre de sedimentos que produce socavación. Esta es una solución viable para puentes que han experimentado socavación anteriormente, como es el caso del Lontué y Guaiquillo, que sufrieron socavaciones en sus cepas y estribos durante los eventos de precipitación extrema de agosto.

El muro guardarradier es una alternativa eficaz para proteger especialmente las cepas contra la socavación local. Su función es elevar la cota del lecho con el objetivo de contrarrestar la socavación en la zona de las pilas de los puentes. En una primera etapa, el muro genera una zona de depositación que rellena el talud de aguas arriba, disminuyendo el gradiente de la zona hasta alcanzar una pendiente de equilibrio. En la segunda etapa, el muro sostiene esta masa de sedimentos. Así, las mayores solicitaciones que resiste el muro ocurren durante las crecidas.

Para los estribos, se propone implementar obras de protección que minimicen los efectos erosivos, como los espigones, que son estructuras que emergen desde la ribera del cauce,

permitiendo desviar y alejar la corriente de las orillas y protegiendo localmente los bordes o riberas. Además, se recomienda fortalecer los enrocados laterales ya construidos, como es el caso del puente Guaiquillo, que no cumple con los criterios establecidos por el manual de carreteras para proteger las riberas y estribos.

Todas estas propuestas de solución para mitigar los daños estructurales en puentes producto de las socavaciones dependen de diversos factores. En primer lugar, es necesario considerar los factores ambientales, como las características del terreno, que pueden influir en la efectividad de las medidas propuestas. Desde el punto de vista constructivo y económico, el efecto de la hidrología se manifiesta en el aumento de la socavación, lo que requiere un sello de fundación más profundo. Esto incrementa los costos debido a la depresión de las napas, mayor uso de hormigón, mayor movimiento de tierras, más enfierradura, entre otros factores. Por otro lado, en obras de rehabilitación, como enrocados, las mayores velocidades críticas requerirán defensas fluviales de mayor peso o consolidación con hormigón, lo cual también representa un costo adicional.

Sin embargo, aunque estos incrementos de costos se presenten en la etapa de diseño y construcción, es crucial considerar la viabilidad económica del proyecto a largo plazo. La implementación temprana de estas medidas puede reducir significativamente los costos de operación, mantenimiento y conservación en el futuro. Invertir más al principio puede reducir los potenciales cortes de ruta y mantenimientos, elevando así la evaluación social del proyecto. Por lo tanto, el análisis global indica que es imperante implementar algún tipo de cambio en este proceso, ya que estas soluciones, aunque inicialmente más costosas, asegurarán que las estructuras puedan afrontar los efectos adversos del cambio climático de manera eficiente y efectiva.

Capítulo 7: Conclusión

El análisis hidrológico de las cuencas pluvial y pluvio nival en estudio ubicadas en la región del Maule ha revelado importantes diferencias en la respuesta de los caudales de crecida ante potenciales escenarios de cambio climático considerados en el CMIP6. En la cuenca del puente Guaiquillo, de carácter pluvial, a pesar de que se observa un aumento de un 30% a un 61% en los caudales en la mayoría de los escenarios, hay periodos en los que se proyecta una disminución de un 10% aproximadamente, reflejando una variabilidad de resultados entre los diferentes escenarios de cambio climático. En contraste, los factores de cambio en los caudales y volúmenes de agua proyectados para el futuro cercano y lejano muestran un aumento significativo bajo los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5 que alcanza un 90% aproximadamente en la cuenca del puente Lontué. Esta tendencia se debe en gran parte al aumento de la altura de la línea de nieves y, por ende, de las áreas aportantes, lo que incrementa el volumen total de agua disponible.

Este análisis hidrológico repercute directamente en la estructura de los puentes, que, tras los fallos estructurales ocurridos durante los eventos de tormenta, deben rediseñarse y adaptarse para enfrentar los desafíos planteados por el cambio climático. Los análisis detallados del N.A.M., socavaciones y factibilidad de las defensas fluviales ya emplazadas han demostrado que, aunque algunas medidas actuales cumplen con los requisitos de diseño, es fundamental implementar obras de mitigación adicionales. La socavación total aumenta más del 50% en ambos puentes, lo que destaca la necesidad de reforzar enrocados y construir muros guardarradier para proteger las cepas y estribos de los puentes, aumentando así su resiliencia frente a los efectos del cambio climático.

Por último, los resultados obtenidos en este estudio no solo aportan un conocimiento sobre la dinámica de las cuencas pluvial y pluvio-nival en la región del Maule, sino que también proporcionan una base sólida para la toma de decisiones en la gestión y diseño de infraestructuras hidráulicas. Se debe adoptar un cambio en el paradigma de diseño, realizando un análisis basado en estadística proyectada y no solamente histórica. Esto permite anticipar y mitigar los riesgos asociados con eventos de precipitación extrema.

Es esencial que este tipo de estudio se incorpore rápidamente en las metodologías para el diseño y construcción de nuevas obras, así como en la evaluación de infraestructuras ya existentes, que son particularmente vulnerables debido a la falta de consideraciones sobre el impacto del cambio climático en su diseño original. Las obras hidráulicas han quedado subdimensionadas en este escenario de clima cambiante porque se han realizado diseños basados en estadísticas históricas. En este contexto, es necesario considerar la estadística futura manteniendo fija la probabilidad de excedencia sugerida para la obra. De esta manera, las futuras infraestructuras serán menos vulnerables frente a estos eventos y podrán soportar mejor las condiciones climáticas adversas.

Finalmente, en la Figura 7-1 se muestra un esquema de la metodología propuesta, donde a grandes rasgos se observa el procedimiento empleado para realizar el diagnóstico de puentes que puedan verse afectados por los efectos del cambio climático.

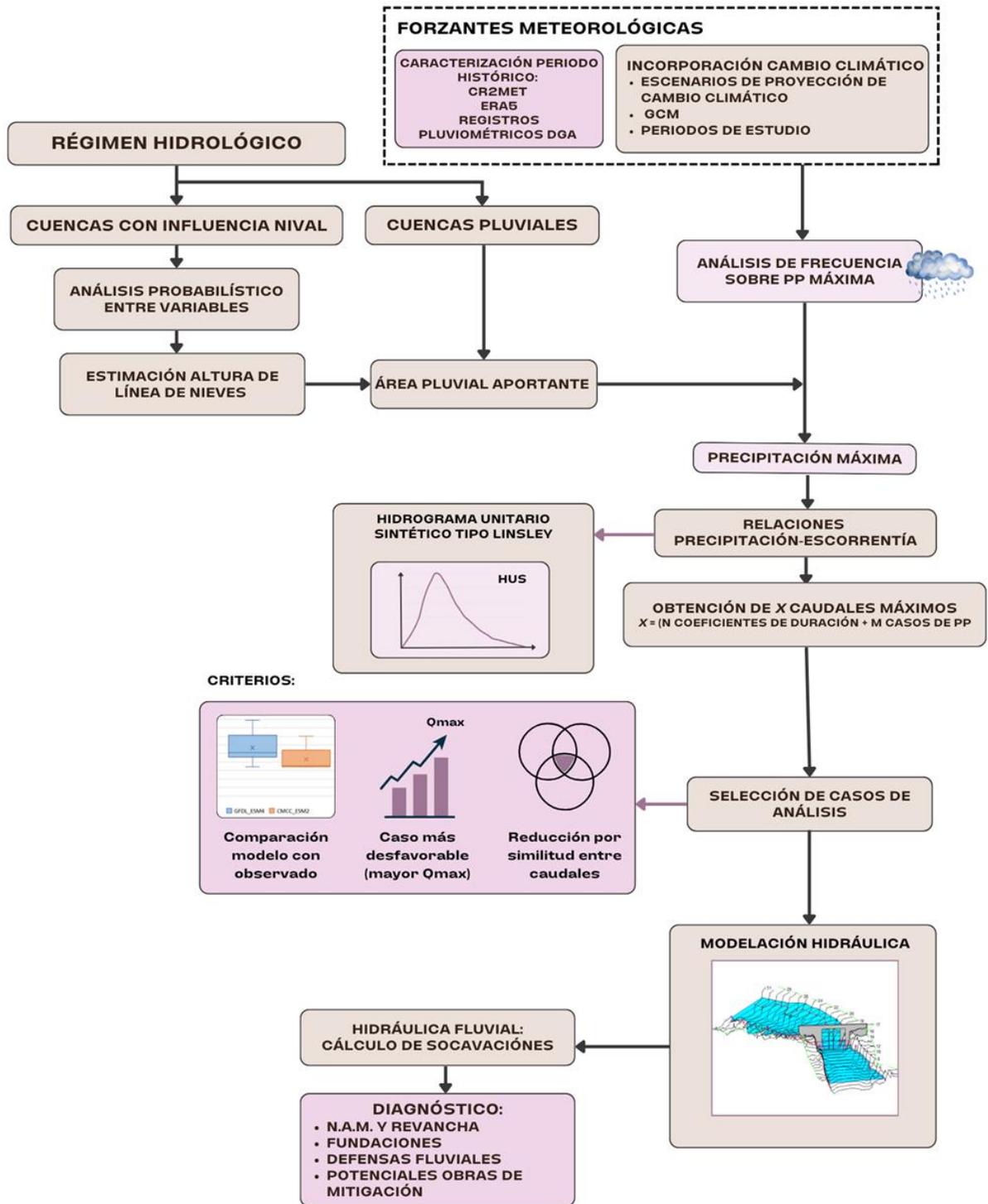


Figura 7-1: Esquema de la metodología propuesta. (Dionizis D., 2021)

Bibliografía

- (CR)2, C. f. (s.f.). Obtenido de <https://www.cr2.cl/acerca-del-cr2/>
- (CR)2, C. f. (2023). *Productos Grillados*. Obtenido de <https://www.cr2.cl/datos-productos-grillados/>
- A.J., C. (2018). *Multivariate quantile mapping bias correction: an N-dimensional probability density function transform for climate model simulations of multiple variables*. Obtenido de <https://doi.org/10.1007/s00382-017-3580-6>
- Aguas, D. G. (1995). *Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica*. Santiago de Chile.
- Delgado, D. R. (2011). *Efecto del cambio climático en la seguridad hidrológica de obras hidráulicas. Análisis en cuencas pluviales de la Zona Central de Chile para el Escenario A2*.
- DGA. (1995). *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica*. Santiago de Chile.
- DGA. (2004). *Diagnóstico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua según Objetivos de Calidad*.
- DGA. (2021). Obtenido de https://snia.mop.gob.cl/dgasat/pages/dgasat_main/dgasat_main.htm
- DGA; DARH. (2016). *Guías Metodológicas para Proyectos de Modificación de Cacuces Naturales y Artificiales*.
- Diario La Prensa. (Agosto de 2023). Aumento del caudal del río Guaiquillo genera desplome de puente ferroviario.
- Dionizis D., O. P. (2021). *Implicancias de la elección del método de escalamiento estadístico de modelos de circulación general en proyecciones de cambio climático. Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. XXV Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica*.
- EFE. (2023). *Obras de Recuperación. Infraestructura Ferroviaria*.
- ERIDANUS. (2016). *Determinación del Impacto del Cambio Climático en el Potencial Esperado de Generación Hidroeléctrica en la cuenca del río Maule*. Santiago de Chile.
- 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*. Concepción, Chile.
- Garreaud, R. (2023). *Análisis (CR)2 | Vuelven los gigantes: un análisis preliminar de la tormenta ocurrida entre el 21 y 26 de junio de 2023 en Chile central*.

- GEASIG. (2016). Obtenido de [https://www.geasig.com/conoces-iber/#:~:text=El%20modelo%20Iber%20es%20un,\)%2C%20el%20Grupo%20Flumen%20\(Universitat](https://www.geasig.com/conoces-iber/#:~:text=El%20modelo%20Iber%20es%20un,)%2C%20el%20Grupo%20Flumen%20(Universitat)
- Hidráulica, I. N. (2020). *Balance de Gestión Integral*.
- Ingeniería, G. (2023). *Plan de Manejo de Cauce Puente Guaiquillo. Informe Hidrología*.
- IPCC. (2014). *IPCC, 2014: Cambio climático 2014: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. Ginebra, Suiza.
- IPCC. (2023). *Climate Change 2023: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, H. Lee and J. Romero (eds.)]*. Geneva, Switzerland.
- J. P. Dunne, L. W. Horowitz, A. J. Adcroft, P. Ginoux, I. M. Held, J. G. John, J. P. Krasting, S. Malyshev, V. Naik, F. Paulot, E. Shevliakova, C. A. Stock, N. Zadeh, V. Balaji, C. Blanton, K. A. Dunne, C. Dupuis, J. Durachta, R. Dussin, P. P. G. Gauthier. (2020). The GFDL Earth System Model version 4.1 (GFDL-ESM4.1): Model description and simulation characteristics. *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*.
- Jean Rincón; María Pérez; Guillermo Delfin; Carlos Freitez; Fabiana Martínez. (2017). ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS MODELOS HEC-RAS E IBER EN LA EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE PUENTES. *Revista Gaceta Técnica. Volumen 17*.
- Lema, F. (2021). *ANÁLISIS DEL IMPACTO DEL CAMBIO CLIMÁTICO SOBRE LOS RECURSOS HÍDRICOS DE CUENCAS EN RÉGIMEN NATURAL UBICADAS EN LA ZONA ALTA DEL RÍO MATAQUITO. COMPARACIÓN ENTRE LOS ESCENARIOS RCP 8.5 Y RCP 4.5*. Santiago de Chile.
- Lovato, T.; Peano, D.; Butenschön, M.; Materia, S.; Iovino, D.; Scoccimarro, E. (2022). CMIP6 simulations with the CMCC Earth System Model (CMCC-ESM2). *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*.
- Mery, H. (2013). *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras*.
- Miguel Lagos; Pablo Mendoza. (2022). Presentación Curso CI5101: Hidrología. Análisis de Frecuencias e Intevalo de Confianza. Santiago de Chile.
- MOP, D. d. (2023). *Informe Emergencias Puentes Región O'Higgins y Maule*.
- MOP; DGOP; Dirección de Vialidad. (2018). *Manual de Carreteras Volumen n°2: Procedimientos de Estudios Viales*. Chile.
- MOP; DGOP; Dirección de Vialidad. (2018). *Manual de Carreteras Volumen n°3: Instrucciones y Criterios de Diseño*. Santiago de Chile.
- NOAA. (2012). *Climate model. Top Tens: Breakthroughs*.
- Research, C. f. (s.f.). *Observatorio de Nieve en los Andes de Argentina y Chile*. Obtenido de <https://observatorioandino.com/nieve/>

- Soberon, A. (2015). *RASTREO DE LA CRECIDA MAXIMA REGISTRADA EN EL RIO BIOBIO, APLICADO A LA VERIFICACION HIDRAULICA DEL PUENTE LLACOLEN, REGION DEL BIOBIO, CHILE*. Santiago de Chile.
- USAID. (2014). *A REVIEW OF DOWNSCALING METHODS FOR CLIMATE CHANGE PROJECTIONS*.
- V.T, Chow; D.R. Maidment; L.W. Mays. (1994). *Hidrología Aplicada*.
- Vargas, X., Ricchetti, F., Jerez, C., & Mendoza, P. (2020). *Informe Proyecto ARClím: Hidrología*. Santiago.
- Vargas, X., Ricchetti, F., Muñoz, E., & Jerez, C. (2023). *Estudio para la incorporación de la variable Cambio Climático en el plan de reconstrucción*. Santiago.
- WSP. (2020). *Análisis de Herramientas de Modelización Hidráulica Bidimensional*. España.
- Zhao. (2016). *Mapa de Cobertura de Suelos de Chile 2014*.

Anexo A

Hidrología

A.1. Distribuciones Seleccionadas para AF

Algunas ecuaciones de las distribuciones seleccionadas se muestran a continuación:

- Distribución Normal

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

- Distribución Log-Normal

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$$

Donde: $y = \log(x)$

- Distribución Gamma

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta \cdot x^{\beta-1}}{\Gamma(\beta)} \exp(-\lambda \cdot x)$$

Donde: $\Gamma(\beta)$: Función Gamma del parámetro β

- Distribución Pearson Tipo III

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta \cdot (x - \epsilon)^{\beta-1}}{\Gamma(\beta)} \exp[-\lambda \cdot (x - \epsilon)]$$

- Distribución Gumbel R

$$p_t = 1 - \exp\left[-\exp\left(-\frac{x - \mu}{\sigma}\right)\right]$$

A.2. Gráficos de AF de Precipitación Máxima Diaria Anual - Estación Potrero Grande

Los siguientes gráficos presentan los análisis de frecuencia correspondientes al periodo observado entre 1985 y 2014 y lo obtenido a partir de los dos modelos analizados, junto al gráfico de la distribución seleccionada para cada uno de ellos.

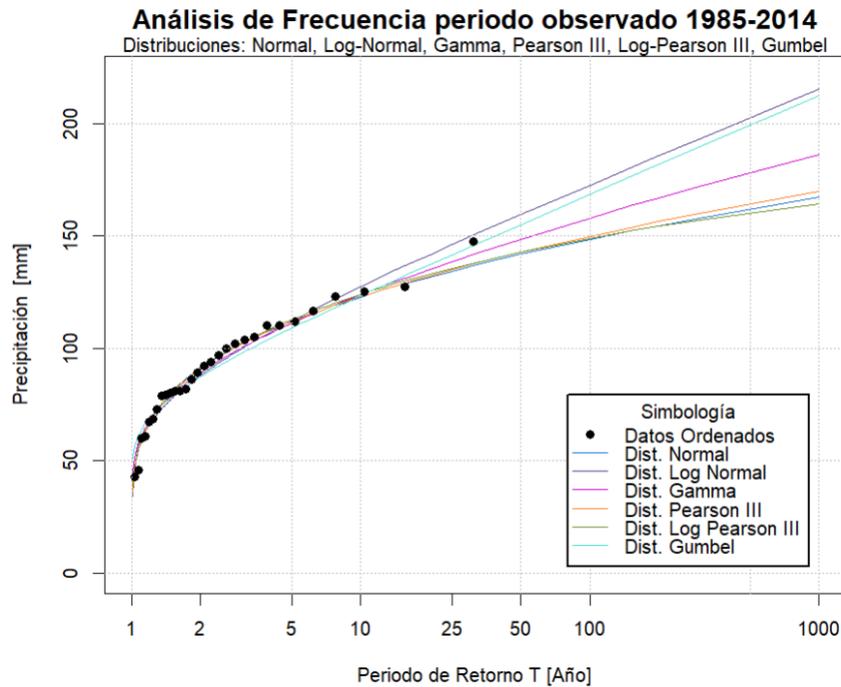


Figura A-1: Análisis de Frecuencia periodo observado 1985-2014.

Tabla A-1: Resultados test χ^2 - AF periodo observado 1985-2014

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	1,2	3	2	1,3	1,6	4
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,15	0,38	0,26	0,22	0,27	0,51

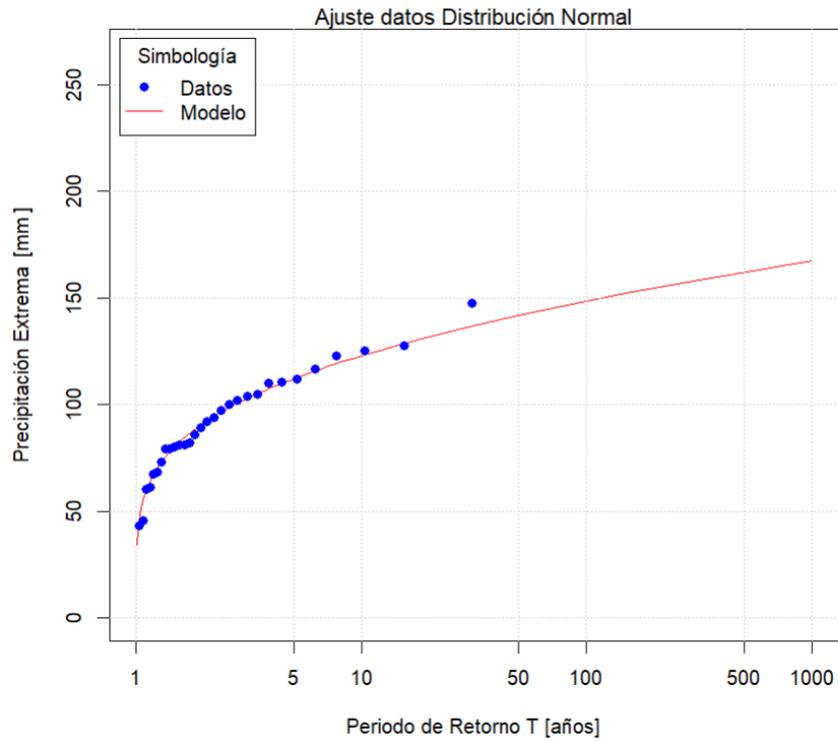


Figura A-2: Distribución escogida para AF periodo observado 1985-2014.

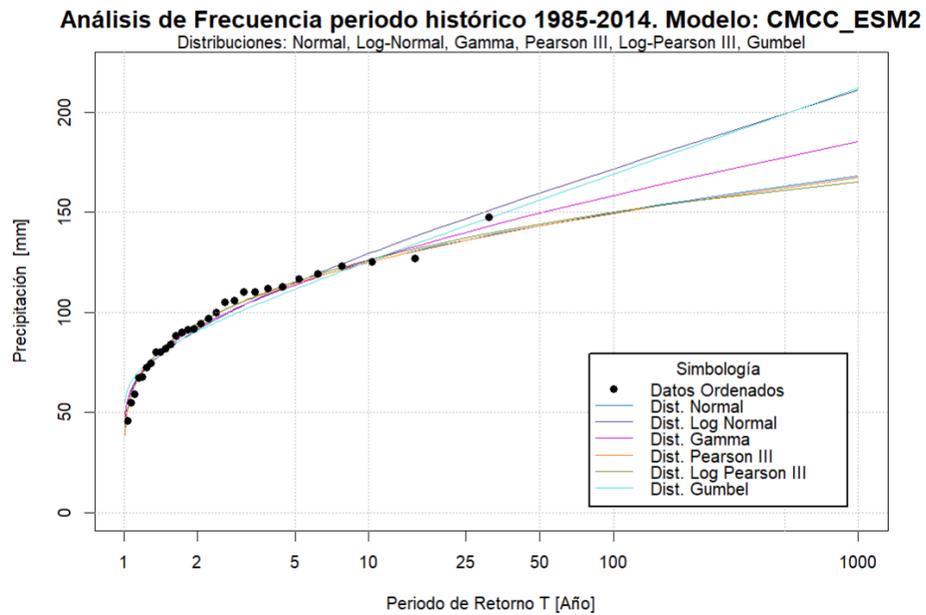


Figura A-3: Análisis de Frecuencia periodo histórico 1985-2014. Modelo:CMCC_ESM2.

Tabla A-2: Resultados test χ^2 - AF periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	1	2,7	2	1	1,2	5,3
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,13	0,35	0,26	0,17	0,20	0,68

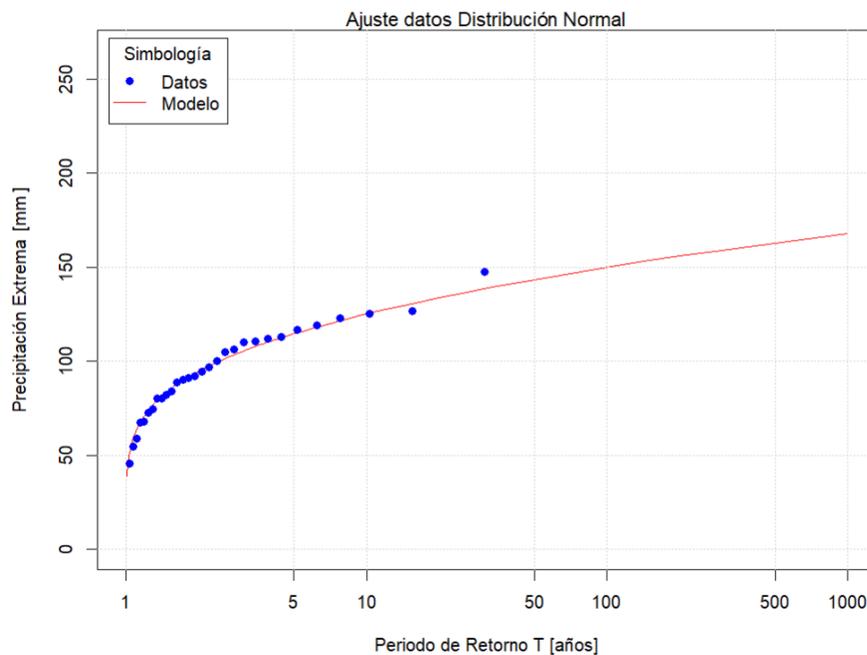


Figura A-4: Distribución escogida para AF periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

Análisis de Frecuencia periodo histórico 1985-2014. Modelo: GFDL_ESM4

Distribuciones: Normal, Log-Normal, Gamma, Pearson III, Log-Pearson III, Gumbel

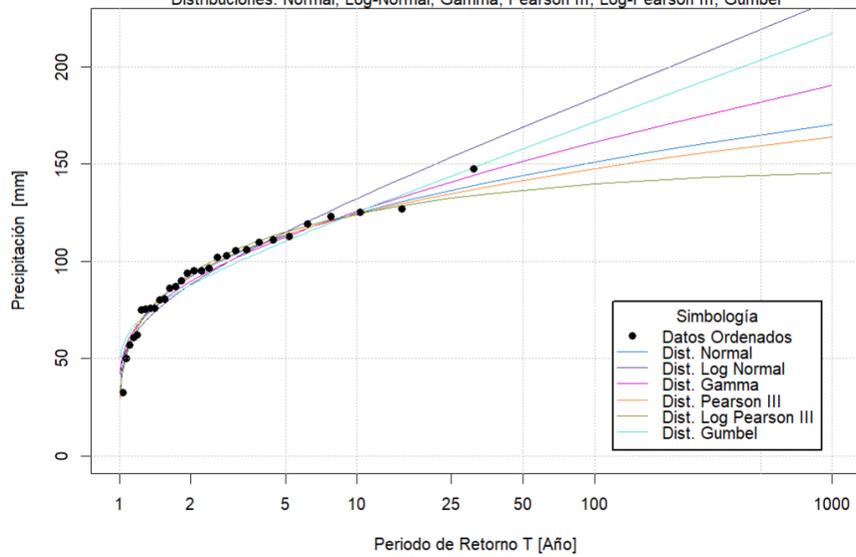


Figura A-5: Análisis de Frecuencia periodo histórico 1985-2014. Modelo: GFDL_ESM4.

Tabla A-3: Resultados test χ^2 - AF periodo histórico 1985-2014. Modelo: GFDL_ESM4.

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	1,9	5	3,8	1,6	1,6	10,9
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,24	0,64	0,49	0,27	0,27	1,40

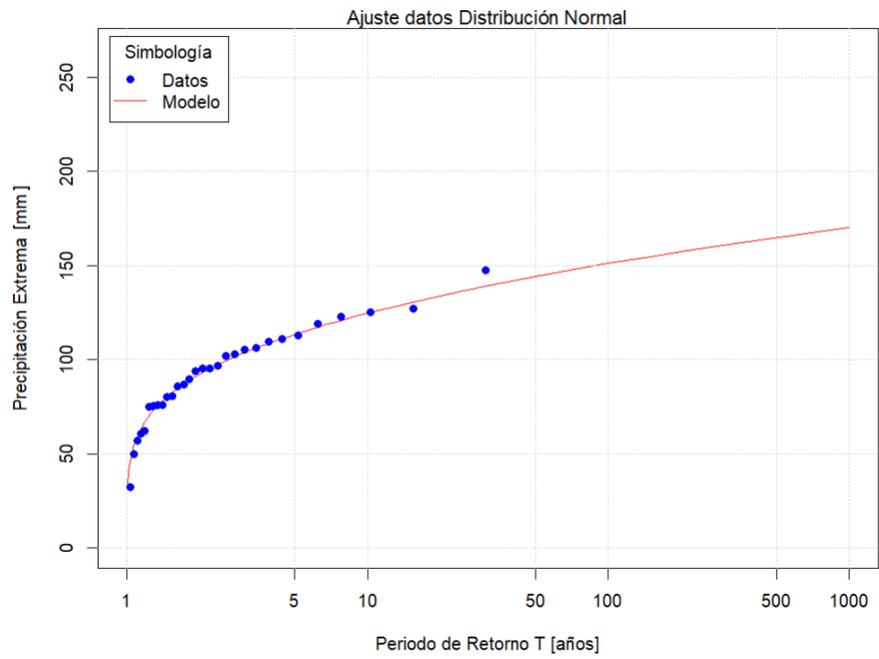


Figura A-6: Distribución escogida para AF periodo histórico 1985-2014. Modelo: GFDL_ESM4.

En los siguientes gráficos se muestran las distribuciones elegidas para las proyecciones de cada periodo y modelo estudiado.

Tabla A-4: Resultados test χ^2 - AF periodo 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	11.8	4.1	4.7	2.2	2.4	3.8
χ^2 (0.95)	7.8	7.8	7.8	6	6	7.8
Cuociente	1.51	0.53	0.60	0.37	0.40	0.49

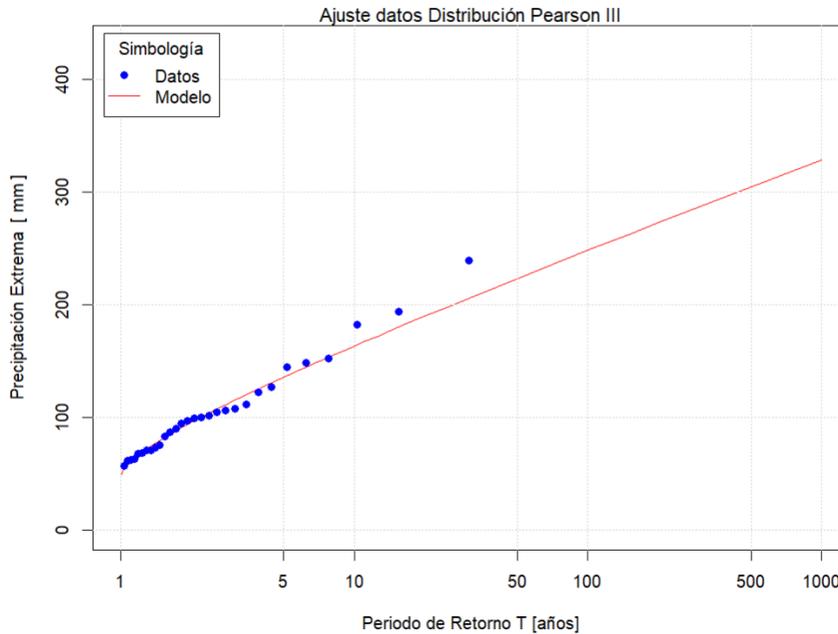


Figura A-7: Distribución escogida para AF periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

Tabla A-5: Resultados test χ^2 - AF periodo 2030-2059. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP2-4.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
x2 (calc)	6,3	5,9	5,8	5,9	5,4	8,1
x2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,81	0,76	0,74	0,98	0,90	1,04

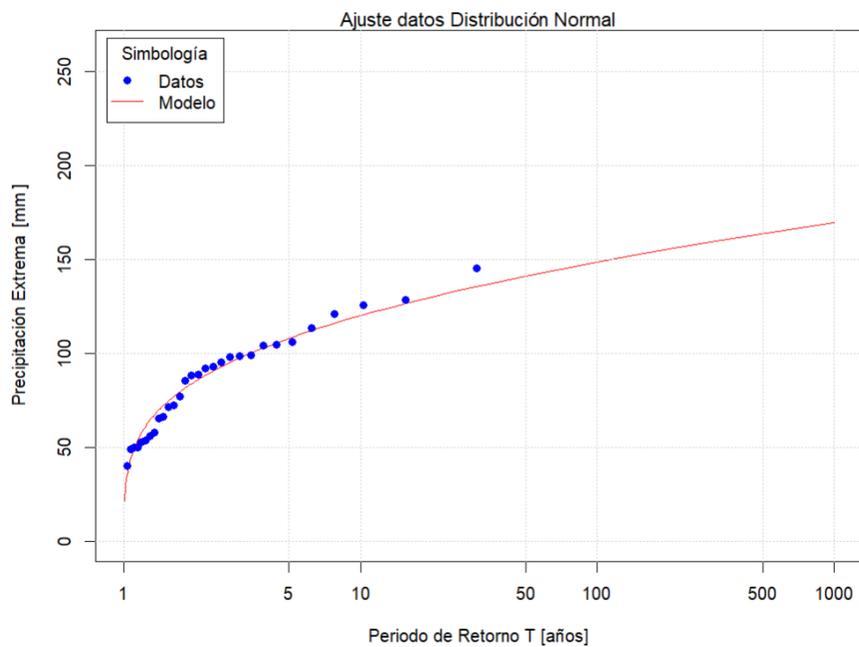


Figura A-8: Distribución escogida para AF periodo futuro 2030-2059. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP2-4.5

Tabla A-6: Resultados test χ^2 - AF periodo 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	6,8	2,4	2,7	2,9	2,4	3,1
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,87	0,31	0,35	0,48	0,40	0,40

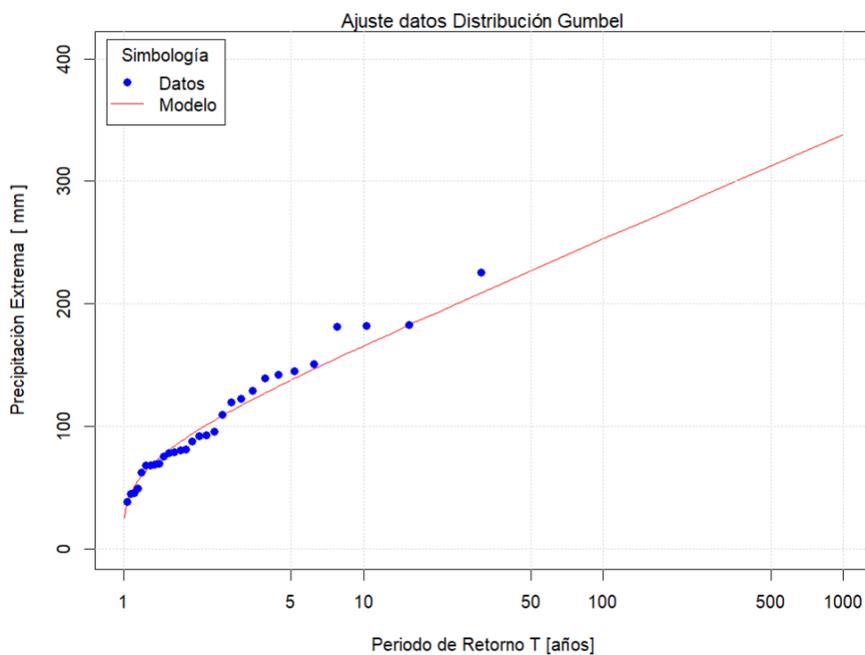


Figura A-9: Distribución escogida para AF periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Tabla A-7: Resultados test χ^2 - AF periodo 2030-2059. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP5-8.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	1,43	3,45	2,88	1,35	0,56	7,29
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,18	0,44	0,37	0,23	0,09	0,93

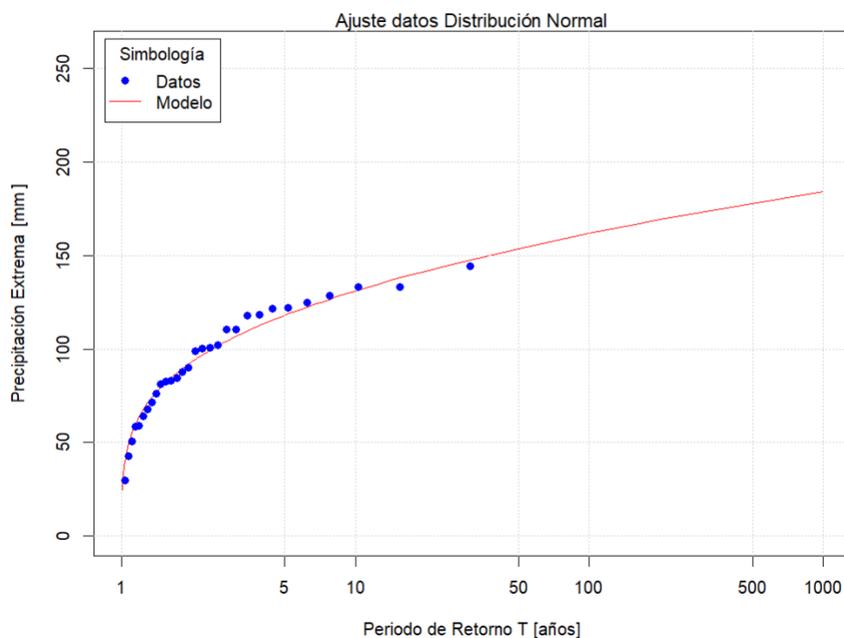


Figura A-10: Distribución escogida para AF periodo futuro 2030-2059. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP5-8.5

Tabla A-8: Resultados test χ^2 - AF periodo 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	14,7	4,8	4,5	3,3	3,6	3,8
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	1,88	0,62	0,58	0,55	0,60	0,49

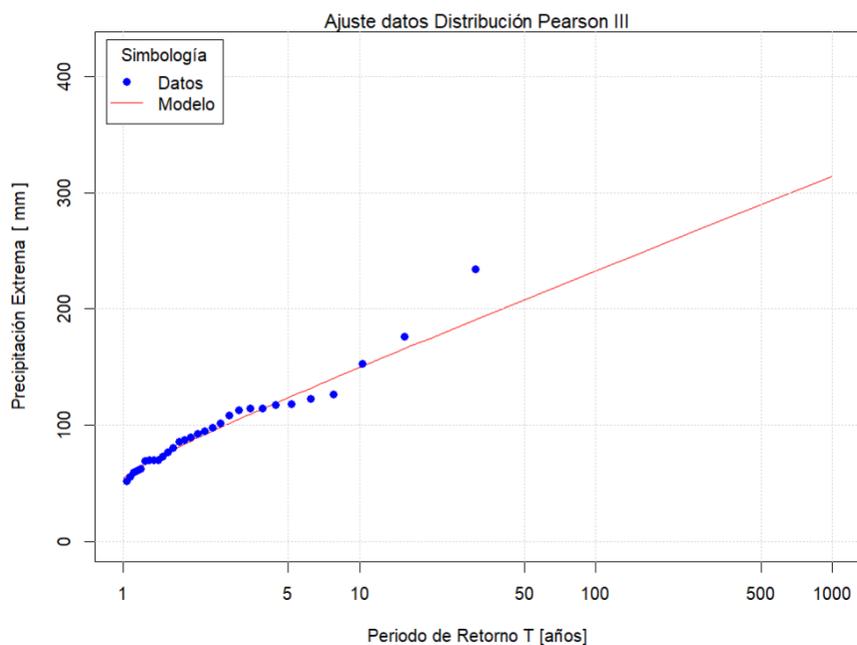


Figura A-11: Distribución escogida para AF periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

Tabla A-9: Resultados test χ^2 - AF periodo 2070-2099. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP2-4.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
x2 (calc)	5,2	2,1	2,4	2,4	2,1	2,1
x2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,67	0,27	0,31	0,40	0,35	0,27

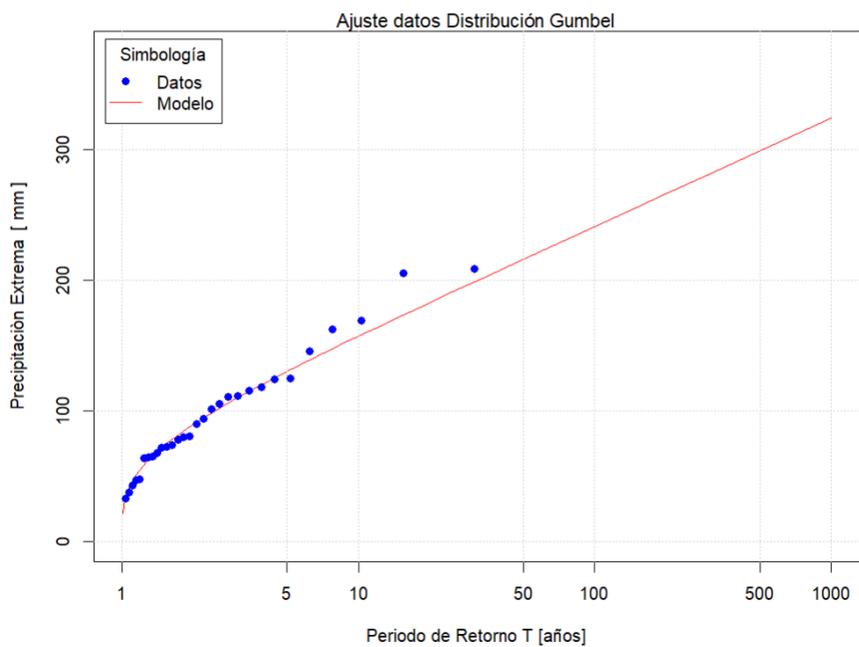


Figura A-12: Distribución escogida para AF periodo futuro 2070-2099. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP2-4.5

Tabla A-10: Resultados test χ^2 - AF periodo 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	6,3	5,4	4,8	4,9	4,9	5
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7,8
Cuociente	0,81	0,69	0,62	0,82	0,82	0,64

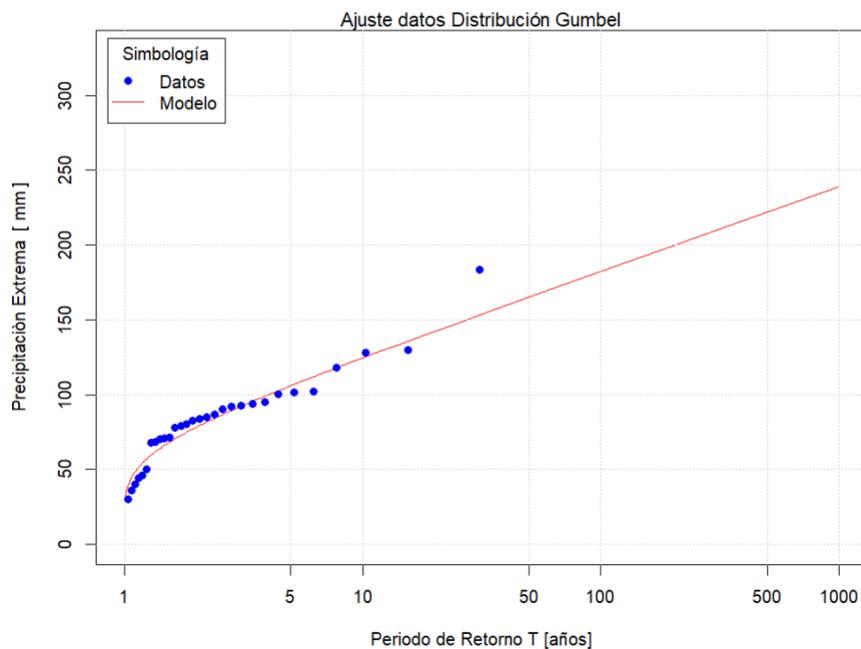


Figura A-13: Distribución escogida para AF periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Tabla A-11: Resultados test χ^2 - AF periodo 2070-2099. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP5-8.5

Distribución	Normal	Log-Normal	Gamma	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
χ^2 (calc)	8,5	4,6	5	5,6	4,6	5,6
χ^2 (0.95)	7,8	7,8	7,8	6	6	7.8
Cuociente	1,09	0,59	0,64	0,93	0,77	0,72

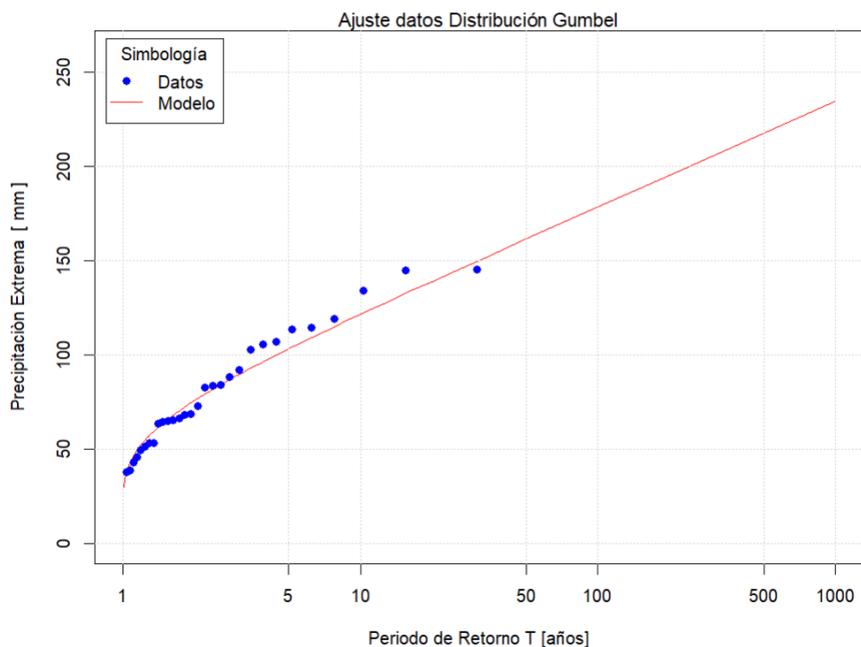


Figura A-14: Distribución escogida para AF periodo futuro 2070-2099. Modelo: GFDL_ESM4. Escenario: SSP5-8.5

A.3. Factor Espacial

En la Figura A-16 se muestra el gráfico que valida el factor espacial utilizado para la cuenca del estero Guaiquillo en Puente Guaiquillo. Para la cuenca del río Lontué en Puente Lontué, los gráficos por altura de línea de nieves se muestran en la Figura A-17, Figura A-18, Figura A-19 y Figura A-20.

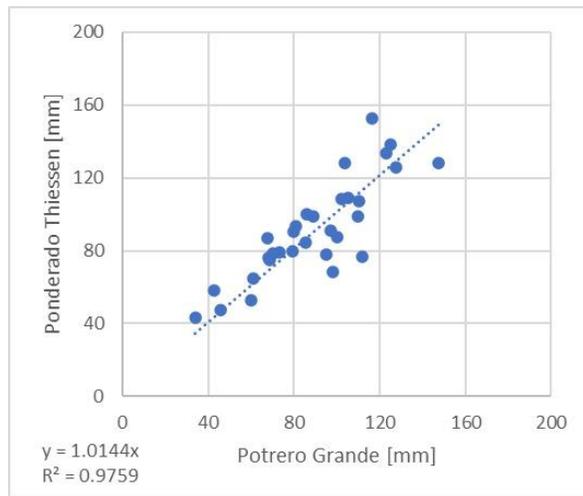


Figura A-16: Cálculo de factor espacial por reducción de área.

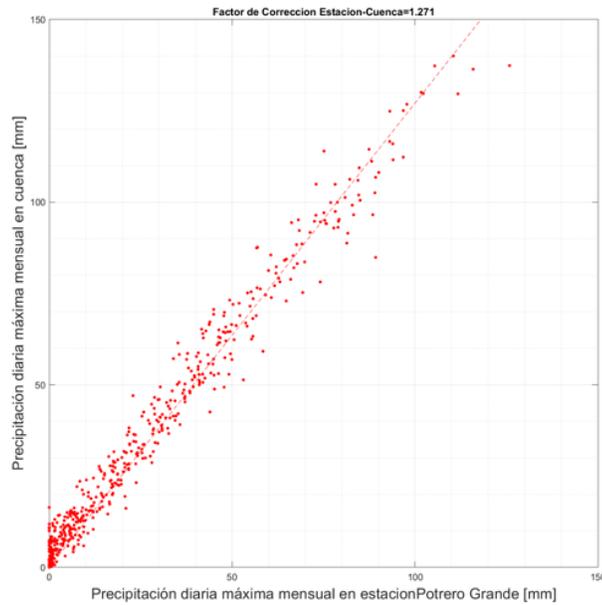


Figura A-17: Cálculo de factor espacial para cuenca del río Lontué. Elevación LN: 2500 [m.s.n.m.]

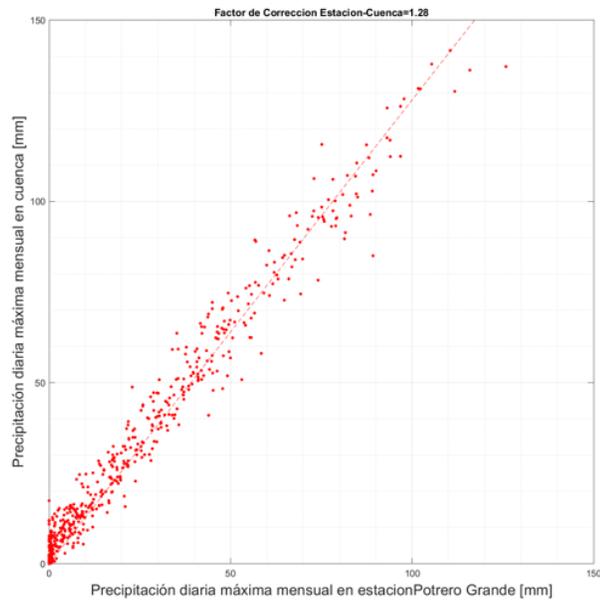


Figura A-18: Cálculo de factor espacial para cuenca del río Lontué. Elevación LN: 2750 [m.s.n.m.]

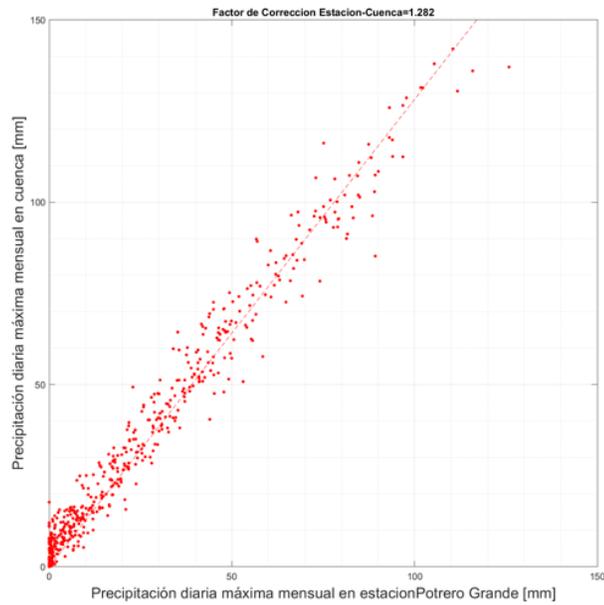


Figura A-19: Cálculo de factor espacial para cuenca del río Lontué. Elevación LN: 2900 [m.s.n.m.]

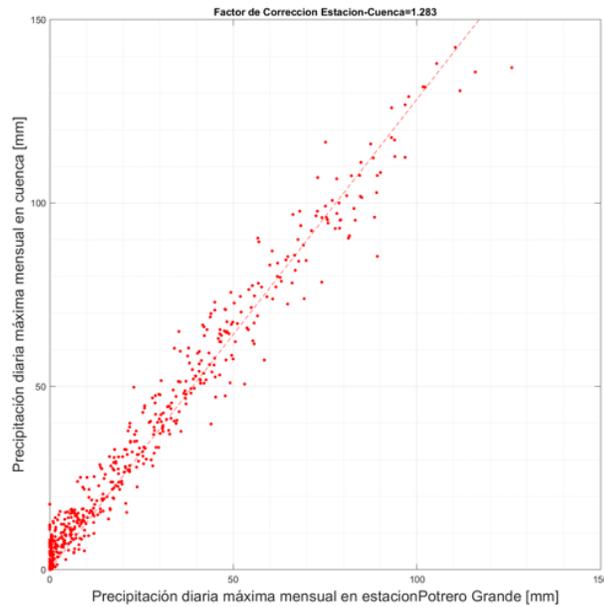


Figura A-20: Cálculo de factor espacial para cuenca del río Lontué. Elevación LN: 3050 [m.s.n.m.]

A.4. Tipo de Suelos Cuenca del Estero Guaiquillo en Puente Guaiquillo de FF.CC.

Según los estudios, basados en el producto HYSOG 250 m (Global Hydrologic Soil Groups), el tipo de suelo predominante en la cuenca del Estero Guaiquillo es el Suelo Tipo C, que se caracteriza por su capacidad moderada a alta para generar escorrentía. Además, se entregó la partición de la cobertura de suelos en la cuenca y una tabla resumen de su valor de CN correspondiente. Esta información se puede observar en la Figura A-21 y la Tabla A-12, respectivamente.

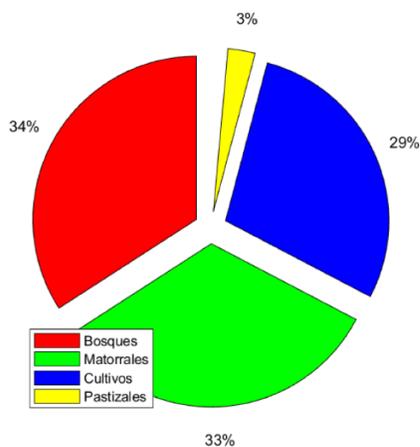


Figura A-21: Cobertura de suelos relevantes en la cuenca del Estero Guaiquillo.

Tabla A-12: Tipo y uso de suelo en la cuenca del Estero Guaiquillo con valor de curva número.

Tipo de suelo		Tipo de Cobertura		CN	Ponderada	Comentario
Suelo tipo C	100%	Bosques	34,6%	41	14,2	Tabla 2-2D TR-55, Oak Aspen, Condición Buena
		Matorrales	33,7%	74	24,9	Tabla 2-2D TR-55, Herbaceous, Condición Buena
		Cultivos	29,0%	77	22,3	Tabla 2-2B TR-55, Row Crops, Condición Buena
		Pastizales	2,7%	74	2,0	Tabla 2-2C TR-55, Pasture, Condición Buena
				SUMA	63,4	

A.5. Tipo de Suelos Cuenca del Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

Para el caso de la cuenca del Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC., el tipo de suelo predominante también es el Tipo C. En la Figura A-22 se muestra la partición de la cobertura de suelos en la cuenca y en la Tabla A-13 el resumen de su valor de CN correspondiente.

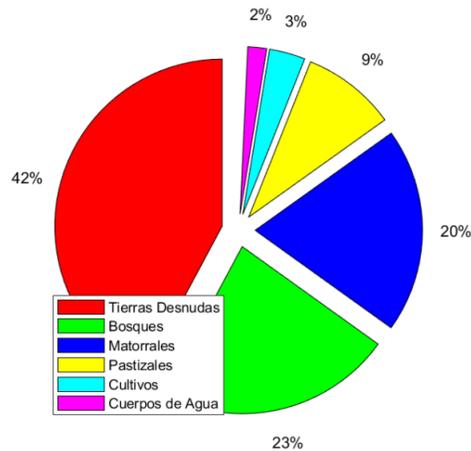


Figura A-22: Cobertura de suelos relevantes en la cuenca del Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC.

Tabla A-13: Tipo y uso de suelo en la cuenca del Río Lontué en Puente Lontué de FF.CC. con valor de curva número.

Tipo de suelo		Tipo de Cobertura		CN	Ponderada	Comentario
Suelo tipo C	100%	Tierras Desnudas	42,1%	87	36,6	Tabla 2-2D TR-55, Herbaceous, Condicion Pobre
		Bosques	22,9%	41	9,4	Tabla 2-2D TR-55, Oak Aspen, Condicion Buena
		Matorrales	19,8%	74	14,6	Tabla 2-2D TR-55, Herbaceous, Condicion Buena
		Pastizales	9,1%	74	6,7	Tabla 2-2C TR-55, Pasture, Condicion Buena
		Cultivos	3,4%	77	2,6	Tabla 2-2B TR-55, Row Crops, Condicion Buena
		Cuerpos de Agua	1,8%	100	1,8	100% impermeable
				SUMA	71,8	

A.6. Hidrograma Unitario Adimensional

Tabla A-14: Coeficientes de distribución para el hidrograma unitario sintético.

Razón t/t_p	Razón q/q_p
0	0
0,30	0,2
0,50	0,4
0,60	0,6
0,75	0,8
1,00	1,0
1,30	0,8
1,50	0,6
1,80	0,4
2,30	0,2
2,70	0,1

A.7. Parámetros HU Puente Lontué de FF.CC.

Tabla A-15: Parámetros HUS para cuenca Río Lontué.

Parámetros HUS				
Elevación LN [m s.n.m.]	2500	2750	2900	3050
Tiempo base (hr)	29,8	54,8	55,4	55,7
Tiempo al peak (hr)	8,2	17,8	18,1	18,2
Caudal peak (l/s/mm)	784,7	1431,9	1446,2	1453,4
tu (hr)	1	3	3	3

A.8. HED y Hietogramas Puente Guaiquillo de FF.CC.

Los hietogramas de precipitación total y efectiva, junto a los hidrogramas de escorrentía directa correspondientes a la distribución Varas Tipo III se muestran a continuación:

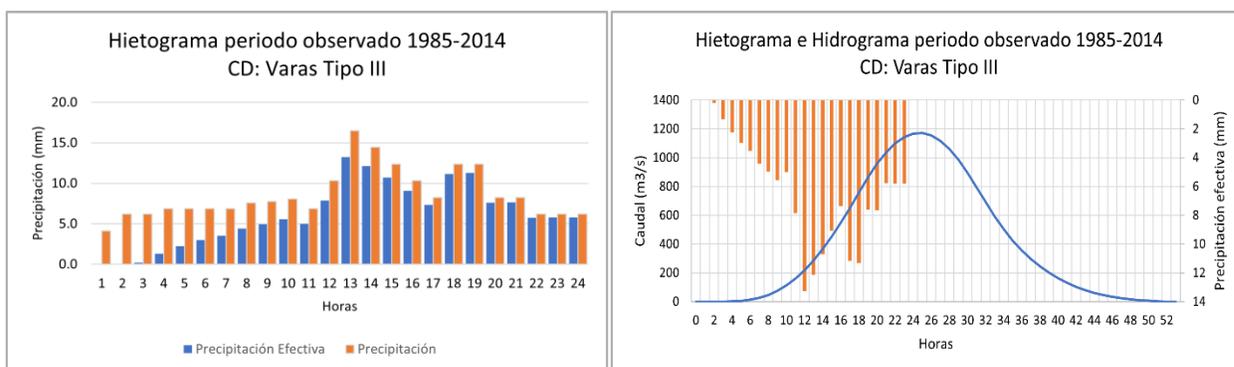


Figura A-23: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo observado 1985-2014.

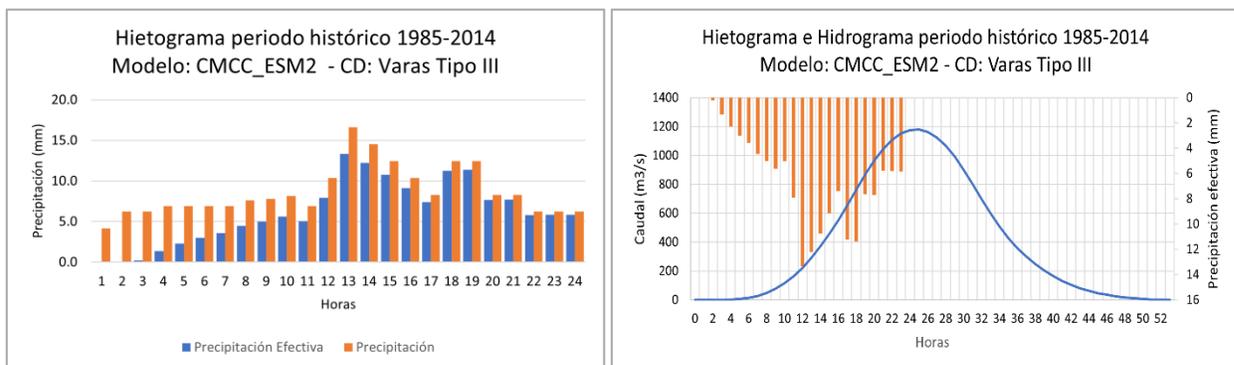


Figura A-24: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

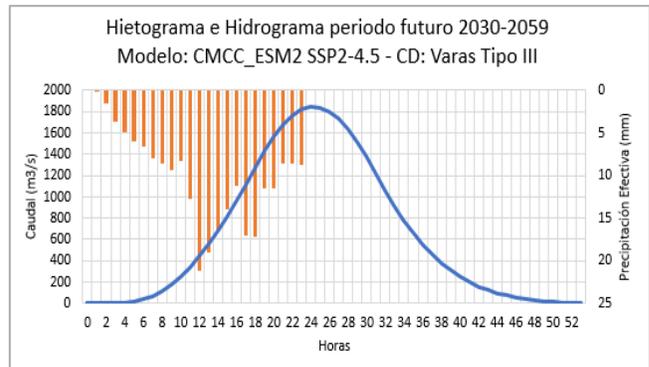
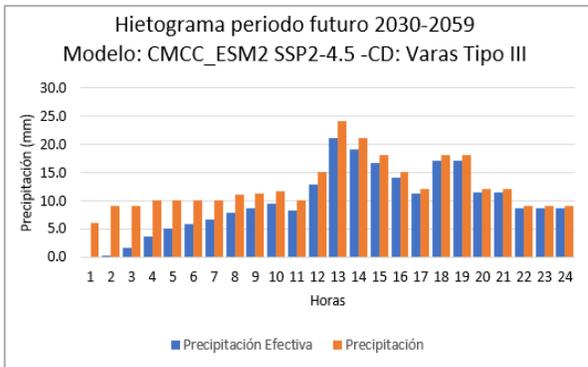


Figura A-25: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

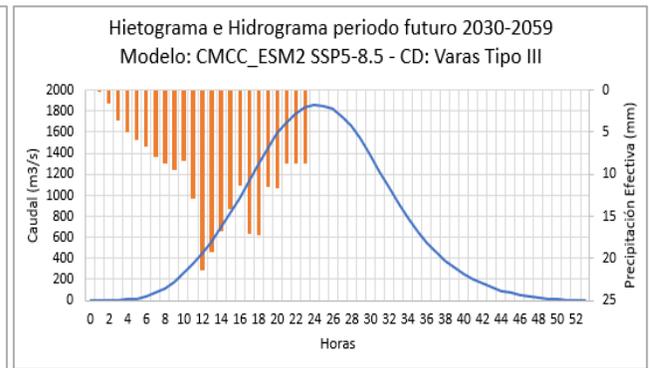
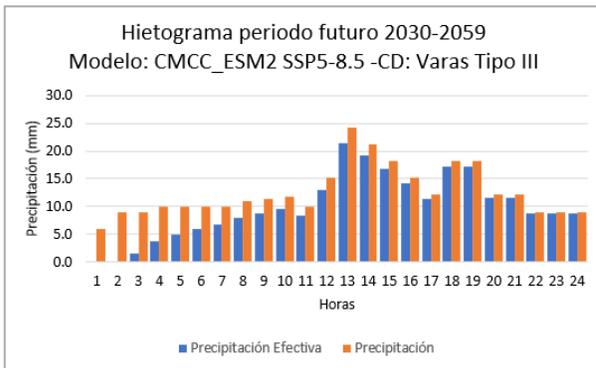


Figura A-26: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

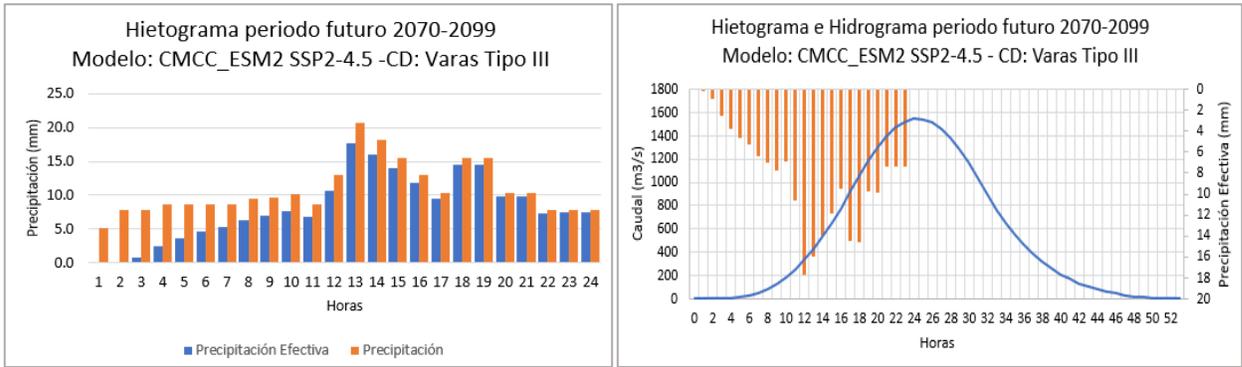


Figura A-27: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

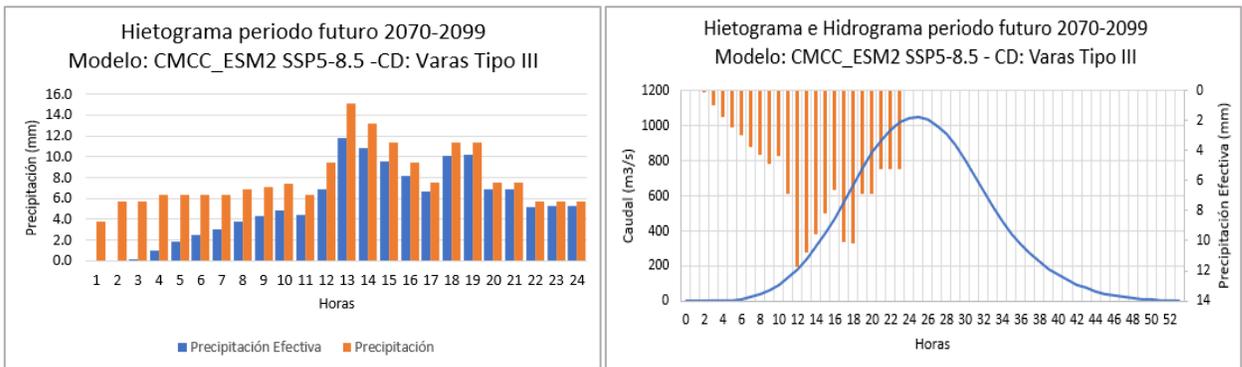


Figura A-28: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Por otro lado, gráficos correspondientes a la distribución de los coeficientes de duración de la tormenta de agosto se muestran a continuación:

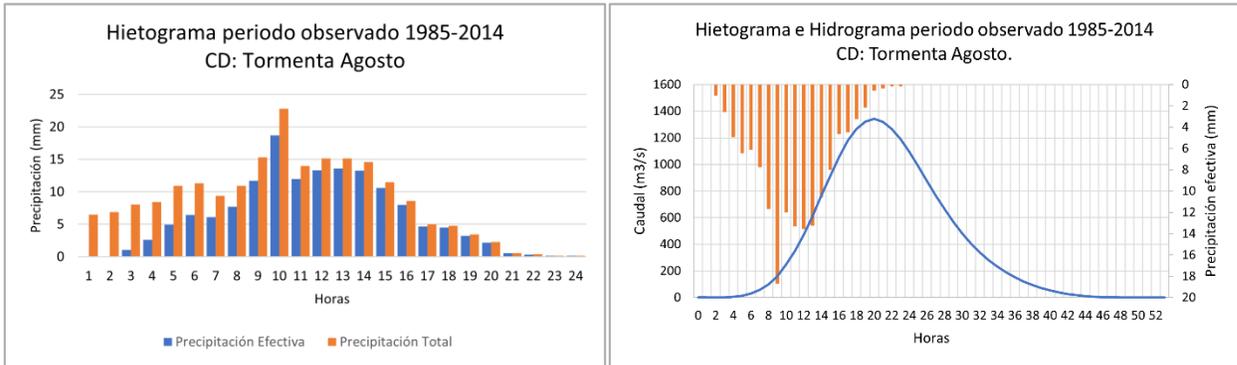


Figura A-29: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo observado 1985-2014.

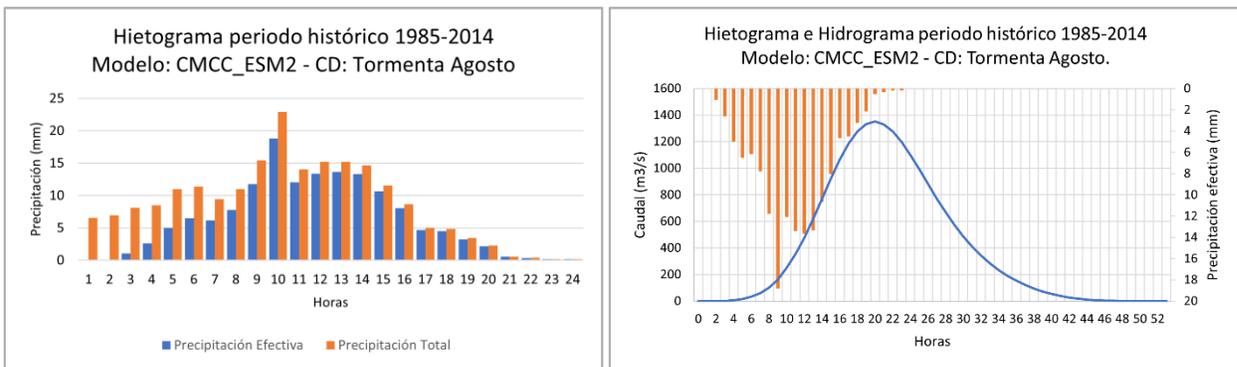


Figura A-30: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

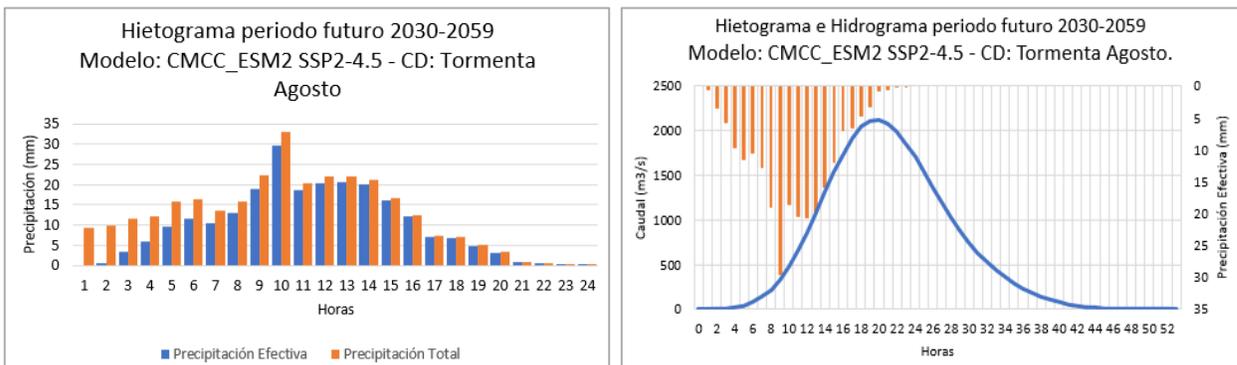


Figura A-31: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

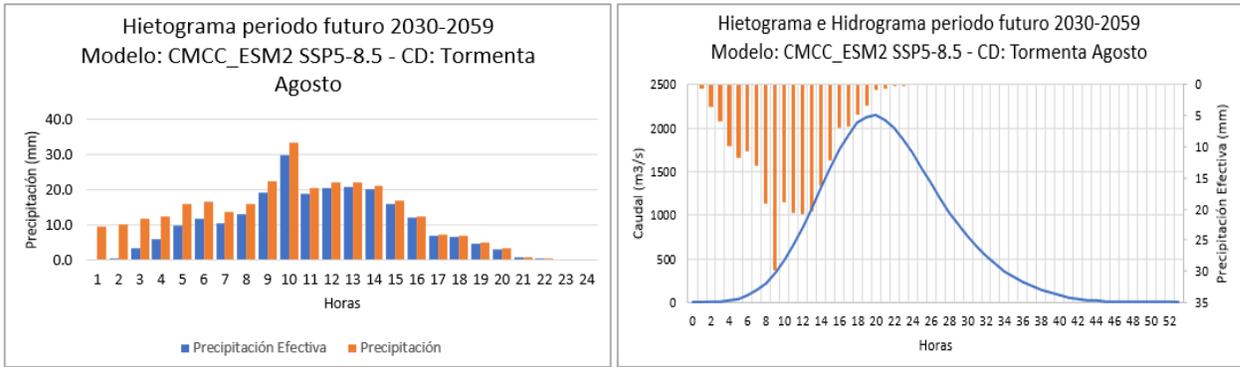


Figura A-32: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

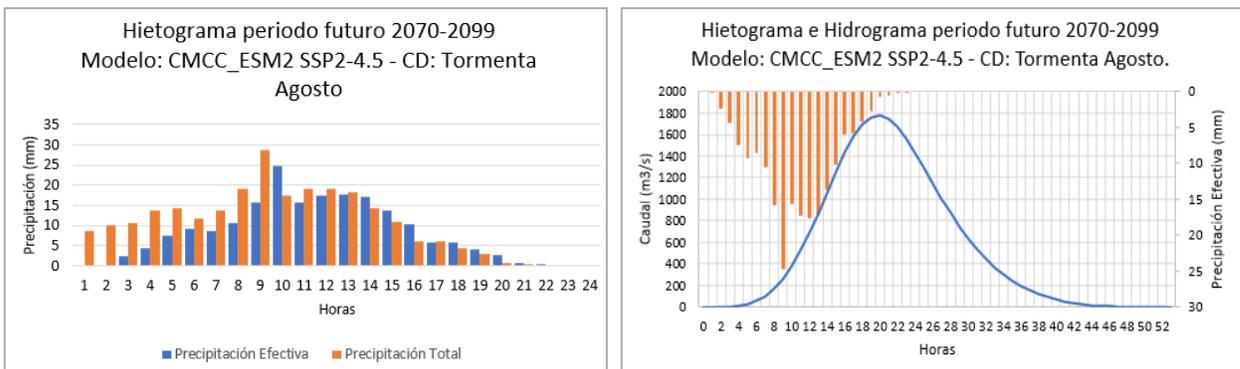


Figura A-33: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

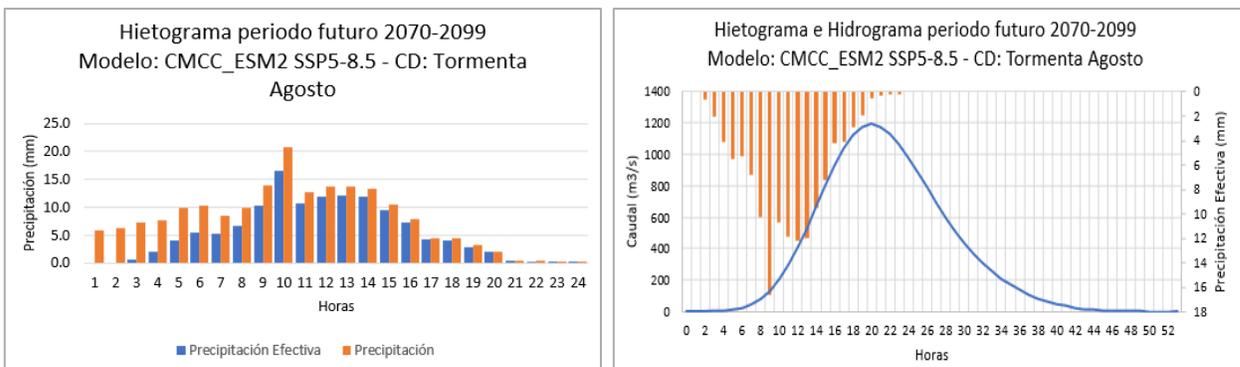


Figura A-34: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

A.9. HED y Hietogramas Puente Lontué de FF.CC.

Los hietogramas de precipitación total y efectiva, junto a los hidrogramas de escorrentía directa correspondientes a la distribución Varas Tipo III se muestran a continuación:

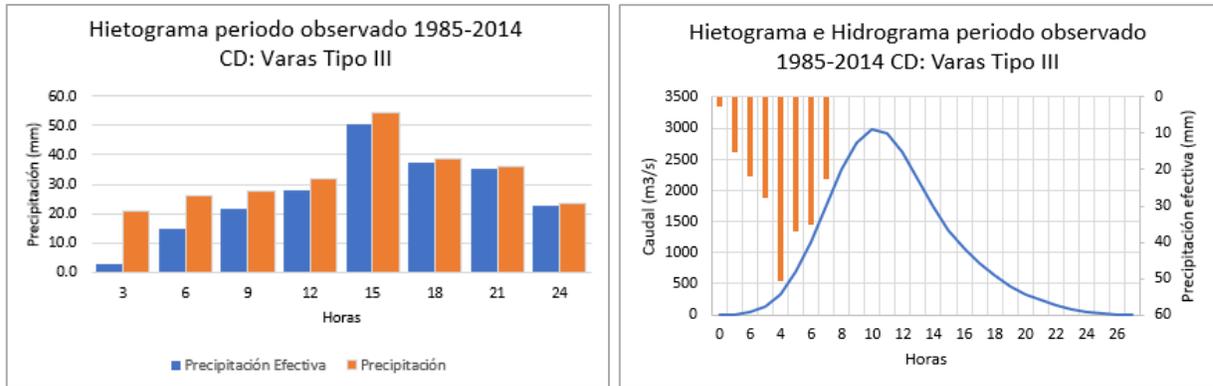


Figura A-35: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa junto a los pulsos de precipitación efectiva. Distribución: Varas Tipo III. Periodo observado 1985-2014.

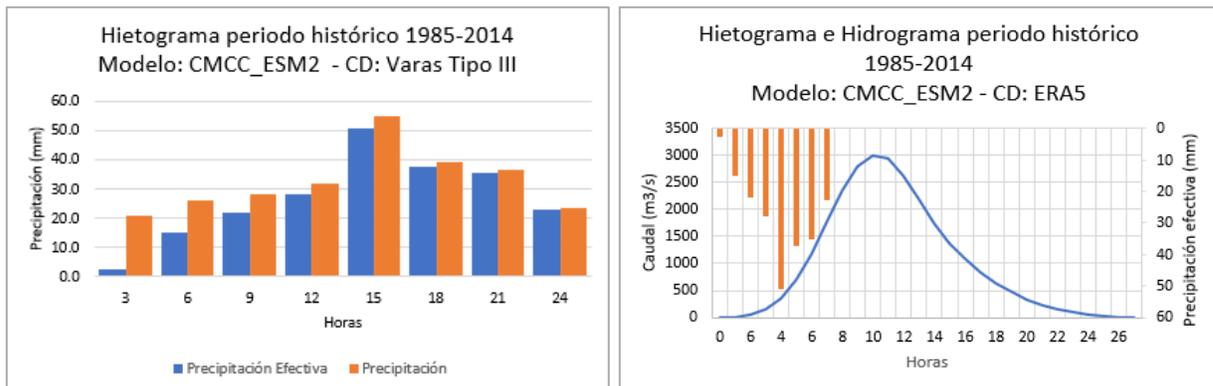


Figura A-36: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: ERA5. Periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

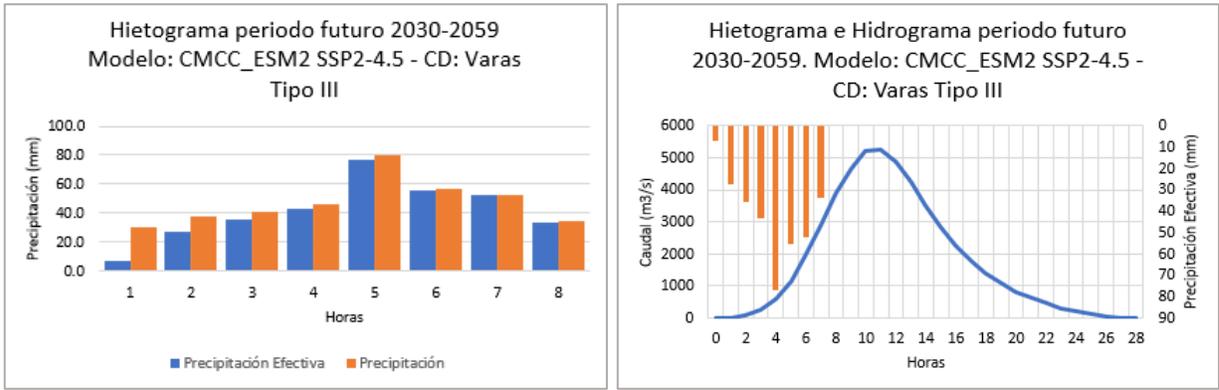


Figura A-37: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: ERA5. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

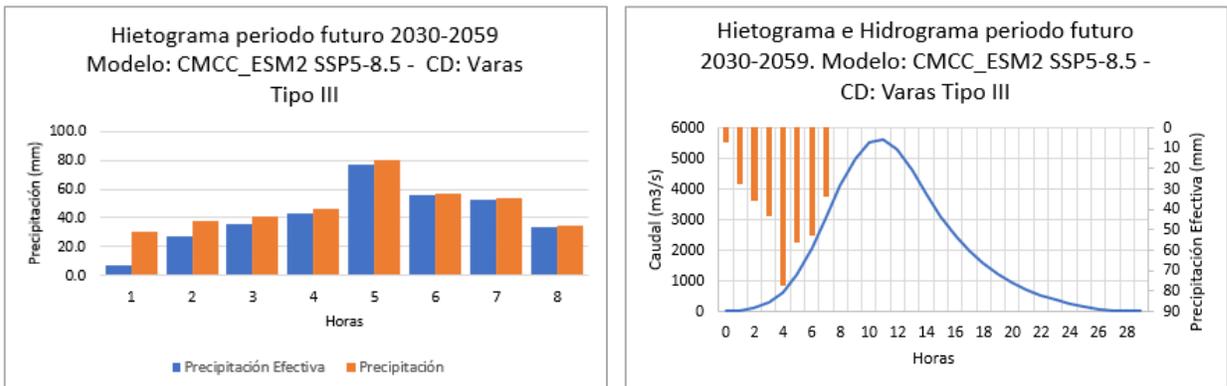


Figura A-38: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: ERA5. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

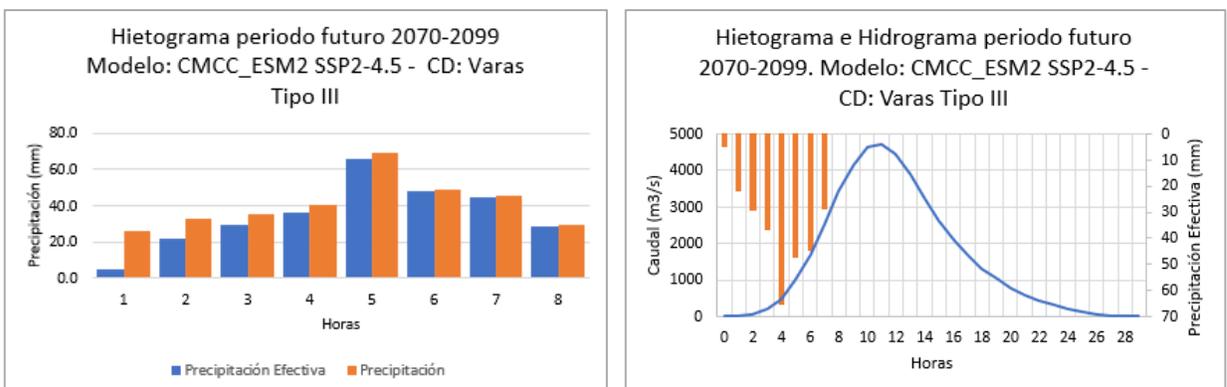


Figura A-39: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: ERA5. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

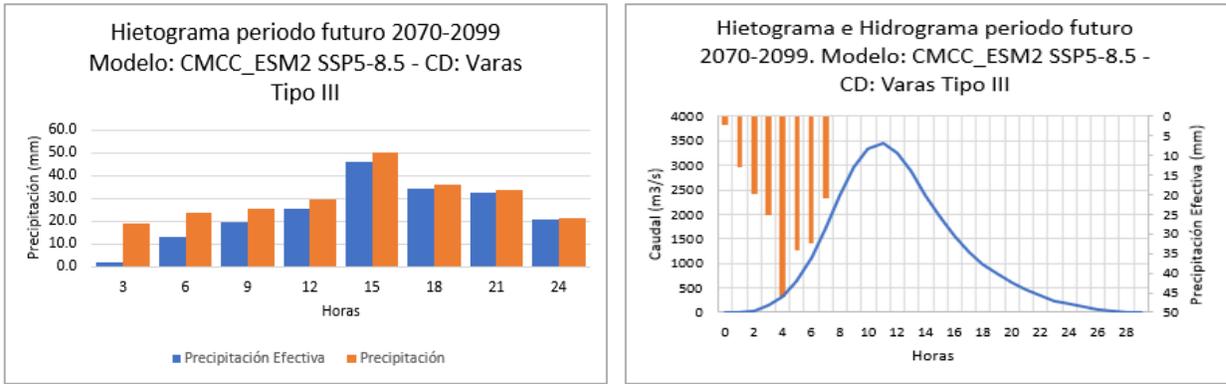


Figura A-40: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: ERA5. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Por otro lado, gráficos correspondientes a la distribución de los coeficientes de duración de la tormenta de agosto se muestran a continuación:

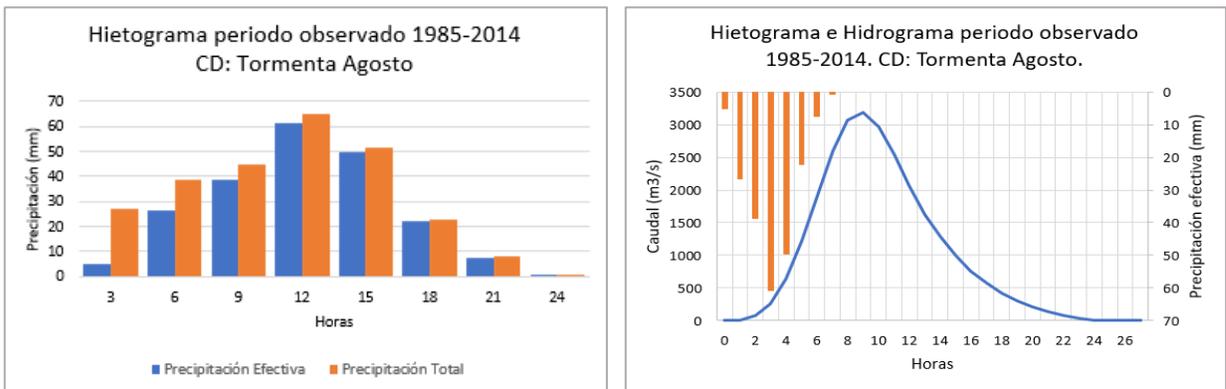


Figura A-41: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo observado 1985-2014.

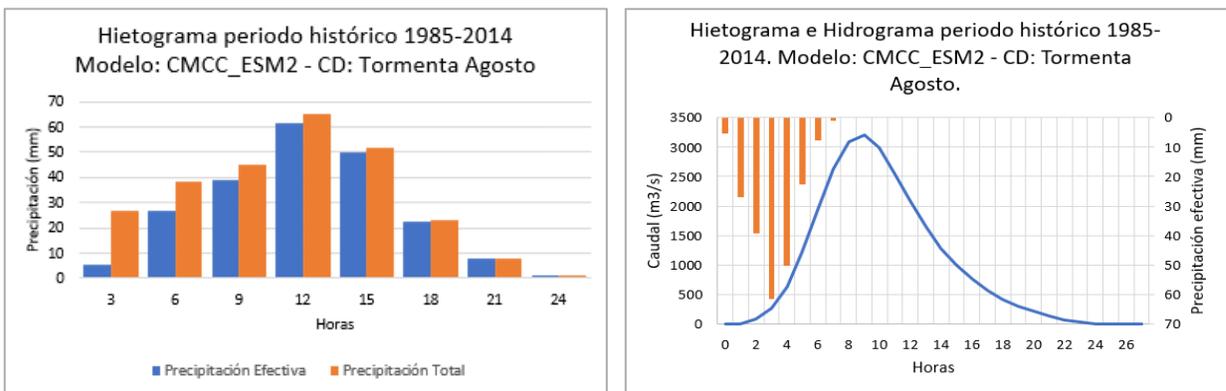


Figura A-42: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo histórico 1985-2014. Modelo: CMCC_ESM2.

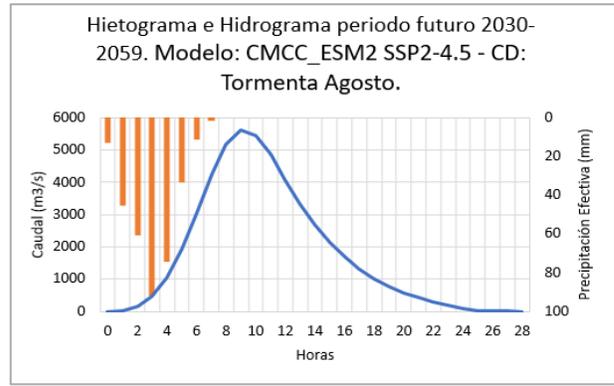
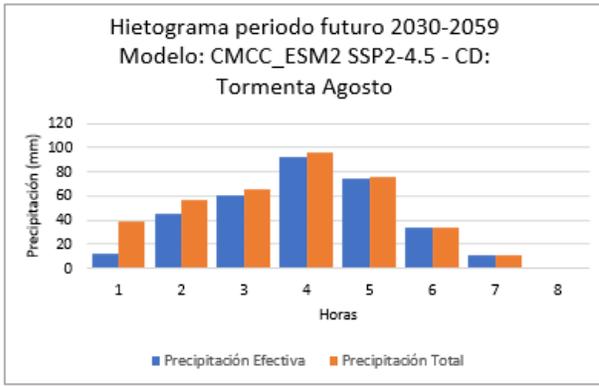


Figura A-43: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

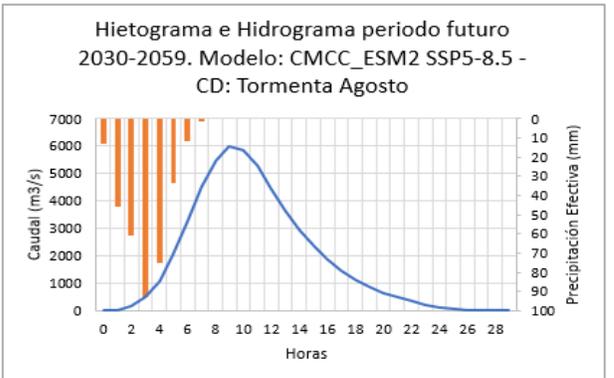
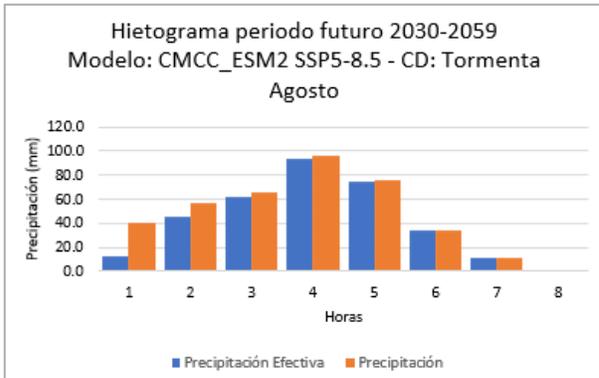


Figura A-44: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2030-2059. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

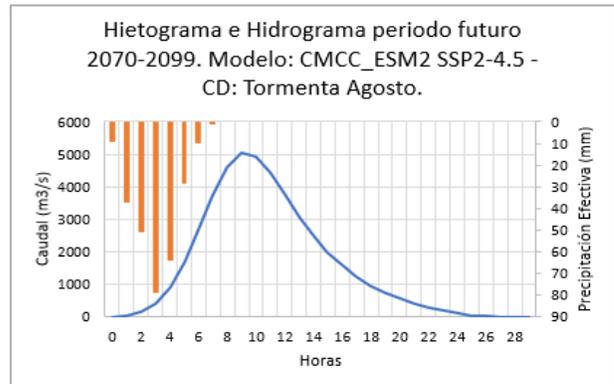
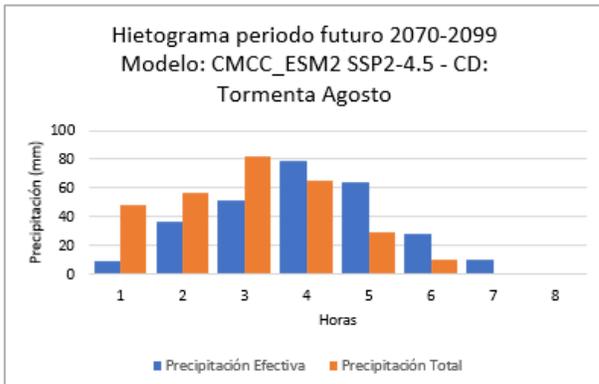


Figura A-45: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP2-4.5

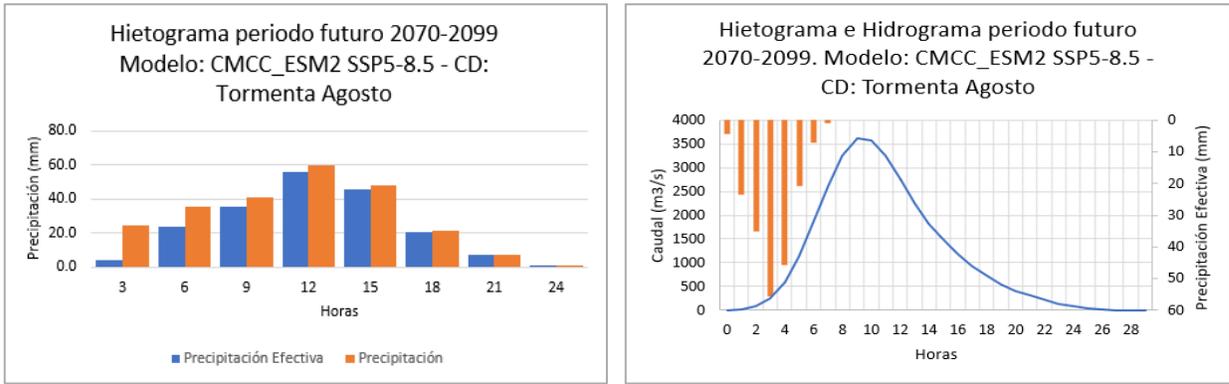


Figura A-46: Hietograma e hidrograma de escorrentía directa. Distribución: CD Tormenta Agosto. Periodo futuro 2070-2099. Modelo: CMCC_ESM2. Escenario: SSP5-8.5

Anexo B

Hidráulica Fluvial

B.1. Puente Guaiquillo de FF.CC.

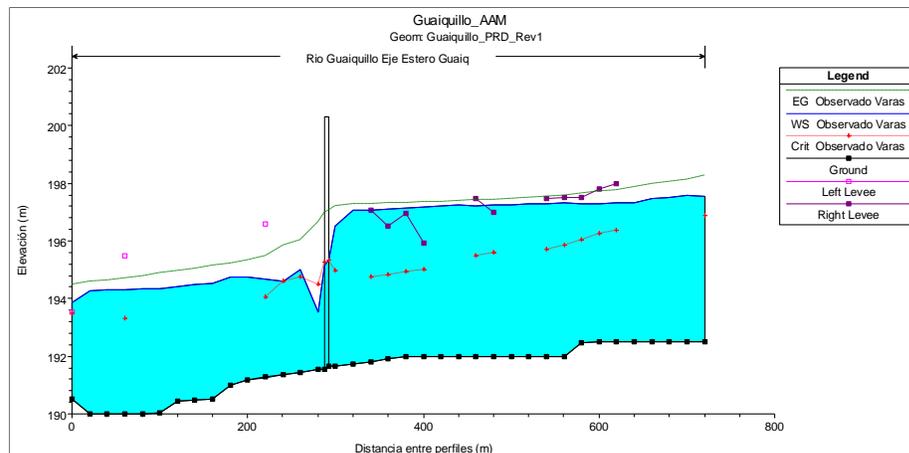


Figura B-1: Eje Hidráulico en río Guaiquillo periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III.

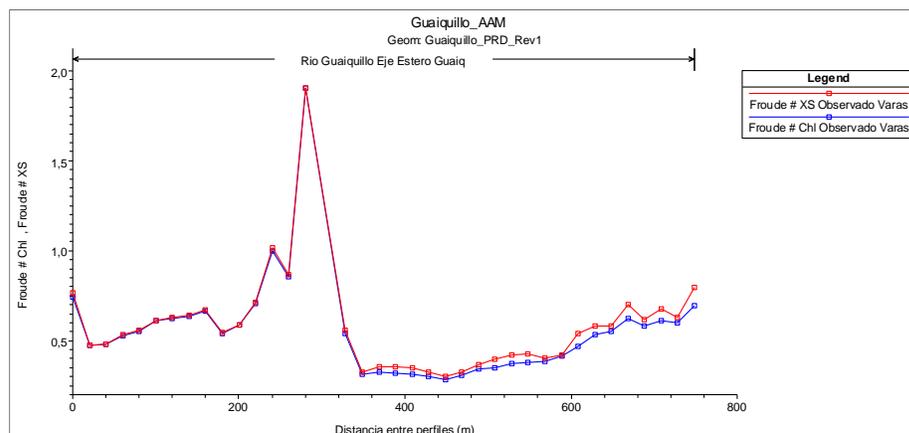


Figura B-2: Número de Froude en río Guaiquillo periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III.

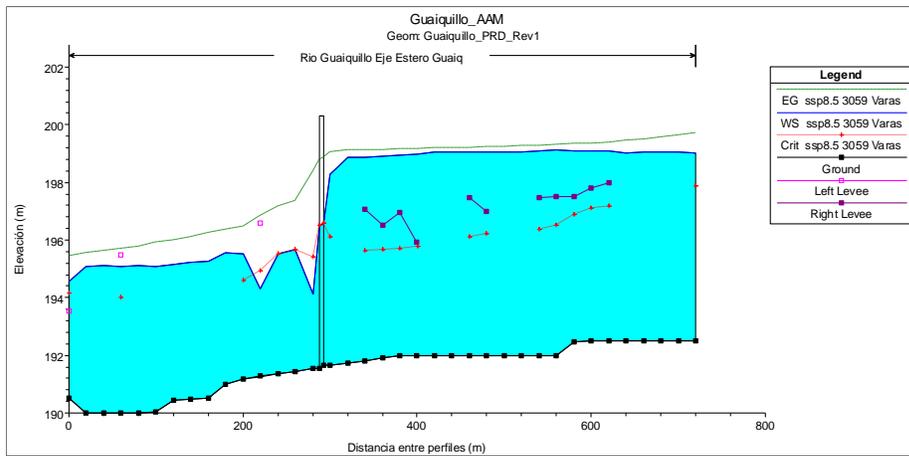


Figura B-3: Eje Hidráulico en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III. Escenario: SSP5-8.5

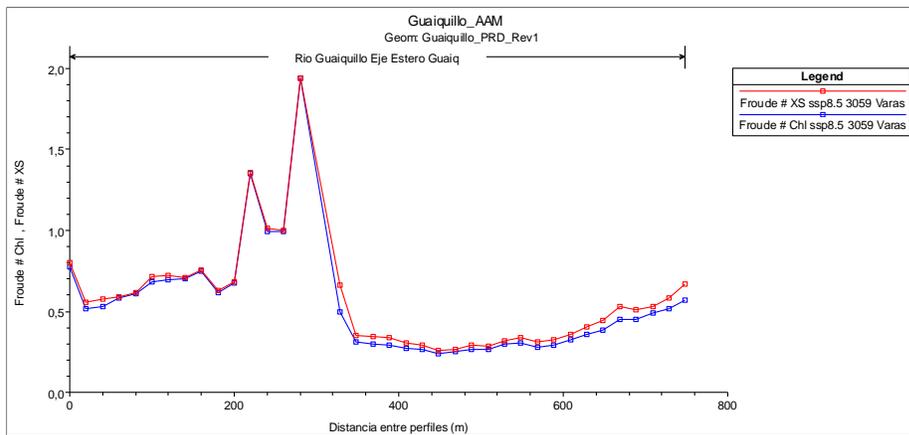


Figura B-4: Número de Froude en río Guaiquillo periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III. Escenario: SSP5-8.5

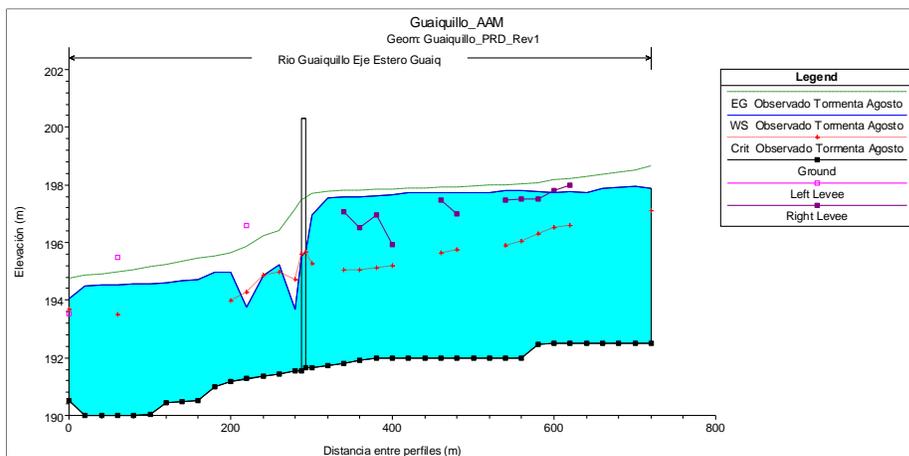


Figura B-5: Eje Hidráulico en río Guaiquillo periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto.

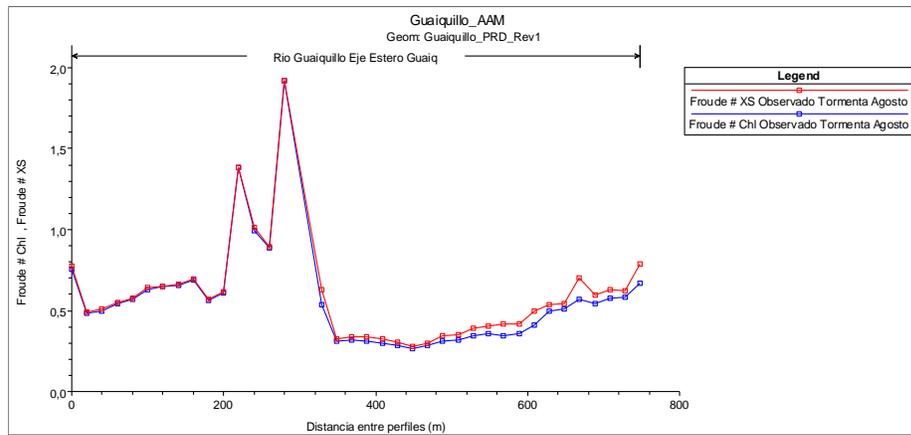


Figura B-6: Número de Froude en río Guaiquillo periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto.

B.2. Puente Lontué de FF.CC.

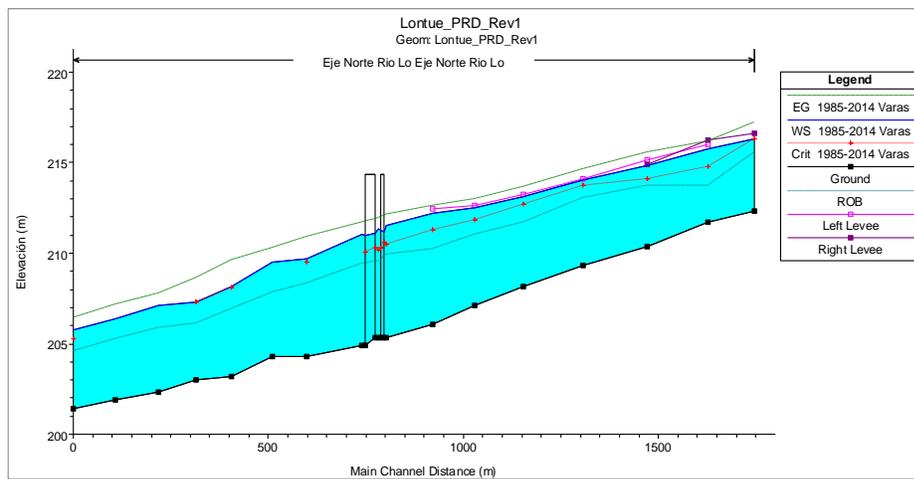


Figura B-7: Eje Hidráulico en río Lontué periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III.

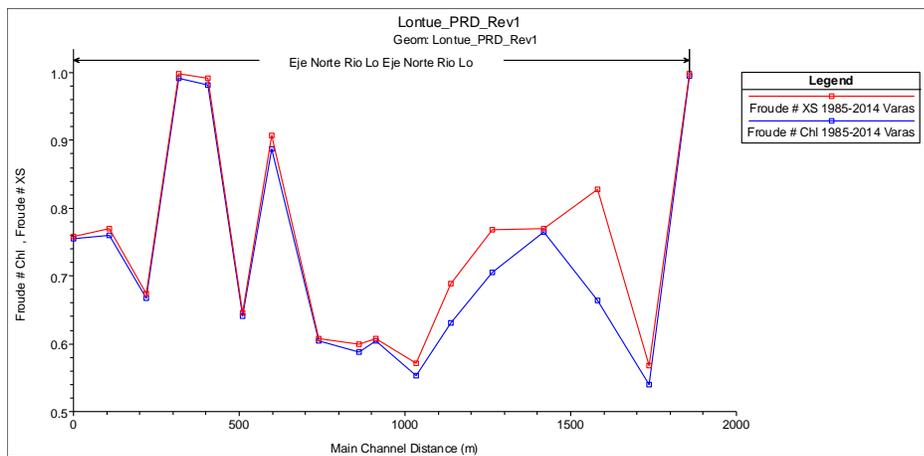


Figura B-8: Número de Froude en río Lontué periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III.

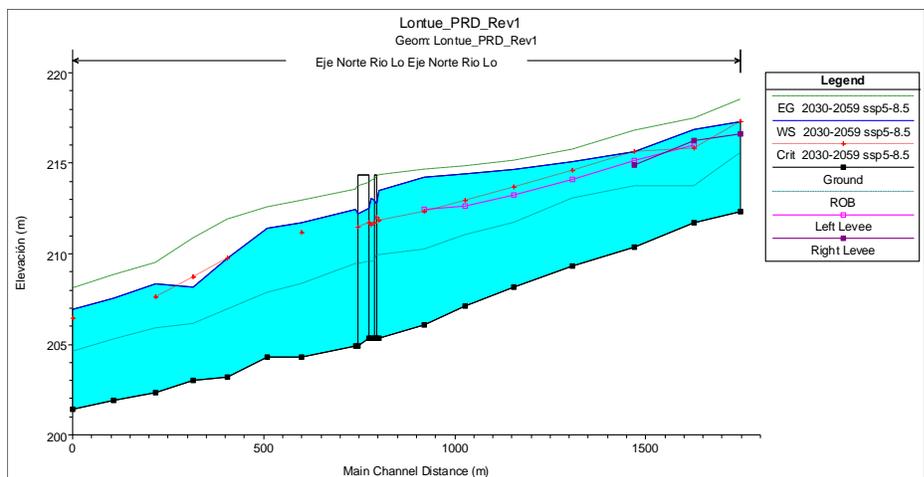


Figura B-9: Eje Hidráulico en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III. Escenario: SSP5-8.5

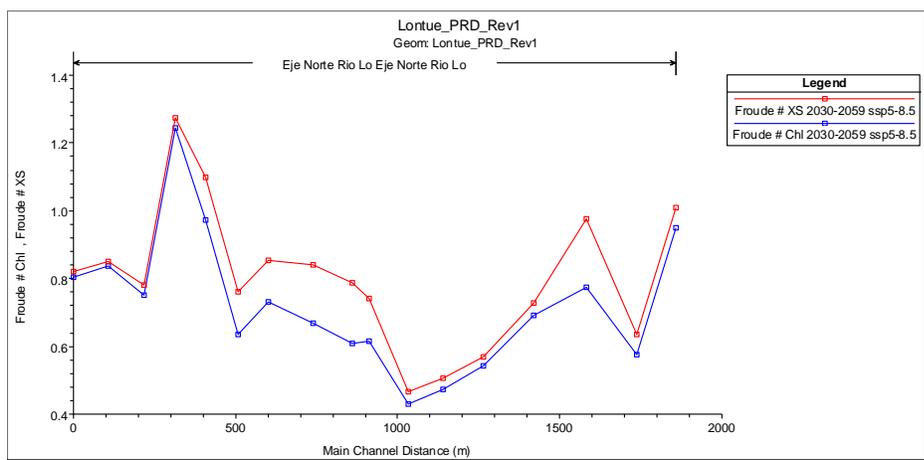


Figura B-10: Número de Froude en río Lontué periodo futuro 2030-2059, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Varas Tipo III. Escenario: SSP5-8.5

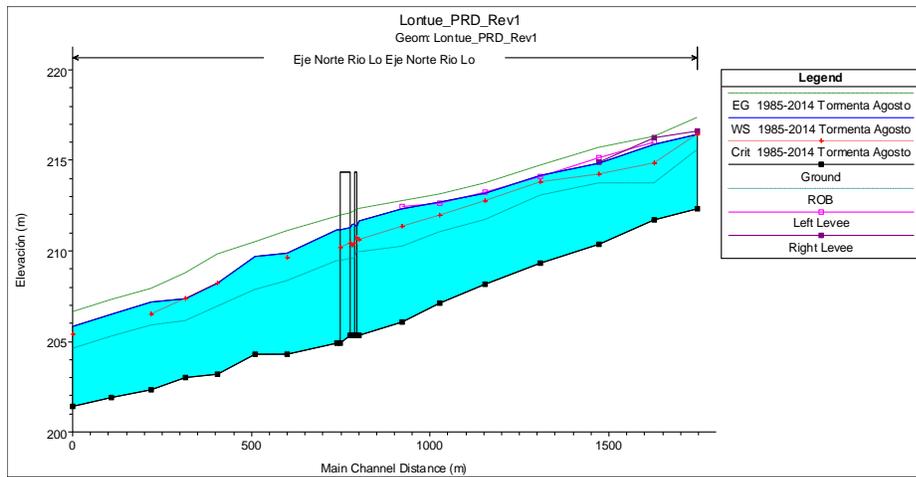


Figura B-11: Eje Hidráulico en río Lontué periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto.

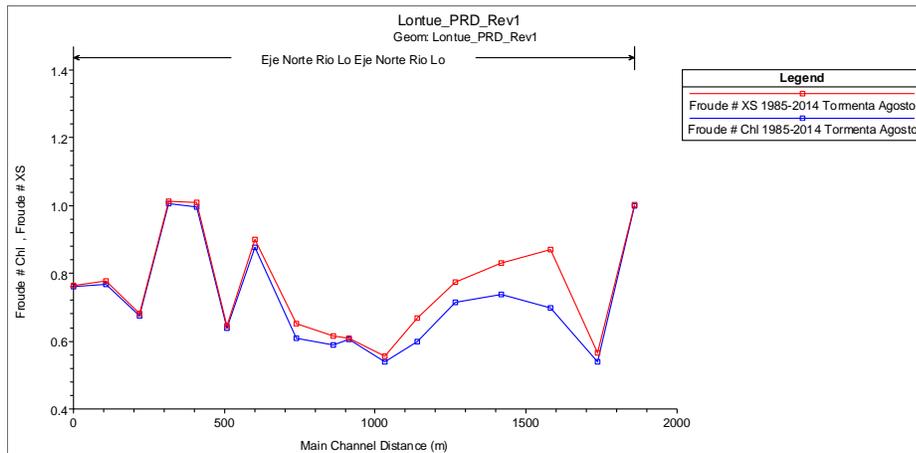


Figura B-12: Número de Froude en río Lontué periodo observado 1985-2014, tramo donde se ubica el puente ferroviario. Distribución: Tormenta Agosto.

Anexo C

Mecánica Fluvial

C.1. Planos Cepa Central Puente Guaiquillo de FF.CC.

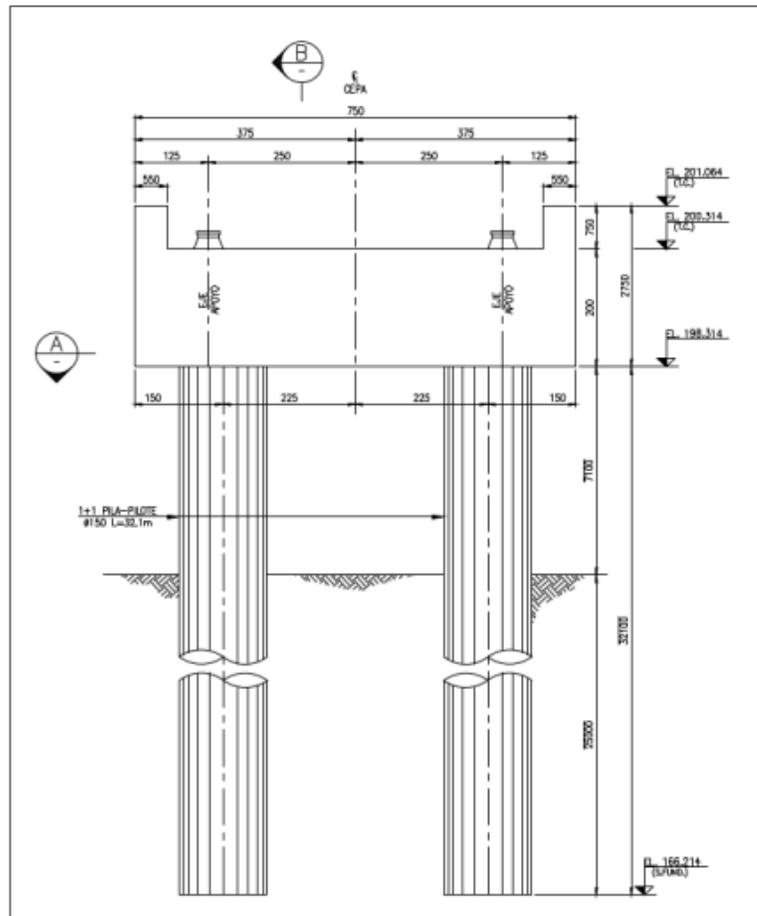


Figura C-1: Plano de elevación de la cepa central del puente Guaiquillo.

Fuente: Memoria de cálculo: Reparación puente Guaiquillo – OPH Ingenieros Consultores.

C.2. Extracto Plano Pilotes Puente Lontué de FF.CC.

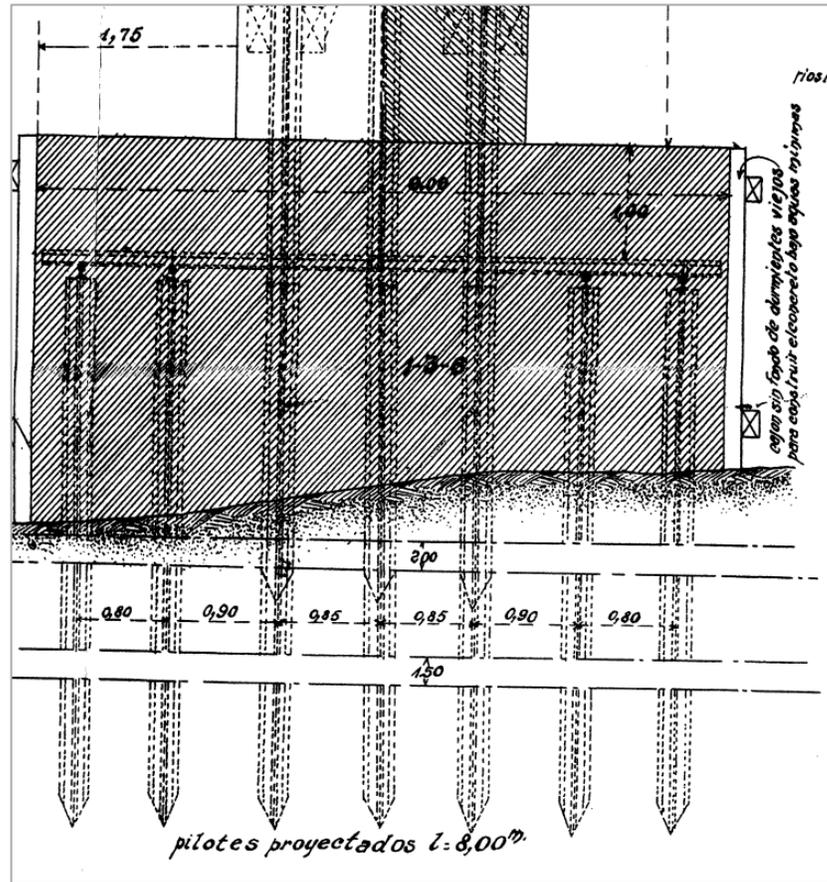


Figura C-2: Extracto del plano los pilotes proyectados del puente Lontué de ferrocarriles.

Fuente: EFE, 1933.

Anexo D

Relación entre Variables Puente Lontué de FF.CC.

D.1. Tablas Resumen de R^2

Tabla D-1: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de probabilidad de variables.

Probabilidad del Caudal Máximo en función de probabilidad de variables		
Ordenada	Abscisa	R2
P(Caudal Máximo) (t)	P(Precipitación) (t)	0,163
	P(Precipitación) (t-1)	0,262
	P(Precipitación) (t-2)	0,012
	P(Precipitación) (t-3)	0,06
	P(Max[Precipitación(t, t-1, t-2, t-3)])	0,324
	P(tas min) (t)	0,067
	P(tas min) (t-1)	0,003
	P(tas min) (t-2)	0,001
	P(tas min) (t-3)	0,021
	P(tas media) (t)	0,137
	P(tas media) (t-1)	0,255
	P(tas media) (t-2)	0,316
	P(tas media) (t-3)	0,268
	P(tas max) (t)	0,316
	P(tas max) (t-1)	0,313
	P(tas max) (t-2)	0,432
	P(tas max) (t-3)	0,305

Tabla D-2: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de probabilidad combinada.

Probabilidad del Caudal Máximo en función de probabilidad combinada		
Ordenada	Abscisa	R2
P(Caudal Máximo) (t)	P(Precipitación) * P(tas min) (t)	0,098
	P(Precipitación) * P(tas min) (t-1)	0,039
	P(Precipitación) * P(tas min) (t-2)	0
	P(Precipitación) * P(tas min) (t-3)	0,013
	P(Precipitación) * P(tas media) (t)	0,117
	P(Precipitación) * P(tas media) (t-1)	0,064
	P(Precipitación) * P(tas media) (t-2)	0,332
	P(Precipitación) * P(tas media) (t-3)	0,253
	P(Precipitación) * P(tas max) (t)	0,296
	P(Precipitación) * P(tas max) (t-1)	0,072
	P(Precipitación) * P(tas max) (t-2)	0,465
	P(Precipitación) * P(tas max) (t-3)	0,285

Tabla D-3: Resumen de R^2 obtenidos en los gráficos de tiempo de retorno de caudal máximo en función del tiempo de retorno de las variables.

T del Caudal Máximo en función de T de variables		
Ordenada	Abscisa	R2
T(Caudal Máximo) (t)	T(Max[Precipitación(t, t-1, t-2, t-3)])	0
	T(tas min) (t)	0,559
	T(tas min) (t-1)	0,127
	T(tas min) (t-2)	0,171
	T(tas min) (t-3)	0,902
	T(tas media) (t)	0,004
	T(tas media) (t-1)	0,002
	T(tas media) (t-2)	0,002
	T(tas media) (t-3)	0,003
	T(tas max) (t)	0,006
	T(tas max) (t-1)	0,01
	T(tas max) (t-2)	0,015
	T(tas max) (t-3)	0,01

D.2. Gráficos de Caudal Máximo en Función de Precipitación

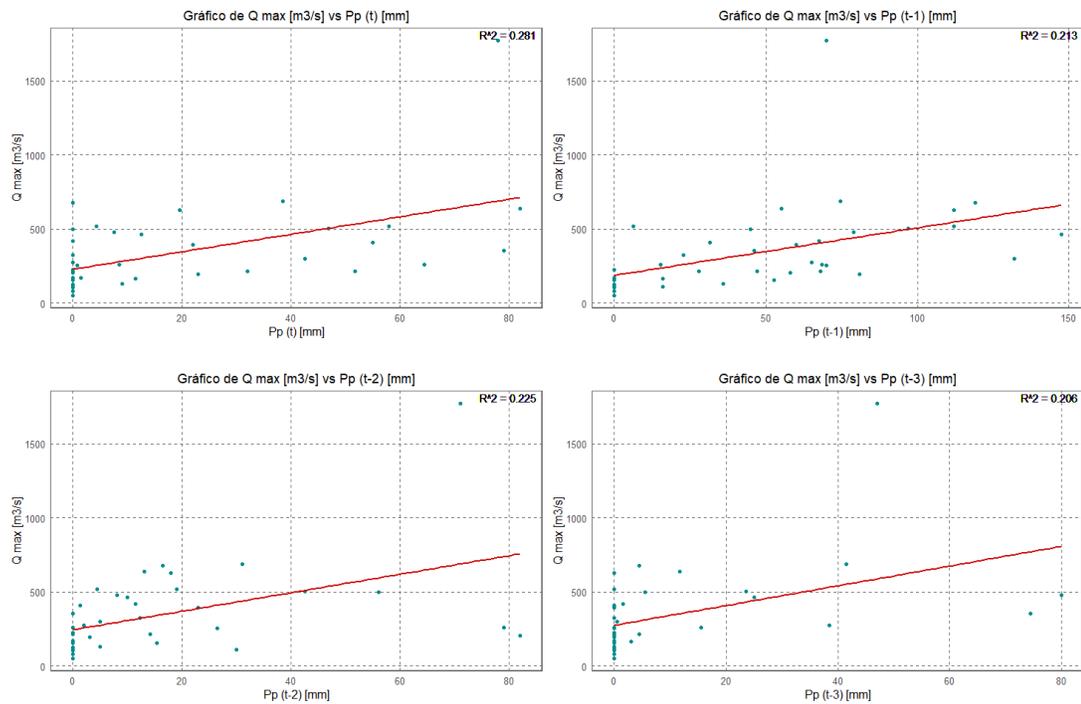
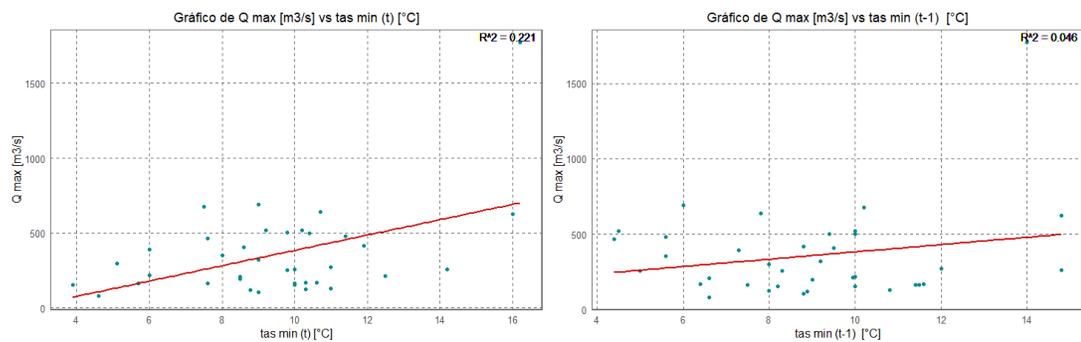


Figura D-1: Gráficos de relación de caudal máximo en función de la precipitación para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.3. Gráficos de Caudal Máximo en Función de Temperatura



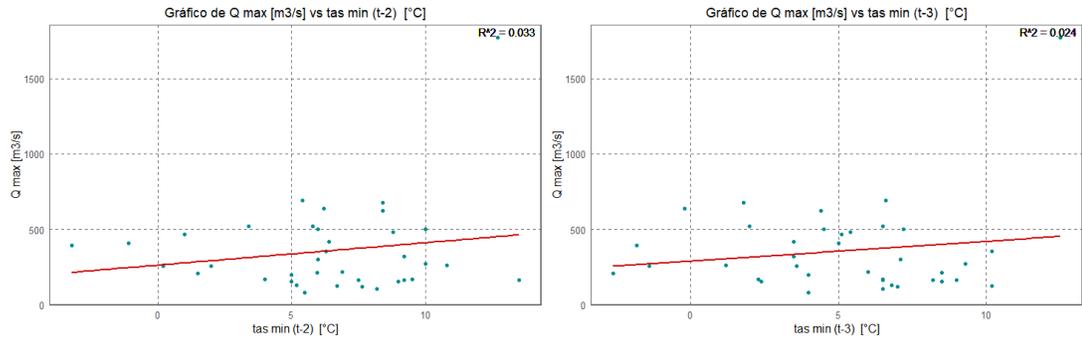


Figura D-2: Gráficos de relación de caudal máximo en función de la temperatura mínima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

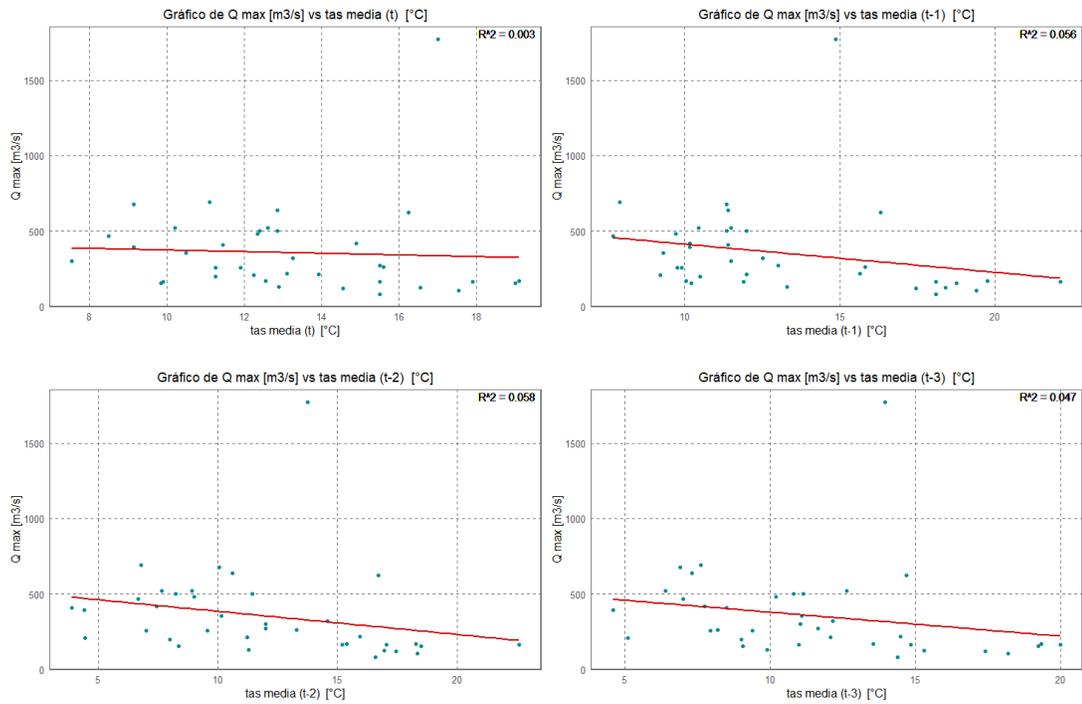


Figura D-3: Gráficos de relación de caudal máximo en función de la temperatura media para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

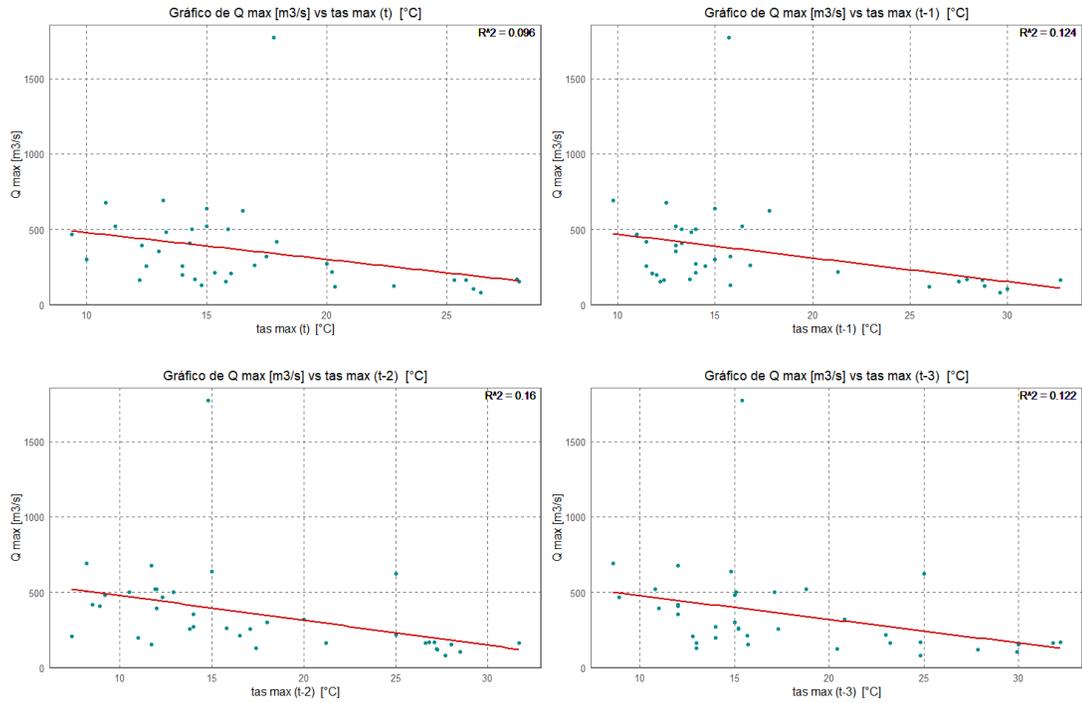


Figura D-4: Gráficos de relación de caudal máximo en función de la temperatura máxima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.4. Gráficos de Caudal Máximo en Función de LN

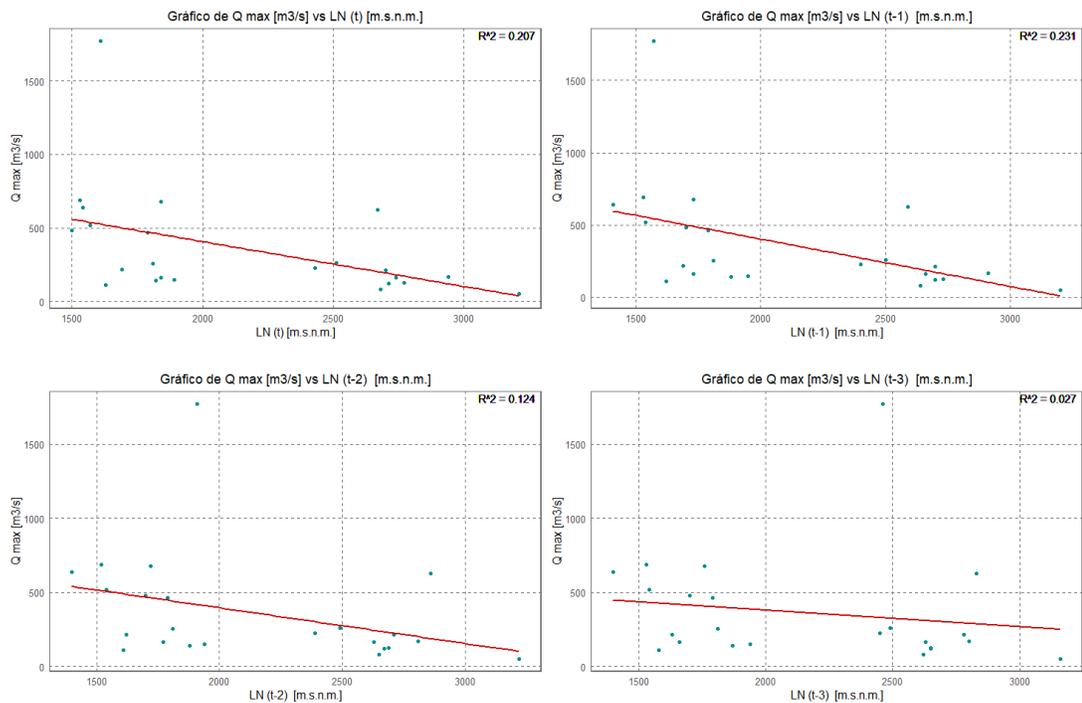


Figura D-5: Gráficos de relación de caudal máximo en función de la altura de la línea de nieves para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.5. Gráficos de Precipitación en Función de Temperatura

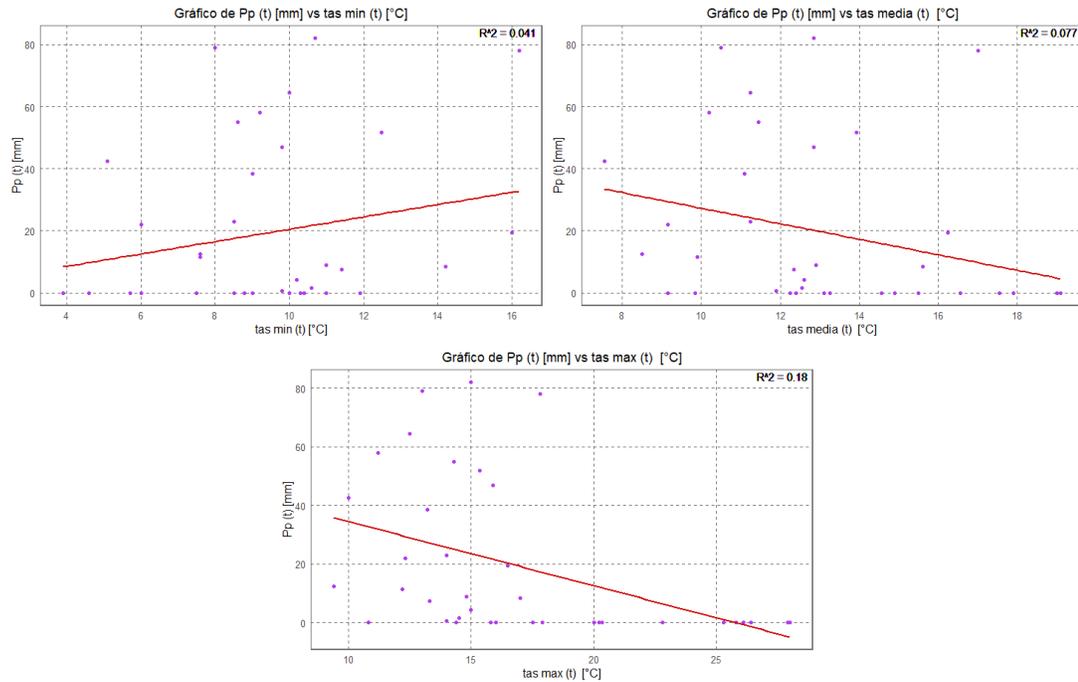
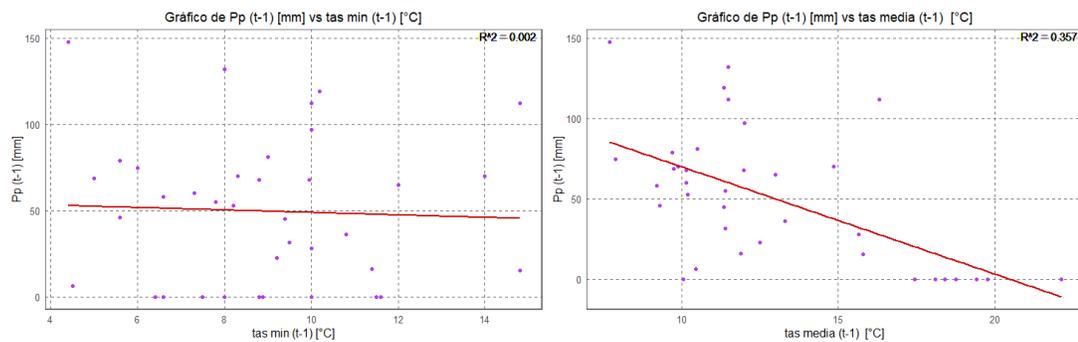


Figura D-6: Gráficos de relación entre precipitación y temperatura mínima, media y máxima para el tiempo t .



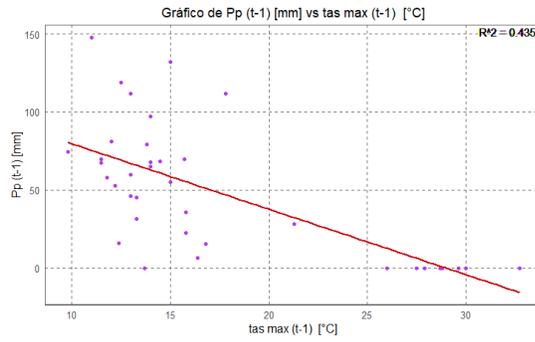


Figura D-7: Gráficos de relación entre precipitación y temperatura mínima, media y máxima para el tiempo t-1.

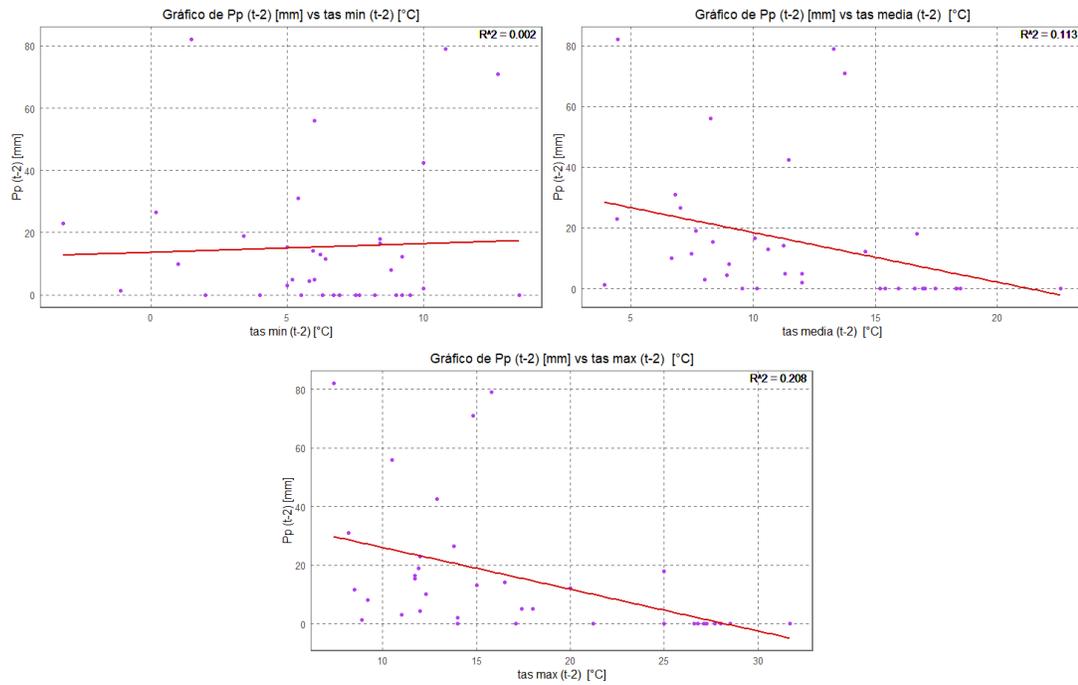


Figura D-8: Gráficos de relación entre precipitación y temperatura mínima, media y máxima para el tiempo t-2.

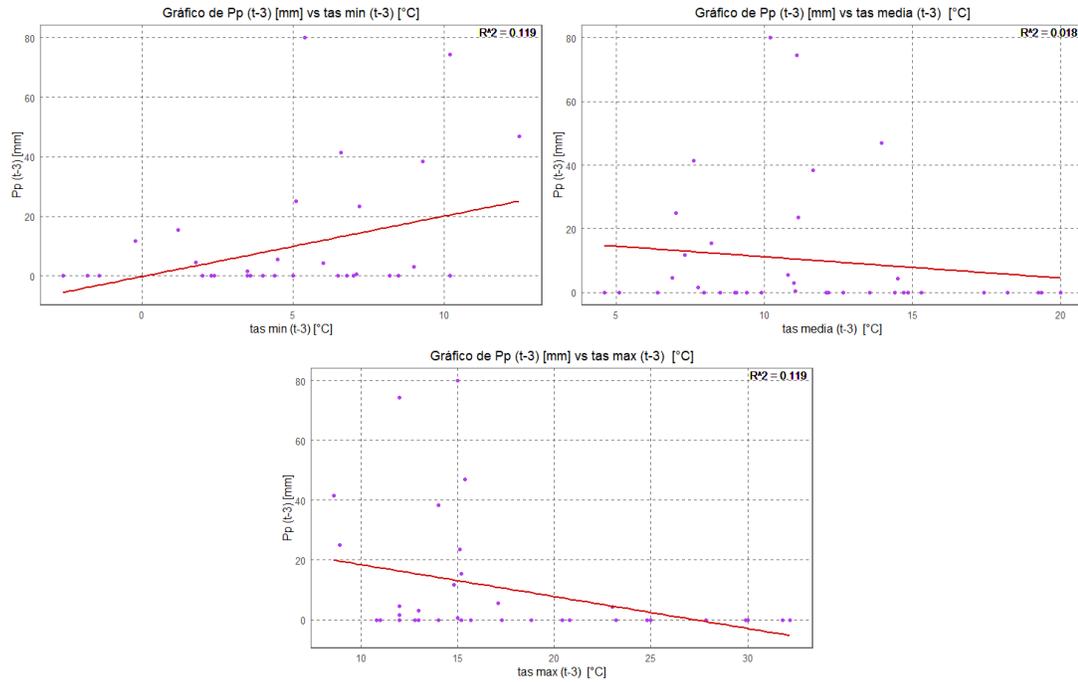


Figura D-9: Gráficos de relación entre precipitación y temperatura para el tiempo $t-3$.

D.6. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad de Precipitación

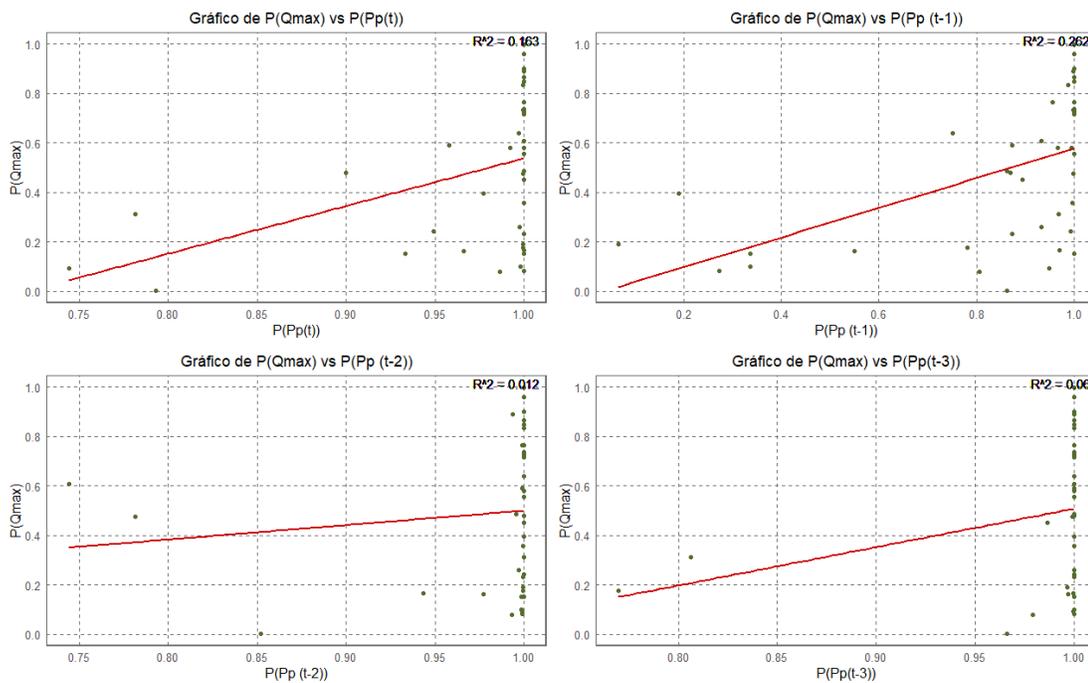


Figura D-10: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad de la precipitación para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.7. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad de Temperatura

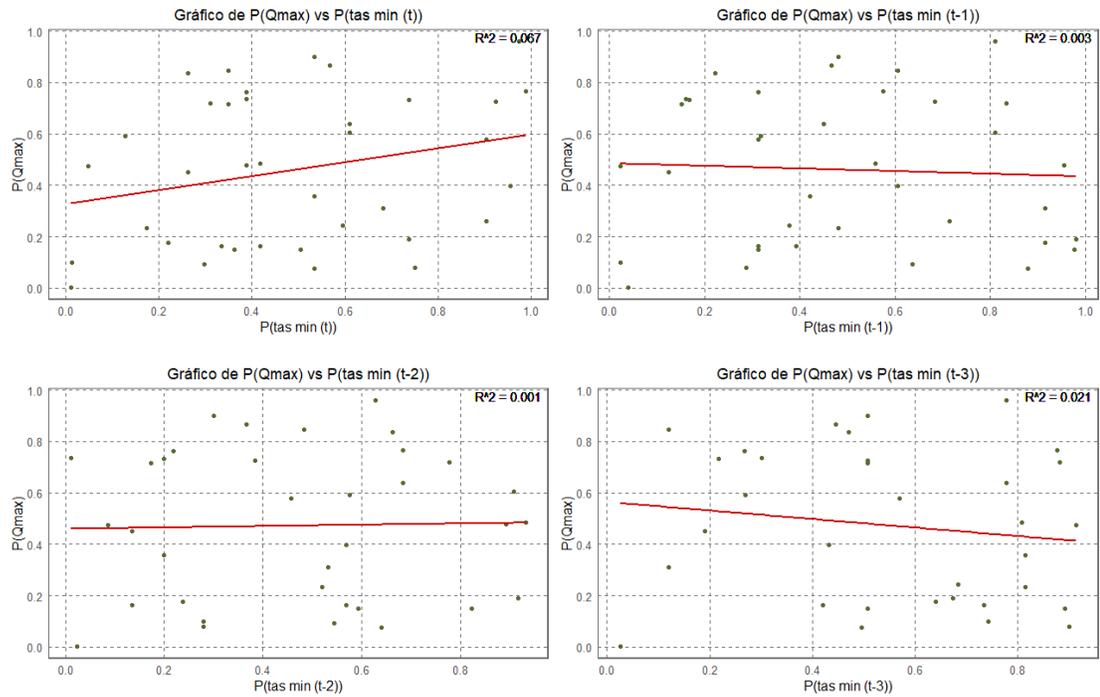


Figura D-11: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad de la temperatura mínima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

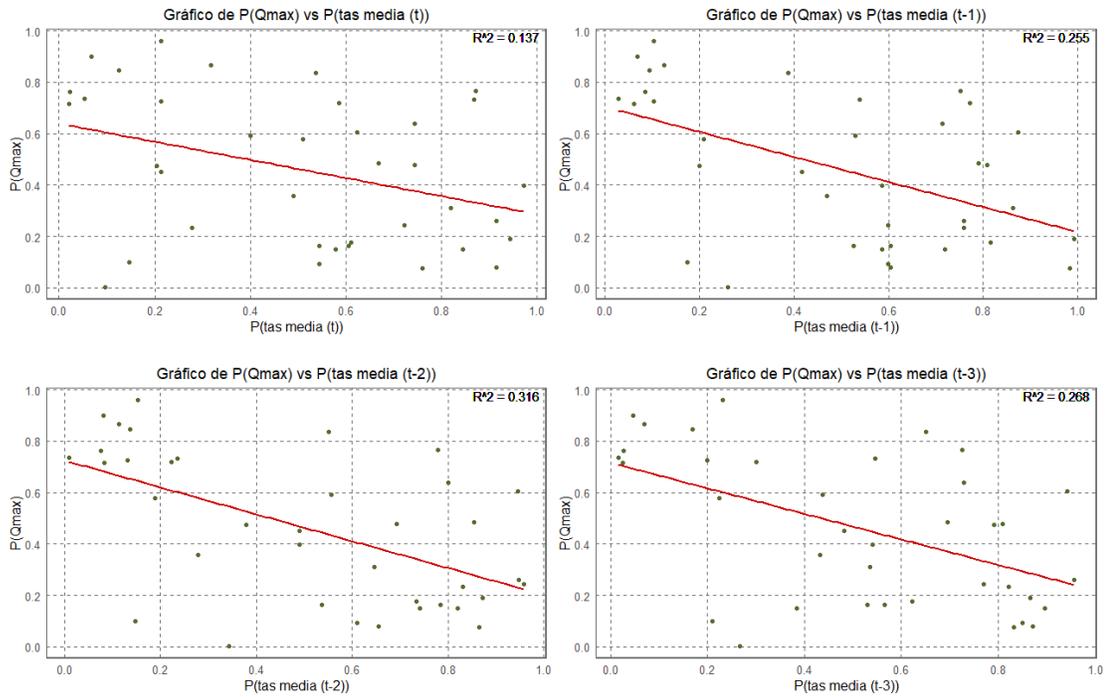


Figura D-12: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad de la temperatura media para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

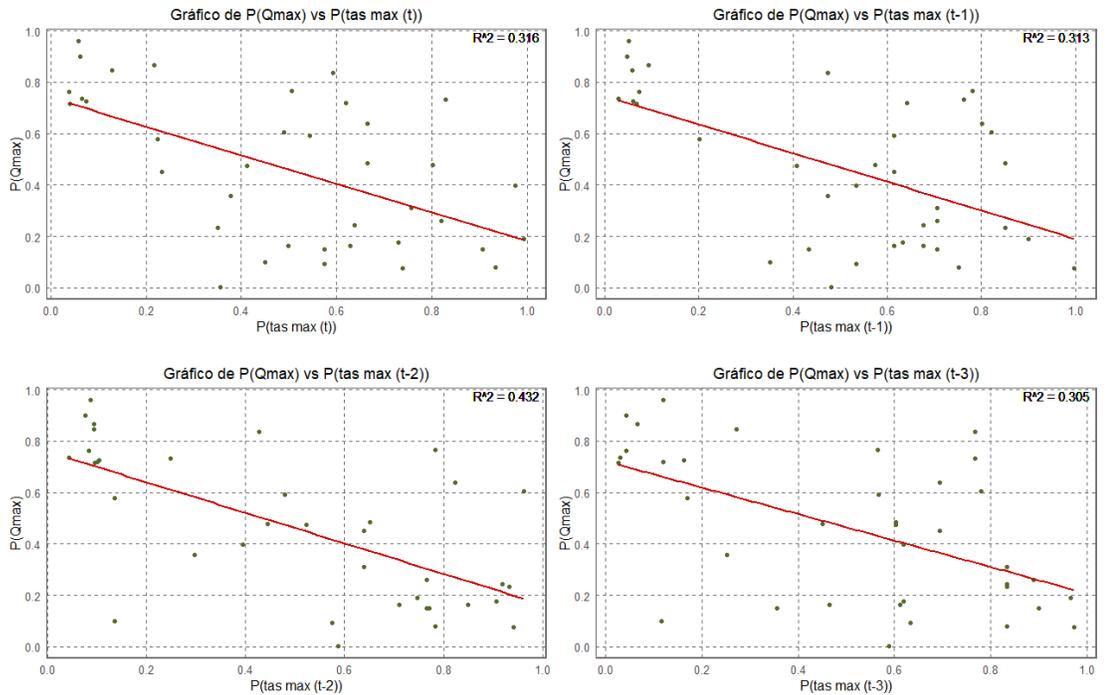


Figura D-13: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad de la temperatura máxima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.8. Gráficos de Probabilidad de Caudal Máximo en Función de Probabilidad Combinada

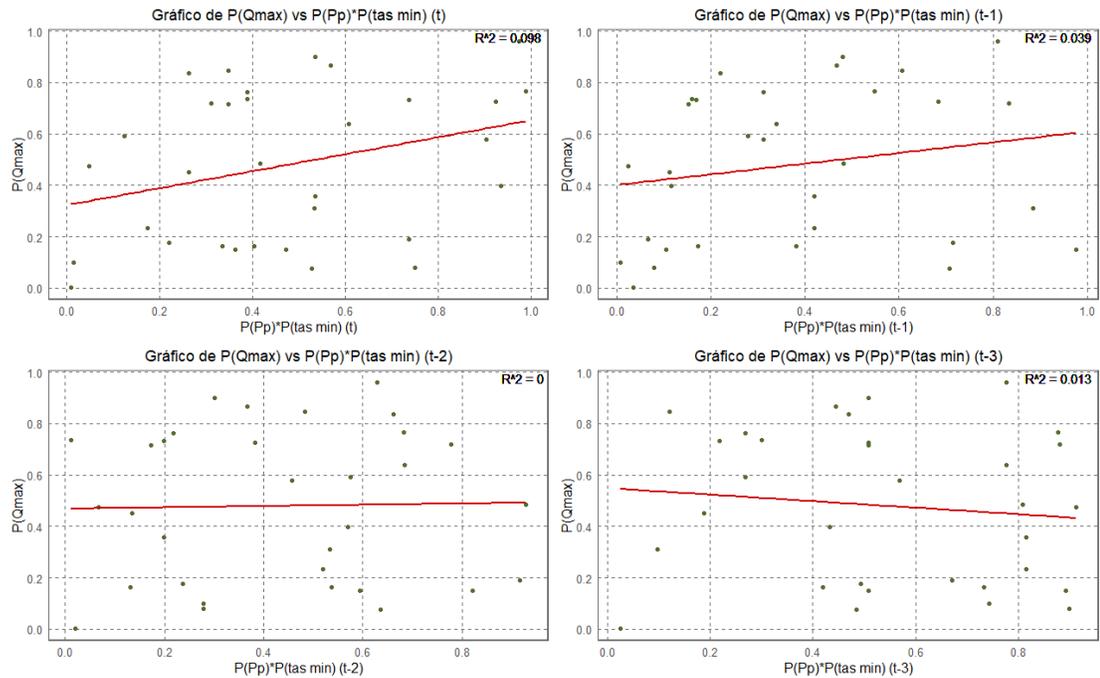


Figura D-14: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad combinada utilizando la temperatura mínima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

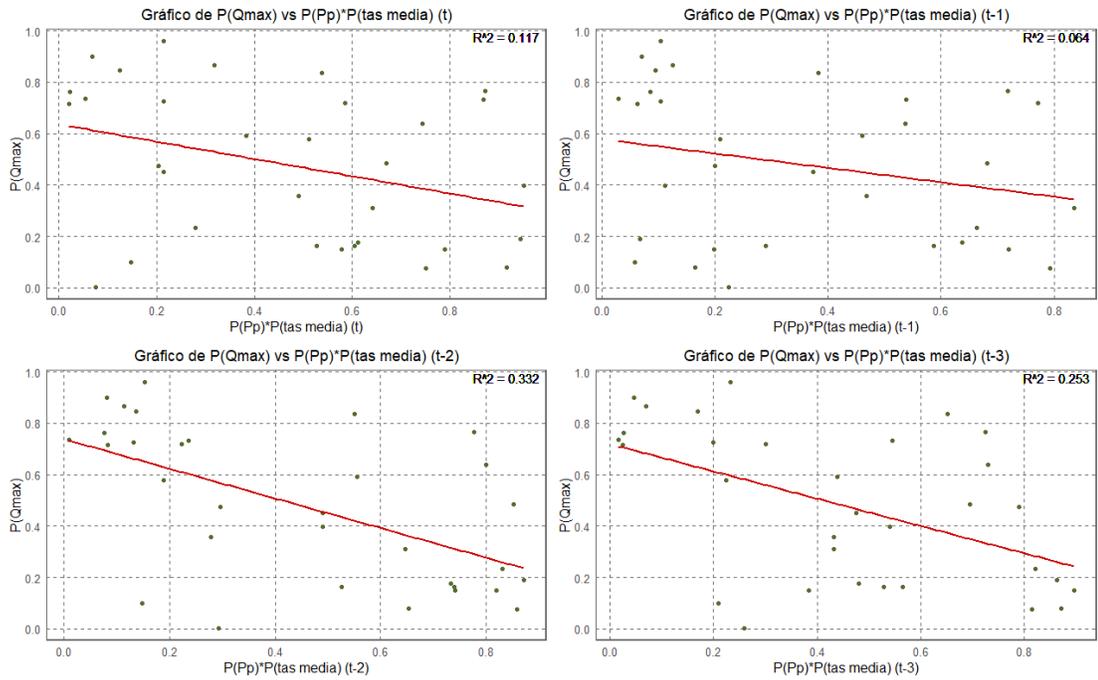


Figura D-15: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad combinada utilizando la temperatura mínima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

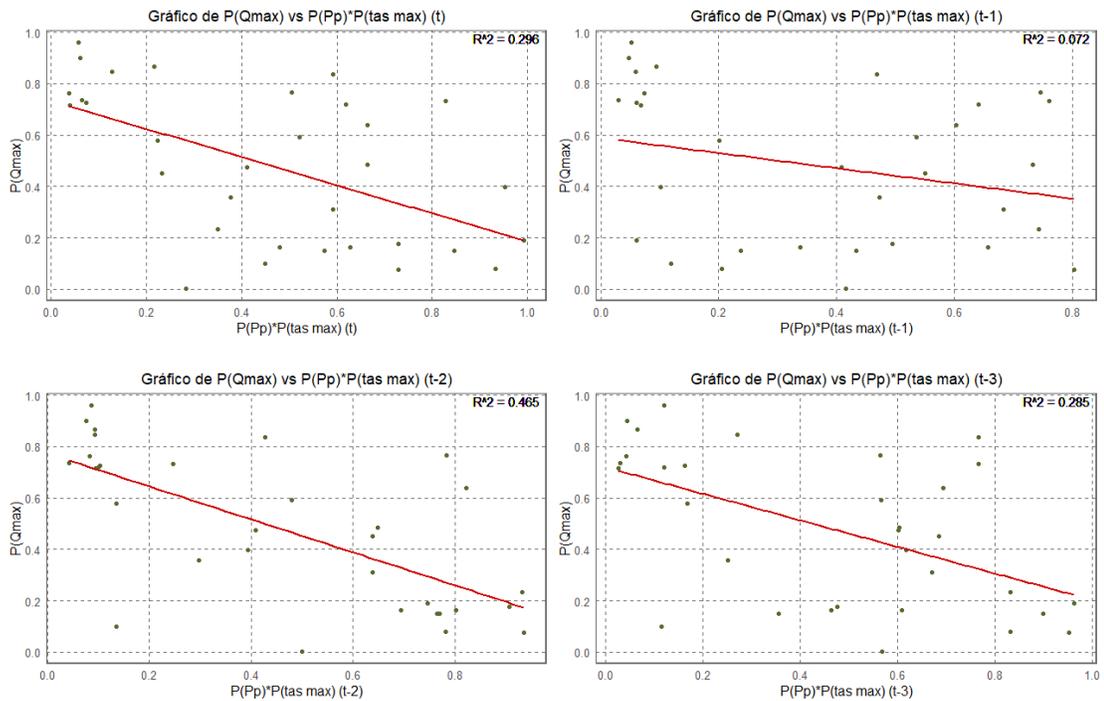


Figura D-16: Gráficos de probabilidad de caudal máximo en función de la probabilidad combinada utilizando la temperatura máxima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.9. Gráfico de T de Caudal Máximo en Función de T de Máxima Precipitación en los 4 días

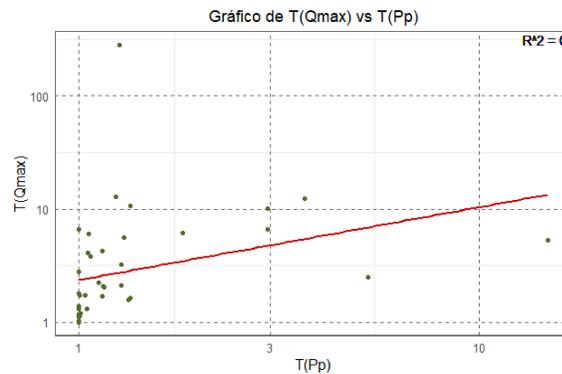


Figura D-17: Gráficos de T de caudal máximo en función de T de máxima precipitación en 4 días.

D.10. Gráficos de T de Caudal Máximo en Función de T de Temperatura

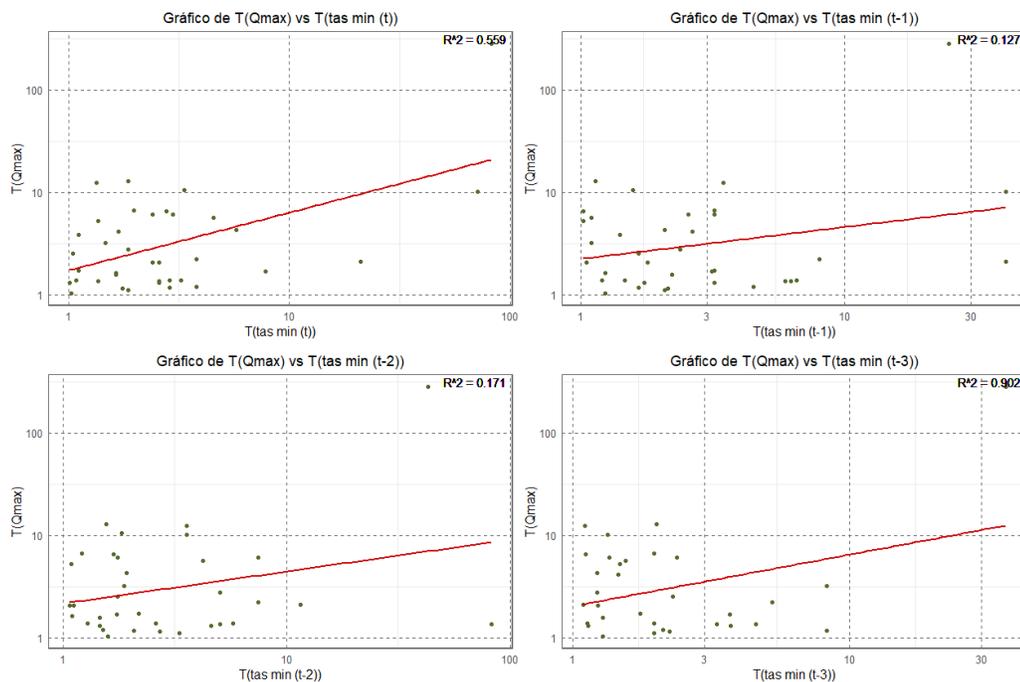


Figura D-18: Gráficos de T de caudal máximo en función de T de la temperatura mínima para los tiempos t, t-1, t-2 y t-3.

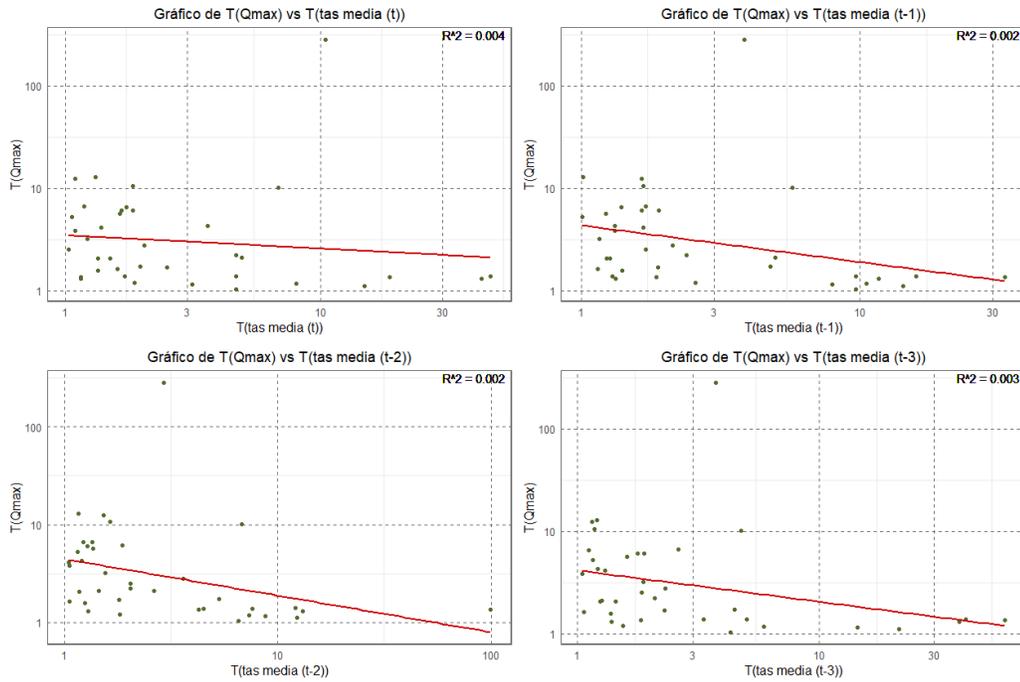


Figura D-19: Gráficos de T de caudal máximo en función de T de la temperatura media para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

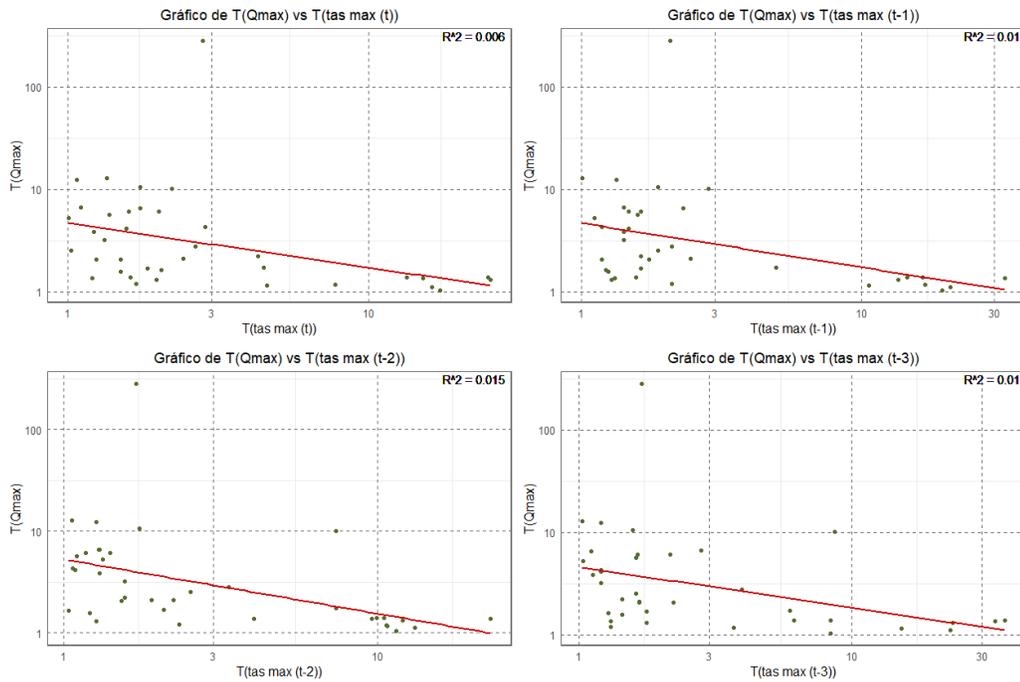


Figura D-20: Gráficos de T de caudal máximo en función de T de la temperatura máxima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

D.11. Gráficos de T de Caudal Máximo en Función de T Combinado

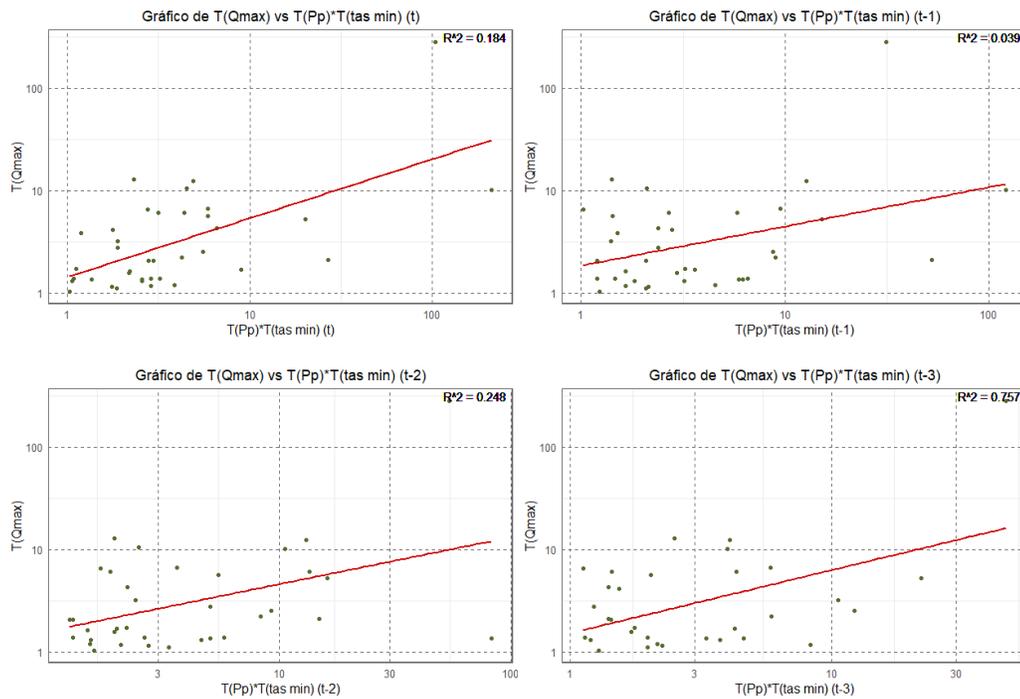


Figura D-21: Gráficos de T de caudal máximo en función de T combinado utilizando la temperatura mínima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

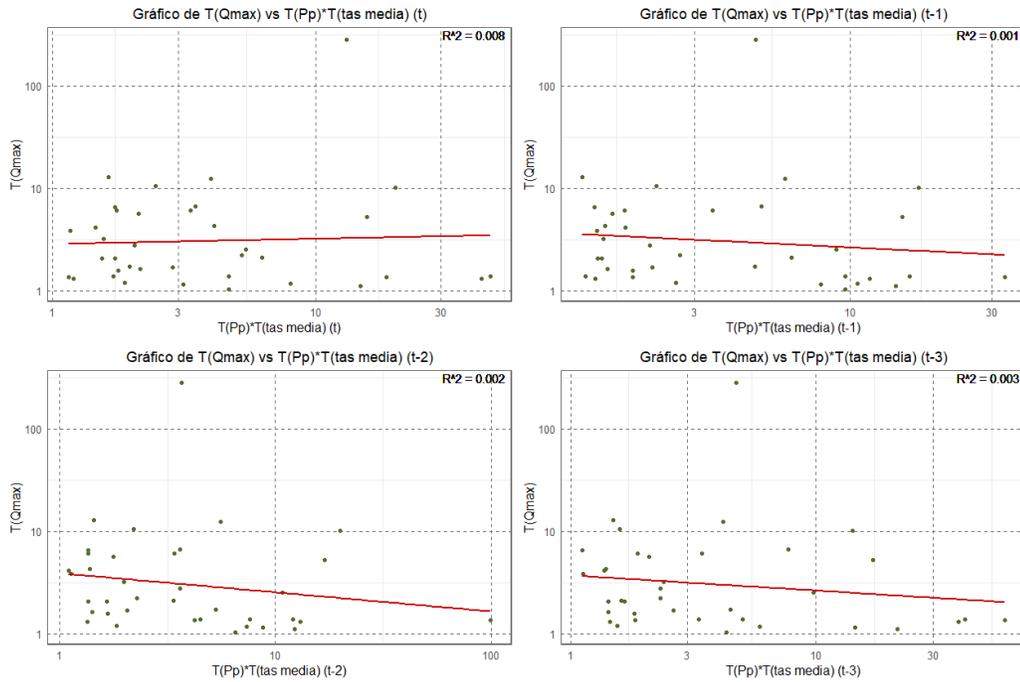


Figura D-22: Gráficos de T de caudal máximo en función de T combinado utilizando la temperatura media para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.

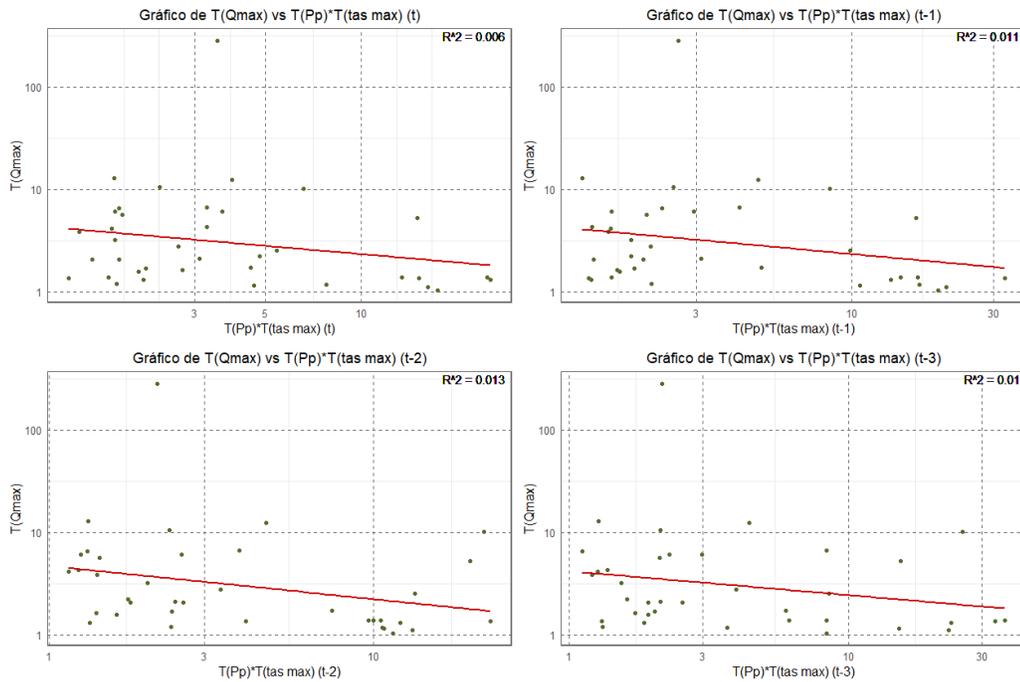


Figura D-23: Gráficos de T de caudal máximo en función de T combinado utilizando la temperatura máxima para los tiempos t , $t-1$, $t-2$ y $t-3$.