MAINSTREAM RENEWABLE POWER

DECLARACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

PARQUE EÓLICO CERRO TIGRE

Mainstream Renewable Power



PROCESO DE EVALUACIÓN AMBIENTAL
ADENDA
ANEXO AD-08: ESTUDIO HIDROLÓGICO

Mankuk
CONSULTING & SERVICES S.A.

Julio 2015

PLANTA EÓLICA DE CERRO TIGRE

HIDROLOGÍA Y DRENAJE

TYPSA-CHILE

Avda. Santa María
2670, Oficina 506
Providencia
Santiago - Chile
Tel. (+56 2) 3352289
www.typsa.com

TYPSA-HEADQUARTERS

Gomera 9
28703 S.S. de los Reyes
Madrid- España
Tel.(34) 91 722 73 00
Fax (34) 91 6517588
www.typsa.com

ÍNDICE

1. OBJETO 3
2. CLIMATOLOGÍA Y CARACTERIZACIÓN HÍDRICA 4
3. DATOS DE PARTIDA 6
4. MODELO DE CUENCA 7
4.1. DIVISIÓN DE SUBCUENCAS Y CARACTERÍSTICAS 7
4.2. MODELO DE TRANSFORMACIÓN LLUVIA – ESCORRENTÍA 11
5. VALIDACIÓN DE SERIES HISTÓRICAS Y OBTENCIÓN DE LAS SERIES DE MÁXIMOS 12
5.1. CRITERIOS DE VALIDACIÓN DE LOS DATOS DE LAS SERIES HISTÓRICAS 12
5.2. ANÁLISIS ESTOCÁSTICO DE LAS SERIES DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN ESTACIONES METEOROLÓGICAS 14
6. METODOLOGÍA Y RESULTADOS 17
6.1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA 17
6.2. COEFICIENTES DE DURACIÓN 17
6.3. COEFICIENTES DE FRECUENCIA 18
6.4. CURVAS DE PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-FRECUENCIA 18
6.4.1. Curvas de Precipitación–Duración–Frecuencia para lluvia mayor o igual a 1 hora 19
6.4.2. Curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia para lluvia mayor o igual a 1 hora 19
6.4.3. Curvas de Precipitación–Duración–Frecuencia para lluvia menor a 1 hora 20
6.4.4. Curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia para lluvia menor a 1 hora 21
6.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN 21
6.6. CÁLCULO DE CAUDALES 22
6.6.1. Cálculo del caudal correspondiente a la cuenca alta y obtención de la lámina de inundabilidad 23
6.6.2. Cálculo de caudales correspondientes al parque eólico 30
7. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES 33

1. OBJETO

El objeto del presente documento es estudiar la hidrología propia del emplazamiento destinado a albergar la planta eólica de Cerro Tigre, promovida su construcción por parte de Mainstream Renewable Power.

El Proyecto corresponde a un proyecto de generación de energía eléctrica a través de Energías Renovables No Convencionales (ERNC), el que generará energía limpia e inagotable a través del aprovechamiento del viento mediante aerogeneradores que transforman la energía eólica en energía eléctrica.

El Proyecto se localiza en la Región de Antofagasta, concretamente en la Provincia de Antofagasta, siendo una de las tres provincias que conforman la Región, hallándose al poniente de ésta.

La provincia de Antofagasta tiene una superficie de 65 987 km² (la más grande de la Región de Antofagasta), su capital provincial es el puerto de Antofagasta, situandose la zona de estudio a 47 km aproximadamente en dirección suroriente.

La zona de proyecto se localiza en las coordenadas:

Latitud: 23°45'40.10"S

Longitud: 69°55'42.08"O



Figura 1-1. Localización de la Planta Eólica de Cerro Tigre

Fuente: Elaboración propia

2. CLIMATOLOGÍA Y CARACTERIZACIÓN HÍDRICA

La Región de Antofagasta presenta características climáticas de extrema aridez que se manifiesta especialmente en la depresión intermedia y en las cuencas intermontañosas. La cercanía al mar y las cotas de la cordillera contribuyen a crear variación climática dispuesta en franjas longitudinales, diferenciadas por desértico nubosa en algunos sectores, desértica normal y desértica marginal de altura en el altiplano.

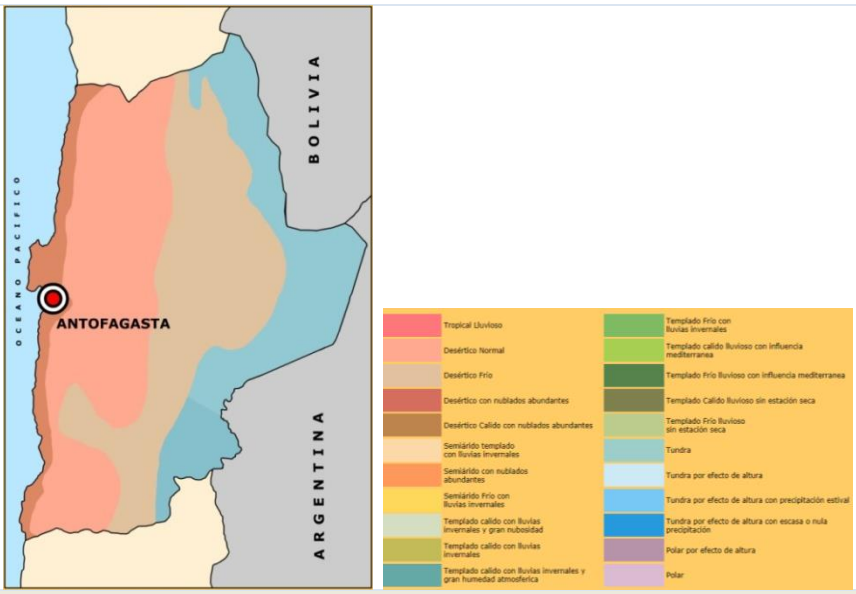


Figura 4.1-1. Mapa de climatología. II Región Antofagasta

Fuente: Dirección Meteorológica de Chile

La zona de estudio queda comprendida dentro del clima desértico normal. A pesar de su proximidad con el océano Pacífico, la influencia del anticiclón del Pacífico Sur y el efecto barrera de la cordillera de Los Andes, impiden la entrada de masas húmedas. La fuerte radiación solar diurna y la radiación infrarroja nocturna generan el fuerte contraste de temperaturas entre día y noche. Además las bajas precipitaciones y las condiciones extremas de sequedad imposibilitan el desarrollo de vida vegetal.

A continuación se adjuntan gráficas de precipitación media anual histórica y de temperatura media anual histórica obtenidas de la Dirección Meteorológica de Chile:

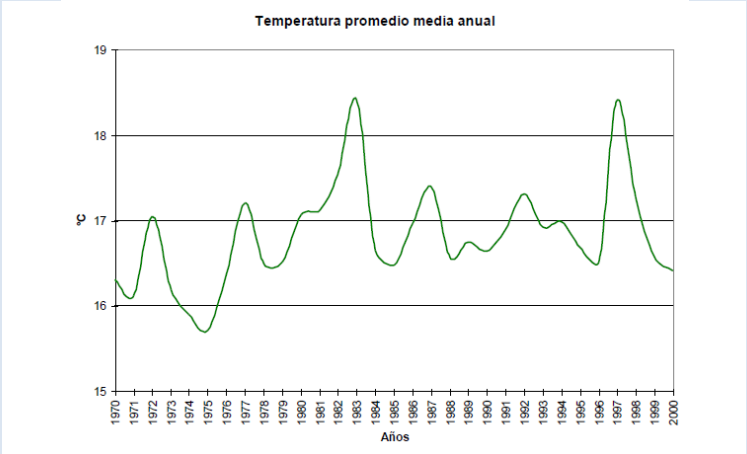


Figura 4.1-2. Temperatura promedio anual. Antofagasta. II Región

Fuente: Dirección Meteorológica de Chile

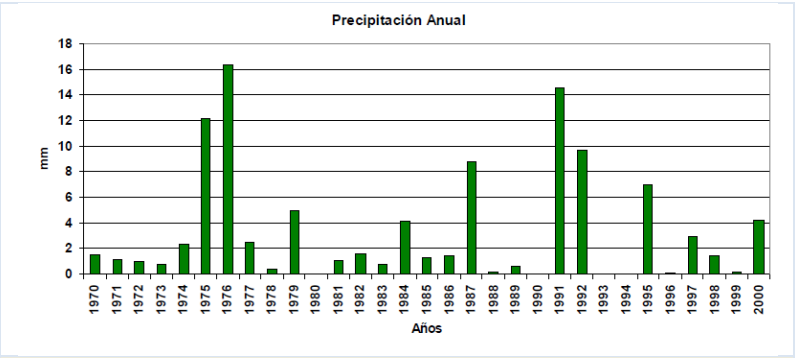


Figura 4.1-3. Precipitación anual. Antofagasta. II Región

Fuente: Dirección Meteorológica de Chile

La Región de Antofagasta se caracteriza por un clima árido, probablemente uno de los más áridos del mundo. La evaporación potencial es muy fuerte frente a las precipitaciones, las cuales son escasas y variables.

Debido a las características de aridez que presenta la Región de Antofagasta, la vegetación es muy escasa, especialmente en la Depresión Intermedia donde el desierto es absoluto. La ausencia de lluvias, la sequedad y la fuerte amplitud térmica impiden el desarrollo de todo tipo de vegetación con excepción de algunas áreas donde se encuentran napas subterráneas.

Respecto a la hidrografía, en la Región de Antofagasta existe un único río con desembocadura al mar, el río Loa, siendo una de sus características principales la circulación de caudal continuo durante todo el año. Cabe mencionar que en la zona de estudio, ubicación del parque eólico Cerro Tigre, no existe un rio de caudal continuo, pero la existencia de dos quebradas bien definidas hace pensar en la existencia de un abundante caudal en situaciones extremas.

A continuación se adjunta un mapa de áreas protegidas y ambientales donde se representa la hidrografía de la Región así como la localización de la zona de estudio.

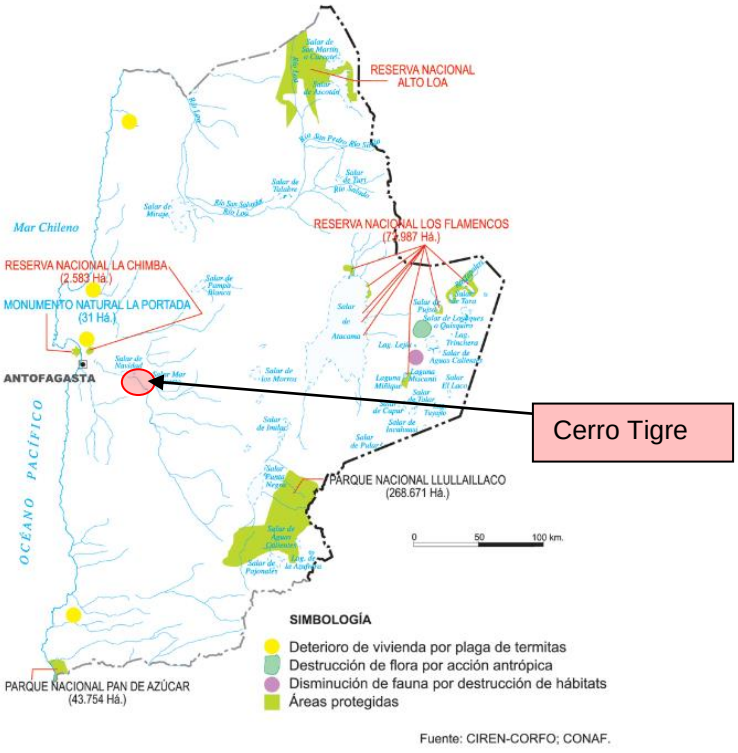


Figura 4.1-4.. Mapa de Áreas protegidas y ambientales. II Región Antofagasta

Fuente: CIREN-CORFO; CONAF

La región se caracteriza por un arreísmo completo, es decir, carencia de corrientes fluviales, consecuencia del clima desértico absoluto, disposición del relieve y alta salinidad de los suelos.

Los pocos ríos que hay provienen de las cumbres andinas y todos, con excepción del Loa, se pierden en el desierto y nunca llegan al mar, evaporando sus aguas en salares o sumergiéndolas en napas subterráneas.

En la zona de estudio se localizan algunos salares como el Salar Mar Muerto y el Salar de Navidad. Un salar es un lago superficial cuyos sedimentos predominantes son las sales. La formación de los salares tienen su origen en la evaporación de las aguas, que en su trayectoria en la fase de escorrentía, interactúan con los minerales del suelo y de las rocas, además de la atmósfera. La fuerte evaporación provoca la precipitación de las sales, debido a que la evaporación es superior a la entrada de aguas de la cuenca aportante.

El Salar Mar Muerto recoge las aguas de escorrentía procedentes de la cuenca alta, concretamente de una superficie de aproximadamente 1400 km².

3. DATOS DE PARTIDA

Los datos de partida empleados son:

- Cartografía:
  - Planos 1:50.000 del IGM en formato digital.

- Topografía 1:500 de la zona del parque Eólico Cerro Tigre facilitada por Mainstream Renewable Power.
- Modelo digital del terreno de toda la cuenca a escala 1:10.000 obtenida del servidor ASTER GDEM.

- Estaciones meteorológicas:

En la Tabla 3.-1 se recogen las estaciones meteorológicas empleadas en el estudio hidrológico realizado.

Tabla 3.-1. Estaciones meteorológicas

Nombre Estación	Coordenadas	
Antofagasta	358307 E	7389264 N
Baquedano	413947 E	7418915 N
Sierra Gorda	466773 E	7468328 N
Socaire	612802 E	7390681 N
Taladre	613518 E	7421064 N
Camar	605746 E	7410665 N
Peine	595837 E	7380038 N
Aguas Verdes	402896 E	7190027 N

Fuente: Elaboración propia

4. MODELO DE CUENCA

4.1. DIVISIÓN DE SUBCUENCAS Y CARACTERÍSTICAS

Para poder representar correctamente el comportamiento hidrológico de la zona de estudio es preciso realizar un esquema representativo de la misma, definiéndola con sus características morfológicas y su red de drenaje.

En este apartado se definen las subcuencas que conforman la cuenca hidrológica total de estudio, caracterizadas por generar un flujo de salida resultante del proceso de transformación lluvia escorrentía. Además, se define la red de drenaje conformada por los cauces por los que discurren los caudales calculados, las confluencias que definirán los puntos estratégicos de estudio así como las entidades hídricas existentes como los salares.

Se procede a modelizar la cuenca de estudio mediante el software ArcMap10.1, el cual dispone de un módulo específico que permite la definición de subcuencas y red de drenaje a partir de un MED del terreno, obtenido con anterioridad.

Mediante el empleo de herramientas GIS, a partir del modelo digital del terreno del servidor ASTER GDEM 10 x 10 m, se obtienen un total de 19 subcuencas.

En la Figura 4.1-1 se recoge el esquema de subcuencas definido y empleado en el modelo hidrometeorológico así como el MED empleado.

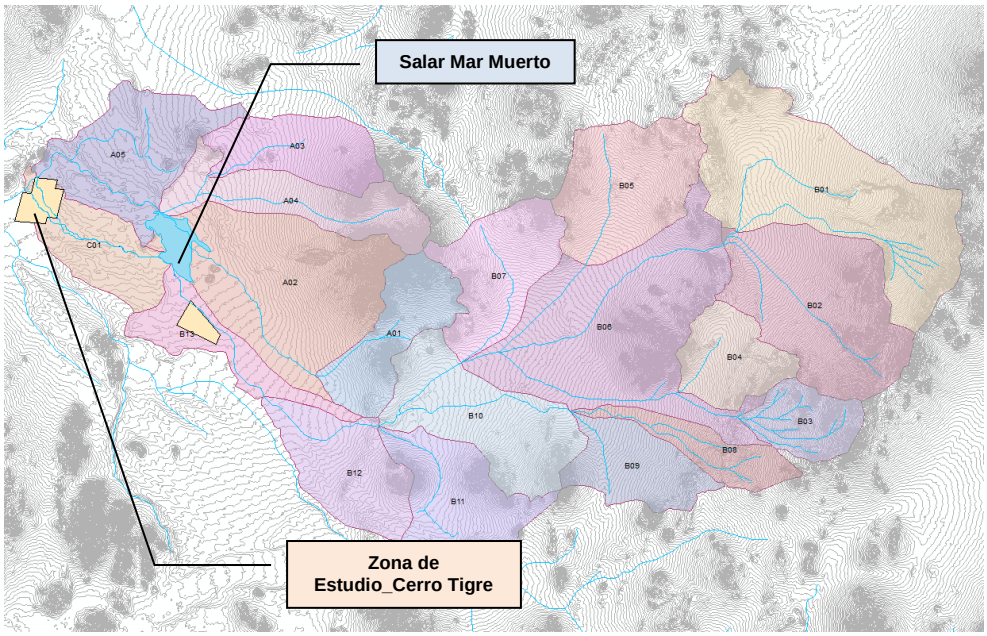


Figura 4.1-1. Esquema de subcuencas

Fuente: Elaboración propia

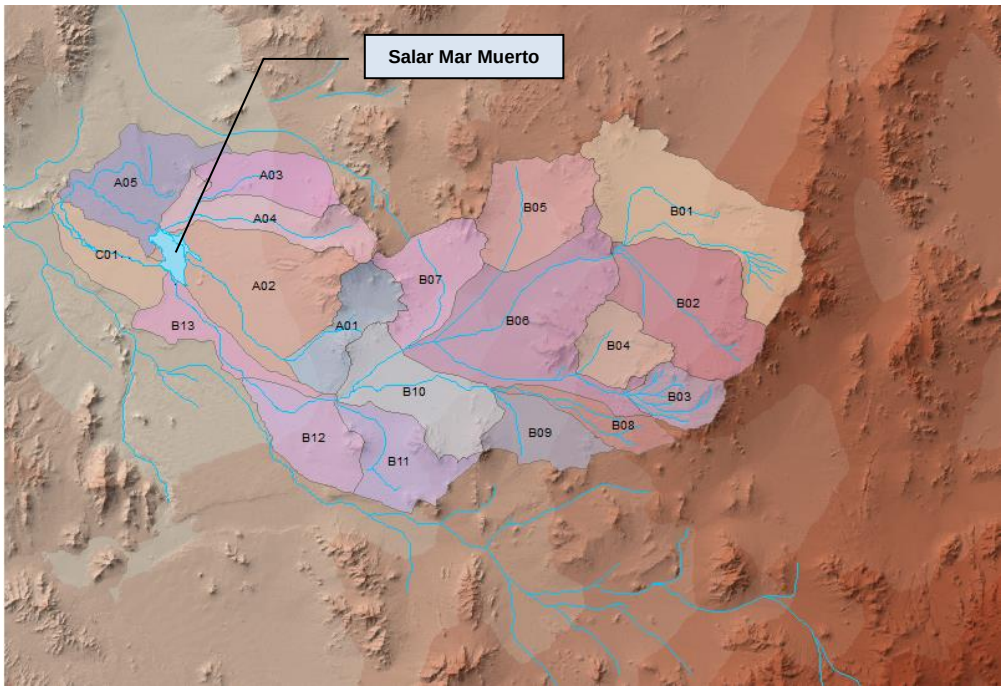


Figura 4.1-2. Esquema de subcuencas sobre MED

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 4.1-1 se adjunta la denominación, superficie, longitud del cauce, cotas máximas y mínima así como pendiente del cauce principal de cada una de las subcuencas anteriores.

Tabla 4.1-1. Características principales subcuencas de la zona de estudio

SUBCUENCA	Área (km²)	Longitud Cauce (km)	Cota máxima (msnm)	Cota mínima (msnm)	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)
A01	72.83	9.28	1210	896	314	0.034
A02	194.43	20.89	896	700	196	0.009
A03	70.51	11.54	976	742	234	0.020
A04	83.11	21.70	1448	700	748	0.034
A05	110.49	17.93	744	648	96	0.005
B01	227.08	18.02	2755	1718	1037	0.058
B02	162.39	18.17	2630	1678	952	0.052
B03	47.08	11.09	2740	1932	808	0.073
B04	59.40	6.13	1862	1674	188	0.031
B05	113.21	11.73	1758	1406	352	0.030
B06	237.07	26.05	1678	1144	534	0.020
B07	87.78	14.52	1466	1144	322	0.022
B08	44.76	18.41	2110	1374	736	0.040
B09	65.50	8.54	1586	1374	212	0.025
B10	118.73	17.94	1374	998	376	0.021
B11	88.94	14.45	1222	998	224	0.016
B12	97.82	11.68	998	860	138	0.012
B13	57.00	14.90	860	720	140	0.009
C01	69.28	14.55	720	648	72	0.005

Fuente: Elaboración propia

En todo estudio hidrológico se hace imprescindible caracterizar las cuencas de estudio para poder conocer el coeficiente de escurrimiento de las mismas. Dicho coeficiente puede calcularse a partir de los factores de relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento del agua en el suelo.

A partir de la siguiente tabla podemos realizar la caracterización:

Tabla 4.1-2. Coeficientes de escorrentía para T=100 años

FACTOR	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0.28 - 0.35 Escarpado con pendientes mayores que 30 %	0.20-0.28 Montañoso con pendientes entre 10 - 30%	0.14-0.20 Con cerros y pendientes entre 5-10%	0.08-0.14 Relativamente plano con pendientes menores del 5%
Infiltración	0.12-0.16	0.08-0.12	0.06-0.008	0.04-0.06

FACTOR	Extremo	Alto	Normal	Bajo
	Suelo rocoso o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	Suelo arcilloso o limoso con baja cpacidad de infiltración, mal drenados	Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura	0.12-0.16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0.08-0.12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0.06-0.08 regular a buena, 50% del área con praderas o bosques, no mas del 50% cultivado	0.04-0.06 Buena a excelente, 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento superficial	0.10-0.12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0.08-0.10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0.06-0.08 Normal, posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0.04-0.06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.

Fuente: Manual de Carreteras. DGA. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

Se debe tener en cuenta, que estos valores corresponden a coeficientes de escorrentía referentes a 10 años de periodo de retorno; para calcular valores de distintos periodos e retorno se tendrá en cuenta los siguientes coeficientes:

Tabla 4.1-3. Equivalencias de coeficientes de escorrentía para T=100 años

T_R años	Coeficiente de escorrentía
25	C x 1,10
50	C x 1,20
100	C x 1,25

Fuente: Manual de Carreteras. DGA. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

Como caracterización de cada subcuenca, se determina:

Tabla 4.1-4. Cálculo del coeficiente de escorrentía para cada subcuenca de estudio

SUBCUENCA	Relieve	Infiltración	Cobertura	Almacenamiento superficial
A01	0.10	0.08	0.12	0.10
A02	0.10	0.08	0.12	0.10
A03	0.10	0.08	0.12	0.10
A04	0.10	0.08	0.12	0.10
A05	0.10	0.08	0.12	0.10
B01	0.16	0.08	0.12	0.10
B02	0.16	0.06	0.12	0.10

SUBCUENCA	Relieve	Infiltración	Cobertura	Almacenamiento superficial
B03	0.16	0.06	0.12	0.10
B04	0.10	0.06	0.12	0.10
B05	0.10	0.06	0.12	0.10
B06	0.10	0.06	0.12	0.10
B07	0.10	0.06	0.12	0.10
B08	0.10	0.06	0.12	0.10
B09	0.10	0.06	0.12	0.10
B10	0.10	0.06	0.12	0.10
B11	0.10	0.06	0.12	0.10
B12	0.10	0.06	0.12	0.10
B13	0.10	0.06	0.12	0.10
C01	0.10	0.06	0.12	0.10

Fuente: Elaboración propia

4.2. MODELO DE TRANSFORMACIÓN LLUVIA – ESCORRENTÍA

Dada la nula disponibilidad de información fluviométrica en la zona del proyecto, se utilizó la metodología indicada en el *Manual de Carreteras, DGA*, y en el *Manual de Cálculo de Crecidas sin información fluviométrica*. Para poder aplicar los manuales anteriores y así obtener los caudales de crecidas, se debe realizar un estudio hidrológico previo. A continuación se explica el proceso llevado a cabo.

En primer lugar se deben conocer las series de precipitaciones máximas mensuales influyentes en nuestro punto de estudio, y a lo largo de un periodo histórico lo suficientemente representativo de la zona de estudio.

En la Figura 4.2-1 se observa la ubicación de las estaciones meteorológicas disponibles en la zona con respecto la localización de la cuenca de estudio, así como la influencia que cada una de ellas tiene sobre la cuenca de estudio aplicando la metodología de Polígonos de Thiessen.

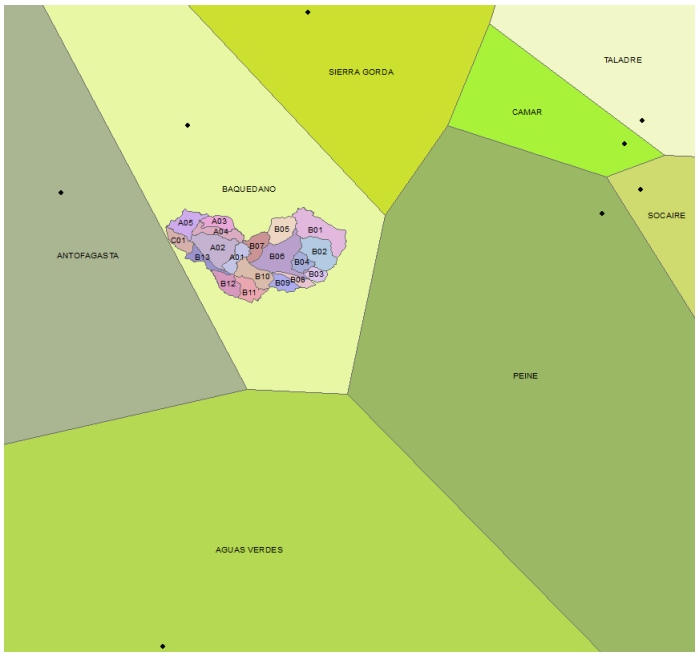


Figura 4.2-1. Cuenca de estudio y estaciones meteorológicas estudiadas.

Fuente: Elaboración propia

A la vista de dicha figura se determina que la cuenca de estudio únicamente está influenciada meteorológicamente por la Estación de Baquedano. Por tanto los datos de dicha estación serán los datos de partida para calcular la hidrología.

5. VALIDACIÓN DE SERIES HISTÓRICAS Y OBTENCIÓN DE LAS SERIES DE MÁXIMOS

5.1. CRITERIOS DE VALIDACIÓN DE LOS DATOS DE LAS SERIES HISTÓRICAS

Para proceder a la aceptación de las series de precipitaciones máximas diarias se establecen una serie de criterios, que se describen a continuación, teniendo en cuenta que en nuestro caso concreto únicamente se estudia la estación de influencia de Baquedano.

La serie será válida si cumple uno de los siguientes casos:

- Dispone de 10 años válidos consecutivos
- Dispone de 15 años válidos no consecutivos

Un año es válido si cumple:

- Si cuenta con los 12 valores
- Si le falta un dato y el máximo de los 11 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 20% de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
- Si le faltan dos datos y el máximo de los 10 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 10% de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada

- Si le faltan tres datos y el máximo de los 9 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 5% de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
- Si le faltan más de tres datos y el máximo existente es el máximo de la serie completa

De la estación Meteorológica de Baquedano se disponen datos desde Abril de 1975 hasta Mayo de 2012, es decir, se disponen de 38 años de datos no consecutivos. Aplicando las premisas anteriormente explicadas obtenemos la siguiente serie de datos validados:

Tabla 5.1-1. Validación serie pluviométrica de la estación de Baquedano

AÑO	P(mm)	Validación
1977	0.00	Vale
1978	0.00	Vale
1979	1.00	Vale
1980	0.00	Vale
1981	0.00	Vale
1982	0.00	Vale
1983	1.00	Vale
1984	6.00	Vale
1986	0.50	Vale
1987	3.60	Vale
1988	0.00	Vale
1990	0.00	Vale
1992	0.00	Vale
1999	0.00	Vale
2000	1.00	Vale
2001	0.00	Vale
2002	3.00	Vale
2003	0.00	Vale
2004	0.00	Vale
2005	7.50	Vale
2006	3.00	Vale
2007	0.00	Vale
2008	0.00	Vale
2009	0.00	Vale
2010	0.00	Vale
2011	3.00	Vale

Fuente: Elaboración propia

5.2. ANÁLISIS ESTOCÁSTICO DE LAS SERIES DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN ESTACIONES METEOROLÓGICAS

Los eventos hidrológicos e hidráulicos, tales como precipitaciones, caudales, niveles de embalse, etc, son eventos estocásticos que se caracterizan por poseer un patrón de comportamiento a lo largo del tiempo y, por otro lado, por ser capaces de pronosticar sus magnitudes a largo plazo en un momento dado con un mayor o menor grado de incertidumbre.

Para poder determinar el modelo de ajuste estadístico más representativo de la serie histórica pluviométrica obtenida en el apartado anterior, se realiza un análisis de frecuencias utilizando los siguientes modelos de ajuste de función de distribución de frecuencias: Gumbel, Normal, Gamma, Pearson III y Exponencial. La elección de estudiar dichas distribuciones corresponde al tipo y características de la serie validada.

La bondad de ajuste de cada función de distribución se puede analizar mediante los test Kolmogorov-Smirnov o Chi-Cuadrado, con el propósito de determinar el ajuste más representativo.

A continuación se adjuntan los cálculos realizados del ajuste estocástico así como el test de bondad del mismo:

FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN ESTOCASTICAS PARA SERIES DE DATOS

ESTACIÓN BAQUEDANO

GUMBEL MAX	
Parametros Gumbel	
μ	1.57
σ	0.2305
media	1.14
varianza	4.07
desviacion estandar	2.02
coef. Variación	1.77

NORMAL	
Parametros Normal	
μ	1.14
σ	2.0175
media	1.14
varianza	4.07
desviacion estand:	2.02
coef. Variación	1.77

GAMMA (2 PARAMETROS)	
Parametros Gamma	
α	3.58
β	0.3184
media	1.14
varianza	4.07
desviacion estand:	2.02
coef. Variación	1.77

PEARSON III (GAMMA 3 PARAM.)	
Parametros Pearson III	
α	2.04
β	0.9807
γ	- 0.86
media	1.14
varianza	4.07
desviacion estanda	2.02
coef. Variación	1.77
coef.asim	2.02

EXPONENCIAL	
Parametros Exponencial	
α	
λ	0.8784
γ	-
media	1.14
varianza	1.30
desviacion estanda	1.14
coef. Variación	1.00
coef.asim	2.02

26

AÑO	P total (mm)	Weibull	Prob. excedencia	ORDEN	ln(x)	GUMBEL MAX		NORMAL		GAMMA (2 PARAMETROS)		PEARSON III (GAMMA 3 PARAM.)		EXPONENCIAL	
						Función densidad	Función densidad acumulada	Función densidad	Función densidad acumulada	Función densidad	Función densidad acumulada	Función densidad	Función densidad acumulada	Función densidad	Función densidad acumulada
2005	7.5	0.037037037	0.962962963	1	2.014903	0.006194456	0.990207595	0.000003227	0.999999266	0.000000175	0.999999938	0.001840250	0.997974731	0.001209539	0.570805827
1984	6	0.074074074	0.925925926	2	1.791759	0.015823721	0.974787670	0.000771637	0.999765714	0.000010949	0.999995996	0.006918863	0.992203446	0.004516815	0.556613449
1987	3.6	0.111111111	0.888888889	3	1.280934	0.066374092	0.889211930	0.133364896	0.917735558	0.005513916	0.997785885	0.051151016	0.938312413	0.037185366	0.541951764
2002	3	0.148148148	0.851851852	4	1.098612	0.092038011	0.842025476	0.241477853	0.805923831	0.022693042	0.990449397	0.081181935	0.899233291	0.062987880	0.526805253
2006	3	0.185185185	0.814814815	5	1.098612	0.092038011	0.842025476	0.241477853	0.805923831	0.022693042	0.990449397	0.081181935	0.899233291	0.062987880	0.511157885
2011	3	0.222222222	0.777777778	6	1.098612	0.092038011	0.842025476	0.241477853	0.805923831	0.022693042	0.990449397	0.081181935	0.899233291	0.062987880	0.494993098
1979	1	0.259259259	0.740740741	7	-	0.211118227	0.541653392	0.235030238	0.185718788	0.716088635	0.475711893	0.292530602	0.553935607	0.364927636	0.478293782
1983	1	0.296296296	0.703703704	8	-	0.211118227	0.541653392	0.235030238	0.185718788	0.716088635	0.475711893	0.292530602	0.553935607	0.364927636	0.461042261
2000	1	0.333333333	0.666666667	9	-	0.211118227	0.541653392	0.235030238	0.185718788	0.716088635	0.475711893	0.292530602	0.553935607	0.364927636	0.443220276
1986	0.5	0.37037037	0.62962963	10	-	0.230639013	0.430613797	0.144132126	0.091270333	0.577638567	0.118646695	0.351968375	0.391899945	0.566166535	0.424808962
1977	0	0.407407407	0.592592593	11	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.405788832
1978	0	0.444444444	0.555555556	12	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.386139753
1980	0	0.481481481	0.518518519	13	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.365840929
1981	0	0.518518519	0.481481481	14	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.344870873
1982	0	0.555555556	0.444444444	15	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.323207390
1988	0	0.592592593	0.407407407	16	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.300827550
1990	0	0.62962963	0.37037037	17	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.277707665
1992	0	0.666666667	0.333333333	18	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.253823262
1999	0	0.703703704	0.296296296	19	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.229149062
2001	0	0.740740741	0.259259259	20	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.203658948
2003	0	0.777777778	0.222222222	21	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.177325940
2004	0	0.814814815	0.185185185	22	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.150122164
2007	0	0.851851852	0.148148148	23	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.122018828
2008	0	0.888888889	0.111111111	24	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.092986185
2009	0	0.925925926	0.074074074	25	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.062993505
2010	0	0.962962963	0.037037037	26	-	0.231238372	0.314177085	0.072883299	0.038183820	0.000000000	0.000000000	0.364226044	0.209589664	0.878378378	0.032009042

26.00

KOLMOGOROV SMIRNOV

BONDAD DE AJUSTE ESTACIÓN: BAQUEDANO			MEJOR AJUSTE		GUMBEL		
			0.278416	0.555022	0.592593	0.383003	0.560584
P total (mm)	Frecuencia Acumulada	Probabilidad acumulada	GUMBEL	NORMAL	GAMMA	PEARSON III	EXPONENCIAL
7.50	26	0.963	0.027245	0.037036	0.037037	0.035012	0.392157
6.00	25	0.926	0.048862	0.073840	0.074070	0.066278	0.369312
3.60	24	0.889	0.000323	0.028847	0.108897	0.049424	0.346937
3.00	23	0.852	0.009826	0.045928	0.138598	0.047381	0.325047
3.00	23	0.852	0.009826	0.045928	0.138598	0.047381	0.340694
3.00	23	0.852	0.009826	0.045928	0.138598	0.047381	0.356859
1.00	20	0.741	0.199087	0.555022	0.265029	0.186805	0.262447
1.00	20	0.741	0.199087	0.555022	0.265029	0.186805	0.279698
1.00	20	0.741	0.199087	0.555022	0.265029	0.186805	0.297520
0.50	17	0.630	0.199016	0.538359	0.510983	0.237730	0.204821
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.186804
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.206453
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.226752
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.247722
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.269385
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.291765
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.314885
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.338769
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.363444
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.388934
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.415267
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.442470
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.470574
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.499606
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.529599
-	16	0.593	0.278416	0.554409	0.592593	0.383003	0.560584

Se concluye que la función de distribución que mejor se ajusta a la serie de precipitaciones máximas diarias es la función de Gumbel, con la cual obtenemos la Precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno:

FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN ESTOCÁSTICAS TIPO GUMBEL MAX

26

Nº Año	Año	Pmax (mm)	Frecuencia acumulada	Probabilidad de ocurrencia	Weibull Probab. Excedencia	Orden
20	2005	7.50	26	0.9630	0.037	1
8	1984	6.00	25	0.9259	0.074	2
10	1987	3.60	24	0.8889	0.111	3
17	2002	3.00	23	0.8519	0.148	4
21	2006	3.00	23	0.8519	0.185	5
26	2011	3.00	23	0.8519	0.222	6
3	1979	1.00	20	0.7407	0.259	7
7	1983	1.00	20	0.7407	0.296	8
15	2000	1.00	20	0.7407	0.333	9
9	1986	0.50	17	0.6296	0.370	10
1	1977	0.00	16	0.5926	0.407	11
2	1978	0.00	16	0.5926	0.444	12
4	1980	0.00	16	0.5926	0.481	13
5	1981	0.00	16	0.5926	0.519	14
6	1982	0.00	16	0.5926	0.556	15
11	1988	0.00	16	0.5926	0.593	16
12	1990	0.00	16	0.5926	0.630	17
13	1992	0.00	16	0.5926	0.667	18
14	1999	0.00	16	0.5926	0.704	19
16	2001	0.00	16	0.5926	0.741	20
18	2003	0.00	16	0.5926	0.778	21
19	2004	0.00	16	0.5926	0.815	22
22	2007	0.00	16	0.5926	0.852	23
23	2008	0.00	16	0.5926	0.889	24
24	2009	0.00	16	0.5926	0.926	25
25	2010	0.00	16	0.5926	0.963	26

GUMBEL MAX

Parametros Gumbel Max	
α	1.57
β	0.2305
media (x)	1.14
varianza (x)	4.07
desviacion estandar	2.02
coef. Variación (x)	1.77
coef.asim (x)	2.02

T_R AÑOS	Precipitación (mm)
2	0.81
5	2.59
10	3.77
25	5.26
50	6.37
100	7.47
200	8.56
500	10.00
1,000	11.10

6. METODOLOGÍA Y RESULTADOS

Se ha seguido la metodología de cálculo recogida en el Manual de Carreteras Vol.3 de la Dirección General de Obras Públicas (Ministerio de Obras Públicas, Chile).

En dicho manual se recogen las directrices e instrucciones de cálculo de caudales para diferentes periodos de retorno, tal y como se desarrolla a continuación.

6.1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

En el numeral anterior se obtuvo la relación de Precipitación máxima diaria según diferentes periodos de retorno a partir del ajuste estocástico de la estación meteorológica influyente en la cuenca de estudio, Estación Baquedano, obteniendo:

Tabla 6.1-1. Precipitación máxima diaria

T_R AÑOS	Precipitación (mm)
2	0.81
5	2.59
10	3.77
25	5.26
50	6.37
100	7.47
200	8.56
500	10.00
1000	11.10

Fuente: Elaboración propia

Estos serán los datos empleados en el cálculo de crecidas.

6.2. COEFICIENTES DE DURACIÓN

El coeficiente de duración se define como la razón entre a lluvia caída en una determinada duración y la lluvia caída en 24 horas, ambas para la misma frecuencia.

Según la Tabla 3.702.403.A del Manual del Carreteras Vol. 3, en ella se resumen los coeficientes de duración para 10 años de periodo de retorno. Estos coeficientes no varían en forma significativa para otras frecuencias y por consiguiente se pueden usar para cualquier periodo de retorno.

La estación pluviométrica más cercana a nuestra zona de estudio es la de Toconce, que según la Tabla 3.702.403.A del Manual del Carreteras Vol. 3:

Coef. Duración para T_{10} en la Estación de Toconce:

Duración de la tormenta (horas)	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Coeficiente de Duración	0.390	0.570	0.790	0.900	0.940	0.940	0.950	0.95	0.97	1

Según el Manual de Carreteras, la estación de Toconce se caracteriza por poseer una gran homogeneidad. Es una zona de intensas lluvias de corta duración, característica del Invierno Altiplánico.

6.3. COEFICIENTES DE FRECUENCIA

El coeficiente de frecuencia se define como la razón entre la lluvia asociada a un cierto periodo de retorno y la lluvia asociada a 10 años de periodo de retorno.

Según la Tabla 3.702.403.B del Manual del Carreteras Vol. 3 se presentan los coeficientes de frecuencia según estaciones pluviométricas.

La estación pluviométrica más cercana a nuestra zona de estudio es la de Toconce, que según la Tabla 3.702.403.B del Manual del Carreteras Vol. 3:

Coef. Frecuéncia para la estación de Toconce

T años	2	5	10	20	25	50	100	200
Coeficiente de Frecuéncia	0.520	0.810	1.000	1.180	1.240	1.420	1.600	1.78

6.4. CURVAS DE PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-FRECUENCIA

Las precipitaciones para distintas duraciones de tormentas y para distintos períodos de retorno (Frecuencias) se estimaron de acuerdo a dos metodologías:

- Para t≥1 hora.

$$P_t^T = K \cdot CD_t \cdot CF_T \cdot P_D^{10}$$

Siendo:

P_t^T = Precipitación (mm) con periodo de retorno T y duración t horas

P_D^{10} = Precipitación (mm) diaria (8AM a 8AM) con 10 años de periodo de retorno obtenida de una estación pluviométrica

CD_t coeficiente de duración para t horas

CF_T coeficiente de frecuencia para T años de periodo de retorno

K coeficiente de corrección para la lluvia máxima P_D^{10} medida entre 8AM y 8AM respecto las 24 horas más lluviosas de la tormenta, para el que se ha adoptado un valor de *K* =1,1.

- Para t<1 hora, se aplica la fórmula de Bell, corroborada para Chile y la cual permite estimar la precipitación para duraciones entre 5 minutos y 2 horas, asociadas a periodos de retorno comprendidos entre 2 años y 100 años:

$$P_t^T = (0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50) \cdot (0.21 \cdot lnT + 0.52) \cdot P_1^{10})$$

Siendo:

P_t^T = Precipitación(mm) con periodo de retorno T y duración t minutos

(lnT) =Logaritmo en base *e* del periodo de retorno

P_1^{10} = Precipitación(mm) con periodo de retorno 10 años y duración 1 hora

La intensidad correspondiente a dicha precipitación queda dada por:

$$I_t^T \left(\frac{mm}{h}\right) = \frac{P_t^T}{\frac{t}{60}}$$

Esta expresión se utilizó para estimar las precipitaciones de las lluvias menores a 1 hora y con 10 años de período de retorno, para las otras frecuencias se consideraron los coeficientes de frecuencia del numeral 6.3.

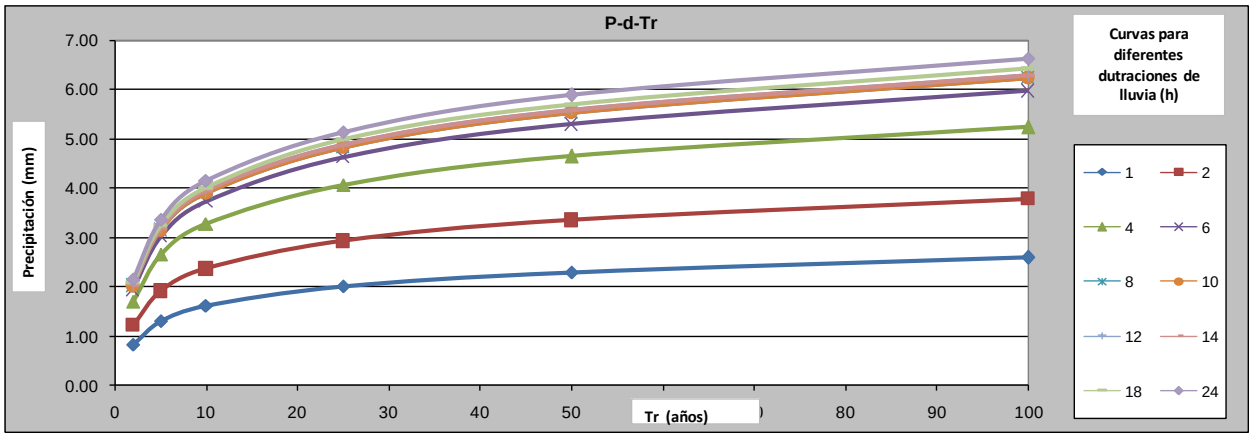
6.4.1. Curvas de Precipitación–Duración–Frecuencia para lluvia mayor o igual a 1 hora

A continuación se adjuntan las curvas P-D-T_R obtenidas aplicando la metodología anterior.

Tabla 6.4-1. Curvas de Precipitación-Duración-Frecuencia

P-D-Tr	Duración en horas									
Tr años	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
2	0.84	1.23	1.70	1.94	2.03	2.03	2.05	2.05	2.09	2.16
5	1.31	1.91	2.65	3.02	3.16	3.16	3.19	3.19	3.26	3.36
10	1.62	2.36	3.28	3.73	3.90	3.90	3.94	3.94	4.02	4.15
25	2.01	2.93	4.06	4.63	4.83	4.83	4.89	4.89	4.99	5.14
50	2.30	3.36	4.65	5.30	5.54	5.54	5.59	5.59	5.71	5.89
100	2.59	3.78	5.24	5.97	6.24	6.24	6.30	6.30	6.44	6.64

Fuente: Elaboración propia



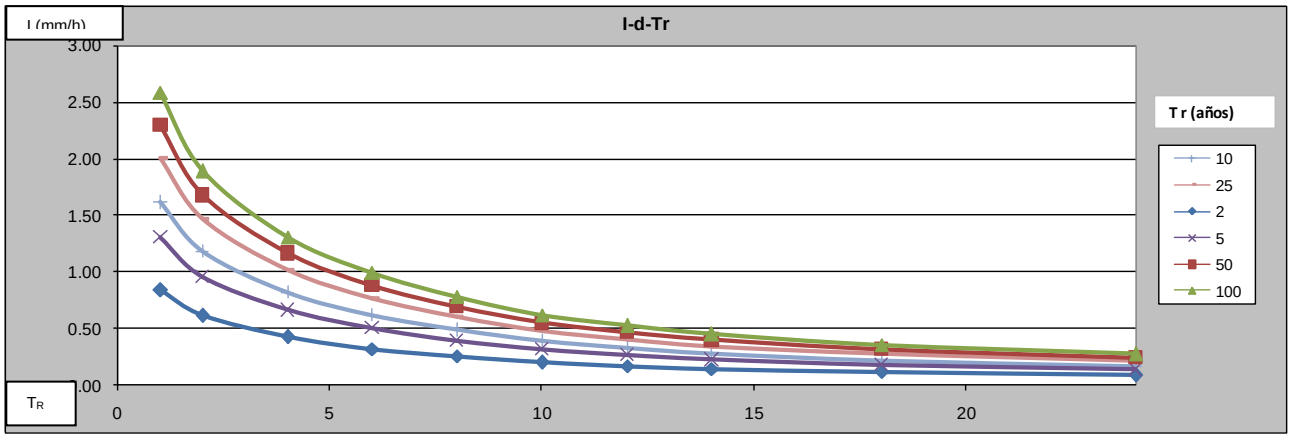
6.4.2. Curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia para lluvia mayor o igual a 1 hora

A continuación se adjuntan las curvas I-D-T_R obtenidas aplicando la metodología anterior.

Tabla 6.4-2. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia

I-D-Tr	Duración en horas									
Tr años	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
2	0.84	0.61	0.43	0.32	0.25	0.20	0.17	0.15	0.12	0.09
5	1.31	0.96	0.66	0.50	0.39	0.32	0.27	0.23	0.18	0.14
10	1.62	1.18	0.82	0.62	0.49	0.39	0.33	0.28	0.22	0.17
25	2.01	1.47	1.02	0.77	0.60	0.48	0.41	0.35	0.28	0.21
50	2.30	1.68	1.16	0.88	0.69	0.55	0.47	0.40	0.32	0.25
100	2.59	1.89	1.31	1.00	0.78	0.62	0.53	0.45	0.36	0.28

Fuente: Elaboración propia



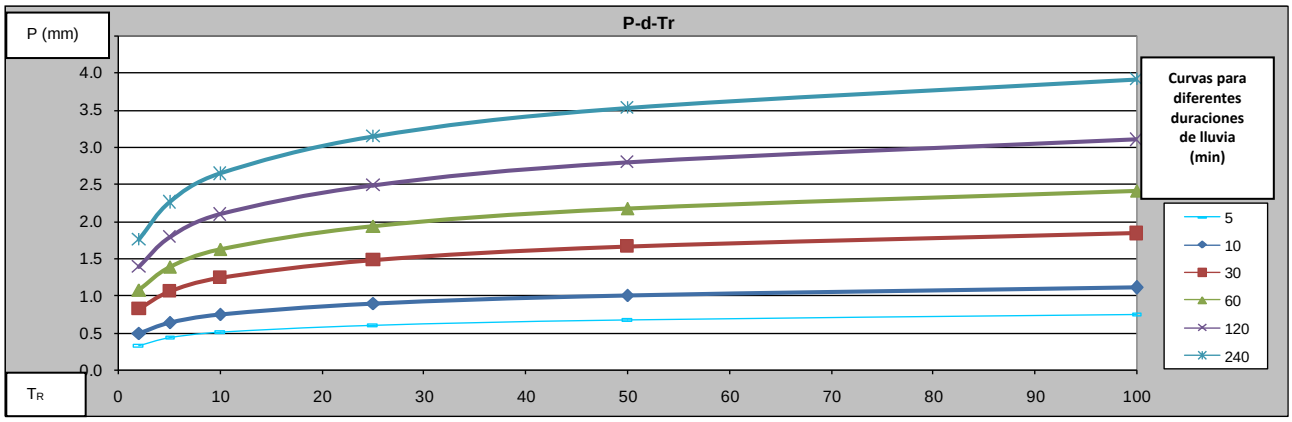
6.4.3. Curvas de Precipitación–Duración–Frecuencia para lluvia menor a 1 hora

De la aplicación de la fórmula de Bell, explicada con anterioridad, se obtiene:

Tabla 6.4-3. Curvas de Precipitación-Duración-Frecuencia para lluvias de duración inferior a 1 hora

P-D-Tr	Duración en minutos					
Tr años	5	10	30	60	120	240
2	0.3	0.5	0.8	1.1	1.4	1.7
5	0.4	0.6	1.1	1.4	1.8	2.3
10	0.5	0.7	1.2	1.6	2.1	2.6
25	0.6	0.9	1.5	1.9	2.5	3.1
50	0.7	1.0	1.7	2.2	2.8	3.5
100	0.7	1.1	1.8	2.4	3.1	3.9

Fuente: Elaboración propia

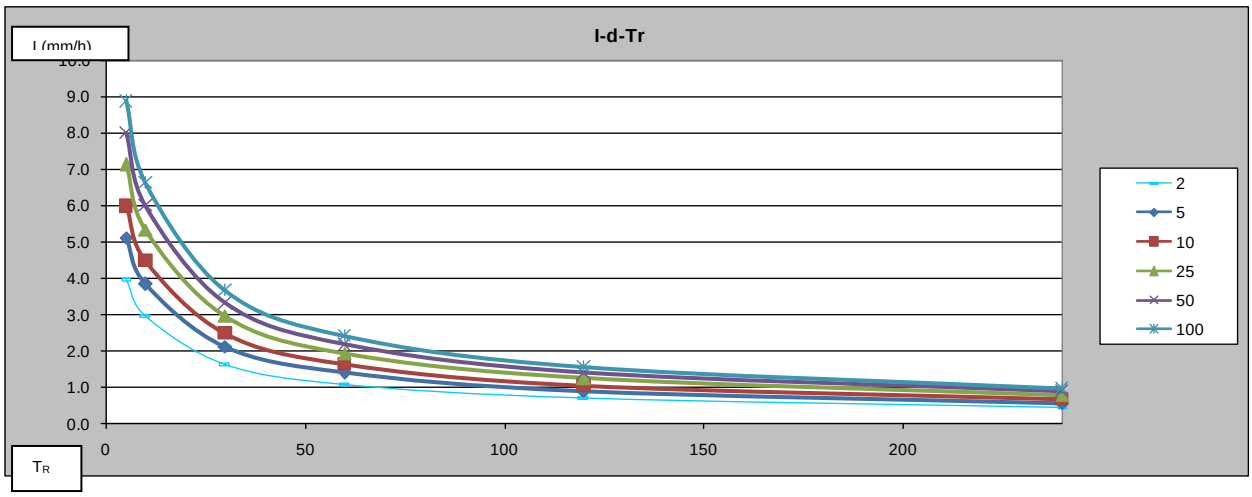


6.4.4. Curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia para lluvia menor a 1 hora

Tabla 6.4-4. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para lluvias de duración inferior a 1 hora

I-D-Tr	Duración en minutos					
Tr años	5	10	30	60	120	240
2	4.0	3.0	1.6	1.1	0.7	0.4
5	5.1	3.8	2.1	1.4	0.9	0.6
10	6.0	4.5	2.5	1.6	1.0	0.7
25	**7.1**	**5.3**	**3.0**	**1.9**	**1.2**	**0.8**
50	8.0	6.0	3.3	2.2	1.4	0.9
100	8.9	6.6	3.7	2.4	1.5	1.0

Fuente: Elaboración propia



6.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración es el necesario para que las precipitaciones caídas en las zonas más alejadas de la cuenca puedan llegar al punto de desagüe.

Es independiente de la configuración y magnitudes de la lluvia y sólo depende de las características morfológicas de la cuenca.

Tal y como se recoge en el “Manual de carreteras, volumen 3” de la Dirección General de Obras Públicas de Chile (DGO), existen numerosas formulaciones para el cálculo del tiempo de concentración producto de resultados empíricos, obtenidos bajo ciertas condiciones particulares.

Siguiendo las recomendaciones de dicho manual y del “Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica” de la DGO, para el presente estudio se calculan los tiempos de concentración según:

- Normas Españolas:

$$Tc = 18 \cdot \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}}$$

- Giandoti:

$$Tc = 60 \cdot \left(\frac{4 \cdot A^{0,50} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot Hm^{0,5}} \right)$$

- California Culverts Practice

$$Tc = 57 \cdot \frac{L^3}{H^{0,385}}$$

donde:

tc = Tiempo de concentración de la cuenca, expresado en horas.

L = Longitud del cauce principal expresada en km.

S = pendiente (m/m)

H = Desnivel máximo de la cuenca expresado en m.

Hm = diferencia de nivel en (m entre la cota media de la cuenca y la salida

De los resultados obtenidos se determina que la formulación más adecuada del tiempo de concentración a emplear en los cálculos es la fórmula de California Culverts Practice puesto que está indicada para cuencas de montaña.

6.6. CÁLCULO DE CAUDALES

Siguiendo el Manual de Carreteras Vol. 2 y 3 de la DGA, la estimación de caudales se puede calcular aplicando diferentes métodos, siendo el más extendido el Método Racional, el cual se materializa en la siguiente expresión:

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

Donde Q corresponde al caudal aportado por la cuenca de estudio en m^3/s. C es el coeficiente de escorrentía, el cual depende de las características geomorfológicas de la zona. I_{tc}^{T} corresponde a la intensidad de la precipitación, en mm/h, para un período de retorno “T” años y un tiempo de concentración “tc” horas. A es el área de la cuenca aportante, en km^2.

Este método es aplicable para cuencas de tamaño no superior a 25 Km^2.

En la zona del parque Cerro Tigre, existen dos quebradas de relevancia que cruzan la parcela. Estudiando detenidamente la red hídrica se comprueba que la aportación de la totalidad de la cuenca alta (B01 – B13) desagua en el Salar Mar Muerto, situado aguas arriba del parque objeto de estudio. En el Salar Mar Muerto, el caudal aportado por la cuenca se acumula evaporándose e incluso alimentado al acuífero, tratándose de una cuenca endorreica. Por tanto, el caudal circulante por las dos quebradas que cruzan el predio del parque eólico de Cerro Tigre, corresponde al generado únicamente por la subcuenca C01.

Para saber la afección o no de la inundabilidad de dichas quebradas sobre la parcela de estudio se procede a realizar un análisis más exhaustivo de las mismas. A partir de herramientas GIS, como ArcMap y de software de simulación hidráulica como el Hec-Ras, podemos obtener la lámina de inundabilidad de la zona de estudio y comprobar la afección o no sobre nuestra parcela. Por tanto se calculan los caudales aportados por la cuenca alta en el tramo de la parcela de estudio.

Cuando se trata de cuencas de gran superficie, quizás el Método Racional sea muy sencillo y simplificado y los resultados proporcionados no sean fiables; por ello es adecuado realizar la estimación del hidrograma correspondiente al periodo de retorno de diseño. Siguiendo el *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica, DGA, Ministerio de Obras Públicas, Chile*, emplearemos la formulación de cálculo del Hidrograma unitario sintético de Linsley.

Por tanto se diferencia entre el cálculo del caudal de la cuenca alta al parque eólico, cuyo caudal discurre por las quebradas que cruzan la parcela y el cálculo de caudales del propio parque, los cuales serán los empleados en el diseño del drenaje del mismo.

6.6.1. Cálculo del caudal correspondiente a la cuenca alta y obtención de la lámina de inundabilidad

De las relaciones precipitación-escorrentía existentes para estimar hidrogramas de crecidas en cuencas sin control, uno de los procedimientos más utilizado en Chile es el hidrograma unitario sintético.

El método del hidrograma unitario tipo Linsley, definido para una precipitación efectiva de duración igual a 0,18 veces el tiempo al peak ($t_u=t_p/5,5$)y magnitud igual a 1 mm, se basa en la determinación de los parámetros tiempo al peak (t_p), caudal peak (Q_p) y tiempo base (t_b) del hidrograma unitario de la cuenca.

Cuando el valor de t_u obtenido no sea un valor conveniente puede ser modificado teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

1.- La corrección de t_u no deberá ser superior al 50%

2.- Si el valor corregido queda dentro del siguiente intervalo, el hidrograma unitario no se modifica:

$$t_u - 10\% < t_R < t_u + 10\%$$

3.- Si el valor corregido queda fuera del intervalo anterior, se modifica t_p mediante la siguiente fórmula:

$$t_{pR} = t_p + 0,25\ (t_R - t_u)$$

Considerando que la zona de estudio se encuentra englobada en la Zona I según Linsley, se aplica la siguiente formulación:

$$t_u = \frac{t_p}{5.5}$$

$$tc = 0.95 \cdot \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

$$tp = 0.323 \cdot \left(\frac{L \cdot Lg}{S^{0.5}}\right)^{0.422}$$

$$tb = 5.377 \cdot (tp^{0.805})$$

$$Qp = 144.141 \cdot (tp^{-0.796})$$

Siendo:

L, longitud del cauce (km)

Lg, longitud del cauce desde el centro de gravedad de la cuenca (km)

H, desnivel de la cuenca de estudio (m)

S, pendiente del cauce según Mociornita, $S=\Delta h/A*((I_o/2+\sum I_i+I_n/2)$ (m/m)

Para definir la forma del hidrograma unitario se recomienda el uso del hidrograma unitario adimensional siguiente, en el cual se indican los valores del caudal en función del tiempo, referidos al caudal peak, respectivamente.

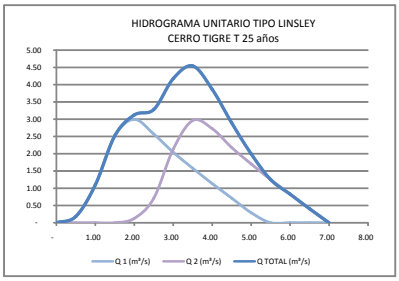
Tabla 6.6-1. Hidrograma unitario adimensional de Linsley

t/t_p	q/q_p
0.00	0.00
0.30	0.20
0.50	0.40
0.60	0.60
0.75	0.80
1.00	1.00
1.30	0.80
1.50	0.60
1.80	0.40
2.30	0.20
2.70	0.10

Fuente: Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica. DGA. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDAS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA
MÉTODOS DE LA DGA
PERIODO DE RETORNO ESTUDIADO 25 AÑOS
HU SINTÉTICO TIPO LINSLEY
Zona I
CERRO TIGRE

tu=tp/5.5	1.42	hr		tur=
tc=0.95*(L³/H)^0.385	3.27	hr	California Highways	Nº HU=
tp=0.323*(L*Lg/S^0.5)^0.422	7.84	hr		
tb=5.377*(tp^0.805)	28.20	hr		
qp=144.141*(tp^-0.796)	28.00	l/s/mm/km²		
I(mm/h)=	1.18	mm/h		
Area=	69.28	Km²		
Ptotal=I*tc	1.93	mm		
C=	0.475			
Pefect=	0.92	mm		
L=	**14.55**	km		
Lg=	**7.27**	km		
S=Δh/A*((Io/2+∑Ii+In/2)	**0.0031**	m/m	Mociornita	
H=	**124.00**	m		



t/tp	q/qp	t (h)	Q_1 (m³/s)	t (h)	Q_2 (m³/s)
-	-	-	-	1.64	-
0.30	0.20	0.49	0.17	2.13	0.17
0.50	0.40	0.82	0.58	2.45	0.58
0.60	0.60	0.98	1.05	2.62	1.05
0.75	0.80	1.23	1.74	2.86	1.74
1.00	1.00	1.64	2.91	3.27	2.91
1.30	0.80	2.13	3.02	3.76	3.02
1.50	0.60	2.45	2.62	4.09	2.62
1.80	0.40	2.94	2.09	4.58	2.09
2.30	0.20	3.76	1.34	5.40	1.34
2.70	0.10	4.42	0.79	6.05	0.79

t (h)	Q_1 (m³/s)	Q_2 (m³/s)	Q_{TOTAL} (m³/s)
-	-	-	-
0.50	0.19	-	0.19
1.00	1.10	-	1.10
1.50	2.52	-	2.52
2.00	2.99	0.13	3.12
2.50	2.57	0.71	3.28
3.00	2.04	2.14	4.18
3.50	1.58	2.96	4.54
4.00	1.14	2.73	3.86
4.50	0.71	2.18	2.89
5.00	0.29	1.71	2.00
5.50	-	1.25	1.25
6.00	-	0.83	0.83
6.50	-	0.41	0.41
7.00	-	-	-

CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDAS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA

MÉTODOS DE LA DGA

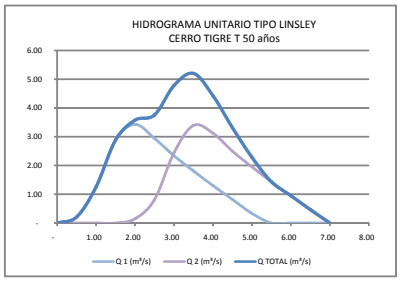
PERIODOD DE RETORNO ESTUDIADO 50 AÑOS

HU SINTÉTICO TIPO LINSLEY

Zona I

CERRO TIGRE

tu=tp/5.5	1.42	hr		tur=
tc=0.95*(L³/H)^0.385	3.27	hr	California Highways	Nº HU=
tp=0.323*(L*Lg/S^0.5)^0.422	7.84	hr		
tb=5.377*(tp^0.805)	28.20	hr		
qp=144.141*(tp^-0.796)	28.00	l/s/mm/km²		
I(mm/h)=	1.35	mm/h		
Area=	69.28	Km²		
Ptotal=I*tc	2.21	mm		
C=	0.475			
Pefect=	1.05	mm		
L=	**14.55**	km		
Lg=	**7.27**	km		
S=Δh/A*((lo/2+∑li+In/2)	**0.0031**	m/m	Mociornita	
H=	**124.00**	m		



t/tp	q/qp	t (h)	Q_1 (m³/s)	t (h)	Q_2 (m³/s)
-	-	-	-	1.64	-
0.30	0.20	0.49	0.20	2.13	0.20
0.50	0.40	0.82	0.67	2.45	0.67
0.60	0.60	0.98	1.20	2.62	1.20
0.75	0.80	1.23	2.00	2.86	2.00
1.00	1.00	1.64	3.33	3.27	3.33
1.30	0.80	2.13	3.46	3.76	3.46
1.50	0.60	2.45	3.00	4.09	3.00
1.80	0.40	2.94	2.40	4.58	2.40
2.30	0.20	3.76	1.53	5.40	1.53
2.70	0.10	4.42	0.90	6.05	0.90

t (h)	Q_1 (m³/s)	Q_2 (m³/s)	Q_{TOTAL} (m³/s)
-	-	-	-
0.50	0.21	-	0.21
1.00	1.26	-	1.26
1.50	2.89	-	2.89
2.00	3.43	0.15	3.58
2.50	2.94	0.82	3.76
3.00	2.34	2.45	4.78
3.50	1.81	3.39	5.20
4.00	1.30	3.12	4.43
4.50	0.82	2.49	3.31
5.00	0.33	1.95	2.29
5.50	-	1.43	1.43
6.00	-	0.95	0.95
6.50	-	0.47	0.47
7.00	-	-	-

CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDAS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA

MÉTODOS DE LA DGA

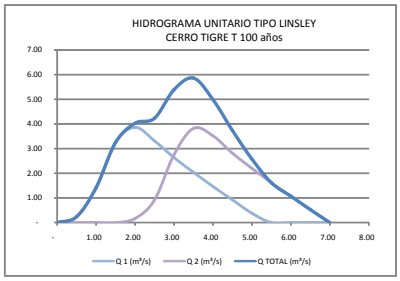
PERIODOD DE RETORNO ESTUDIADO 100 AÑOS

HU SINTÉTICO TIPO LINSLEY

Zona I

CERRO TIGRE

tu=tp/5.5	1.42	hr		tur=
tc=0.95*(L³/H)^0.385	3.27	hr	California Highways	Nº HU=
tp=0.323*(L*Lg/S^0.5)^0.422	7.84	hr		
tb=5.377*(tp^0.805)	28.20	hr		
qp=144.141*(tp^-0.796)	28.00	l/s/mm/km²		
I(mm/h)=	1.52	mm/h		
Area=	69.28	Km²		
Ptotal=I*tc	2.49	mm		
C=	0.475			
Pefect=	1.18	mm		
L=	**14.55**	km		
Lg=	**7.27**	km		
S=Δh/A*((lo/2+∑li+In/2)	**0.0031**	m/m	Mociornita	
H=	**124.00**	m		



t/tp	q/qp	t (h)	Q_1 (m³/s)	t (h)	Q_2 (m³/s)
-	-	-	-	1.64	-
0.30	0.20	0.49	0.23	2.13	0.23
0.50	0.40	0.82	0.75	2.45	0.75
0.60	0.60	0.98	1.35	2.62	1.35
0.75	0.80	1.23	2.25	2.86	2.25
1.00	1.00	1.64	3.75	3.27	3.75
1.30	0.80	2.13	3.90	3.76	3.90
1.50	0.60	2.45	3.38	4.09	3.38
1.80	0.40	2.94	2.70	4.58	2.70
2.30	0.20	3.76	1.73	5.40	1.73
2.70	0.10	4.42	1.01	6.05	1.01

t (h)	Q_1 (m³/s)	Q_2 (m³/s)	Q_{TOTAL} (m³/s)
-	-	-	-
0.50	0.24	-	0.24
1.00	1.42	-	1.42
1.50	3.25	-	3.25
2.00	3.86	0.17	4.03
2.50	3.31	0.92	4.23
3.00	2.63	2.76	5.39
3.50	2.04	3.82	5.86
4.00	1.47	3.52	4.99
4.50	0.92	2.81	3.73
5.00	0.38	2.20	2.58
5.50	-	1.61	1.61
6.00	-	1.07	1.07
6.50	-	0.52	0.52
7.00	-	-	-

Una vez conocido el caudal correspondiente a una crecida de 100 años de periodo de retorno, estamos en disposición de obtener su lámina de inundabilidad. Tal y como se ha especificado en numerales anteriores, mediante el software ArcMap, su módulo Hec-GeoRas y el propio software Hec-Ras, podemos modelizar la quebrada de estudio y obtener su lámina de inundabilidad para el periodo de retorno de diseño.

Cabe mencionar que dentro de la parcela del parque eólico Cerro Tigre discurren dos quebradas que proceden de un mismo cauce común. Para asegurar unos resultados conservadores simularemos el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años por cada una de las quebradas, de esta forma consideraremos que ninguna de ellas es prioritaria. En el caso de que las láminas de agua resultantes de la simulación hidráulica se superpongan, se considerará la conjunta más desfavorable. Además el caudal de cálculo se redondea al alza siendo su valor de 6 m³/s.

Mediante el software ArcMap, y siempre trabajando sobre el MED (modelo de elevación digital), definimos los elementos hidráulicos siguientes:

- Cauce principal
- Banks (Líneas delimitadoras del cauce)
- Flowpaths (Líneas delimitadoras del flujo)
- XCutlines (Secciones transversales del cauce)

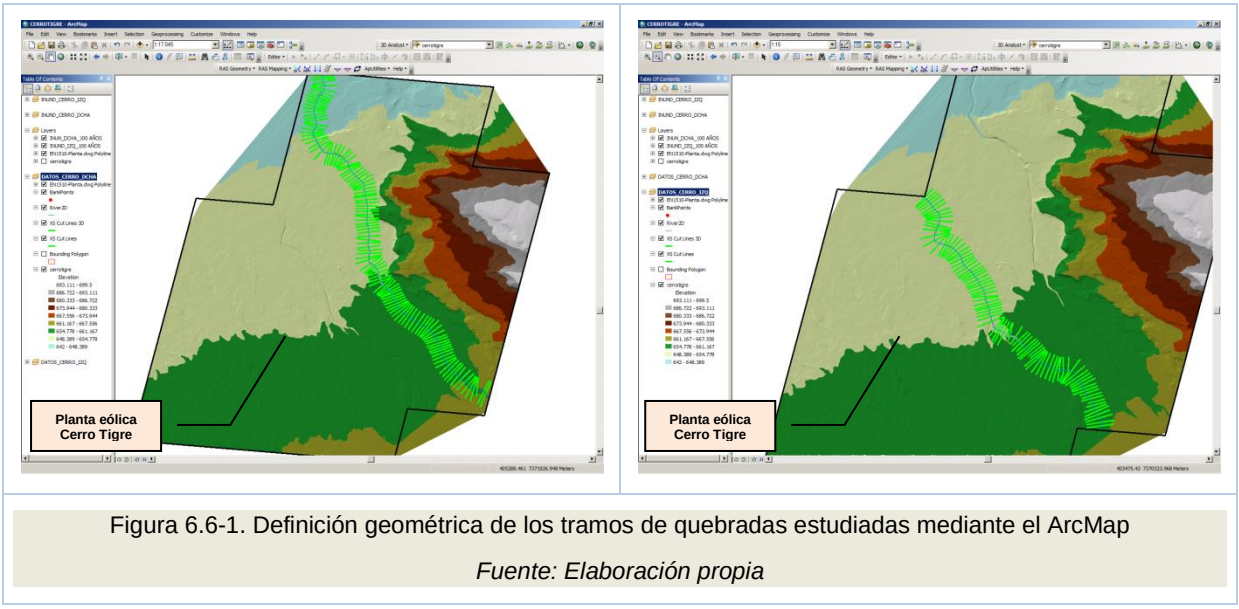


Figura 6.6-1. Definición geométrica de los tramos de quebradas estudiadas mediante el ArcMap

Fuente: Elaboración propia

La definición geométrica se exporta a Hec-Ras para poder realizar la simulación hidráulica con el caudal de estudio considerado, en este caso para una crecida de 100 años de periodo de retorno.

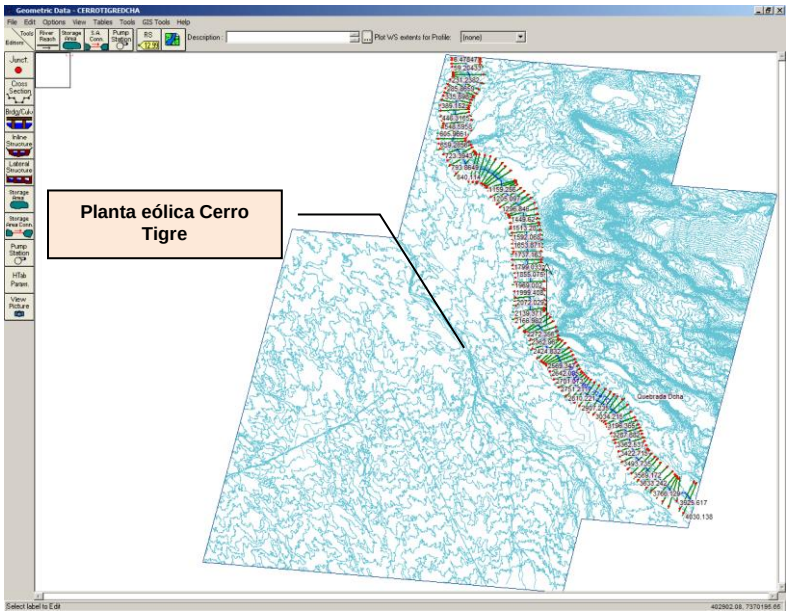


Figura 6.6-2. Definición geométrica del tramo de quebrada derecha estudiada mediante el Hec-Ras

Fuente: Elaboración propia

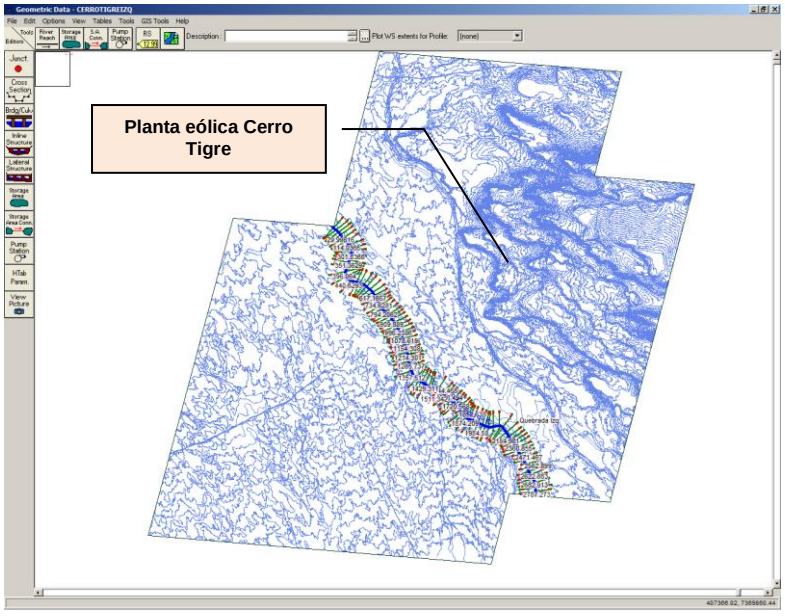


Figura 6.6-3. Definición geométrica del tramo de quebrada izquierda estudiada mediante el Hec-Ras

Fuente: Elaboración propia

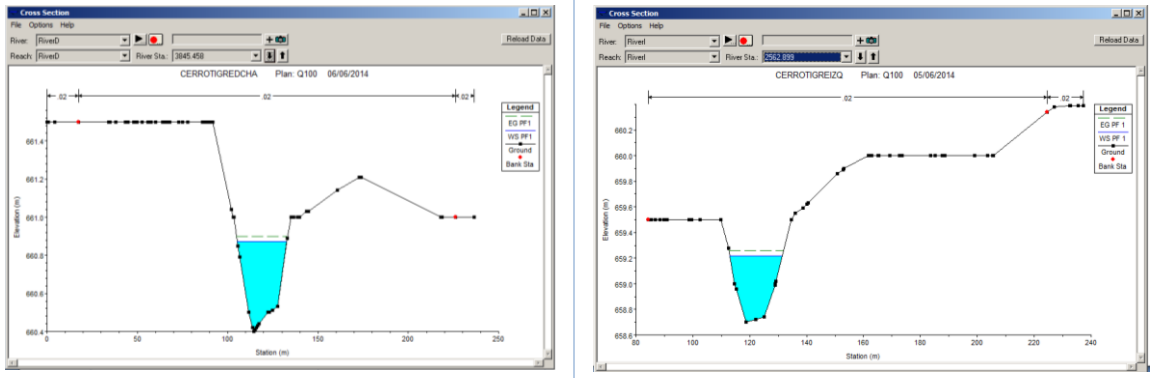


Figura 6.6-4. Secciones de la simulación hidráulica mediante el Hec-Ras. Resultados.

Fuente: Elaboración propia

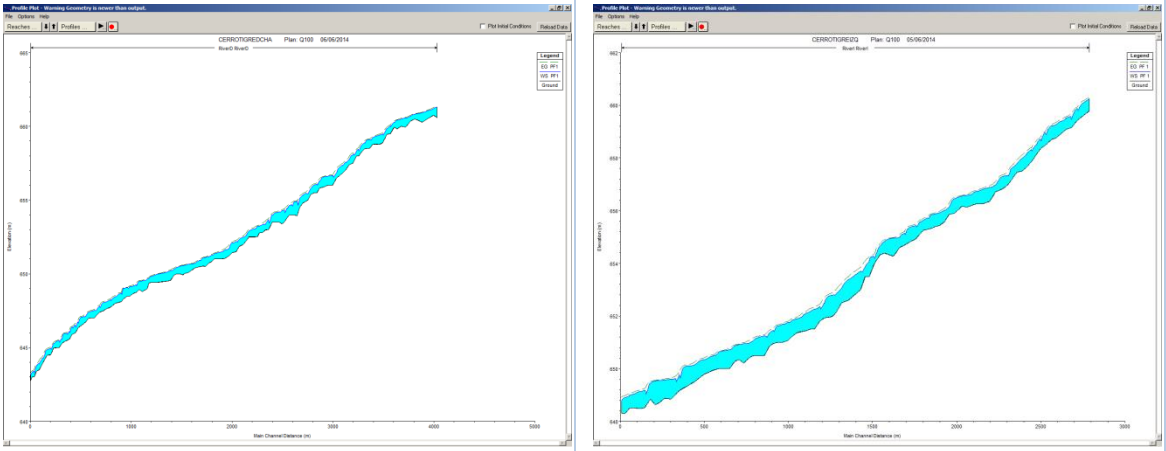


Figura 6.6-5. Perfiles longitudinales. Definición geométrica de los tramos de quebradas estudiadas mediante el Hec-Ras. Resultados.

Fuente: Elaboración propia

Una vez simulado y obtenida la lámina de agua correspondiente se comprueba la posible afección sobre la parcela objeto de estudio.

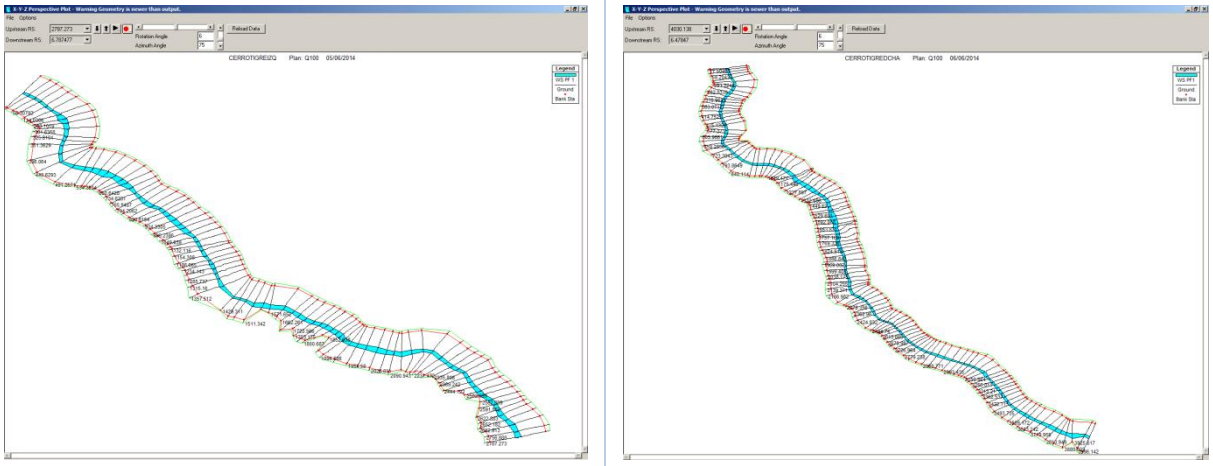


Figura 6.6-6. Láminas de inundabilidad obtenidas para un $Q_{TR=100}$ mediante Hec-Ras

Fuente: Elaboración propia

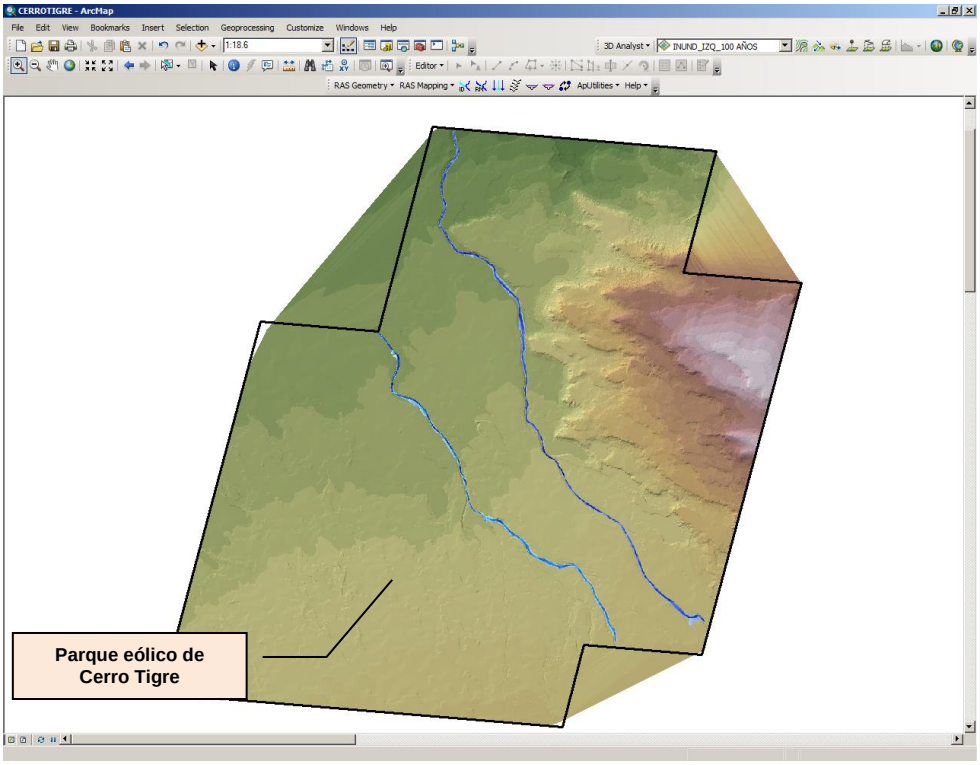


Figura 6.6-7. Lamina de inundabilidad obtenida para un $Q_{TR=100}$ mediante Hec-Ras y proyectada mediantes ArcMap

Fuente: Elaboración propia

Las láminas de agua correspondientes al caudal simulado no inundan más allá de los cauces de las quebradas. Se puede concluir con que la lámina de agua generada por una crecida de 100 años de

periodo de retorno no afecta a la parcela de estudio, en la cual se ubicará el parque eólico Cerro Tigre. Únicamente se recomienda respectar la morfología de las quebradas existentes así como su capacidad hidráulica actual.

Cuando el diseño de los viales del parque intercepte con las quebradas existentes, éstas serán salvadas mediante marcos prefabricados de hormigón con sección libre de dimensiones igual o superior a las capacidades hidráulicas de cada quebrada.

6.6.2. Cálculo de caudales correspondientes al parque eólico

Para calcular los caudales correspondientes al propio parque eólico se hace uso del Método Racional. La parcela que alojará el parque fotovoltaico queda englobada en la cuenca C.01, por tanto se procede a realizar una discretización de dicha cuenca aportante en subcuencas con el fin de determinar los caudales a drenar.

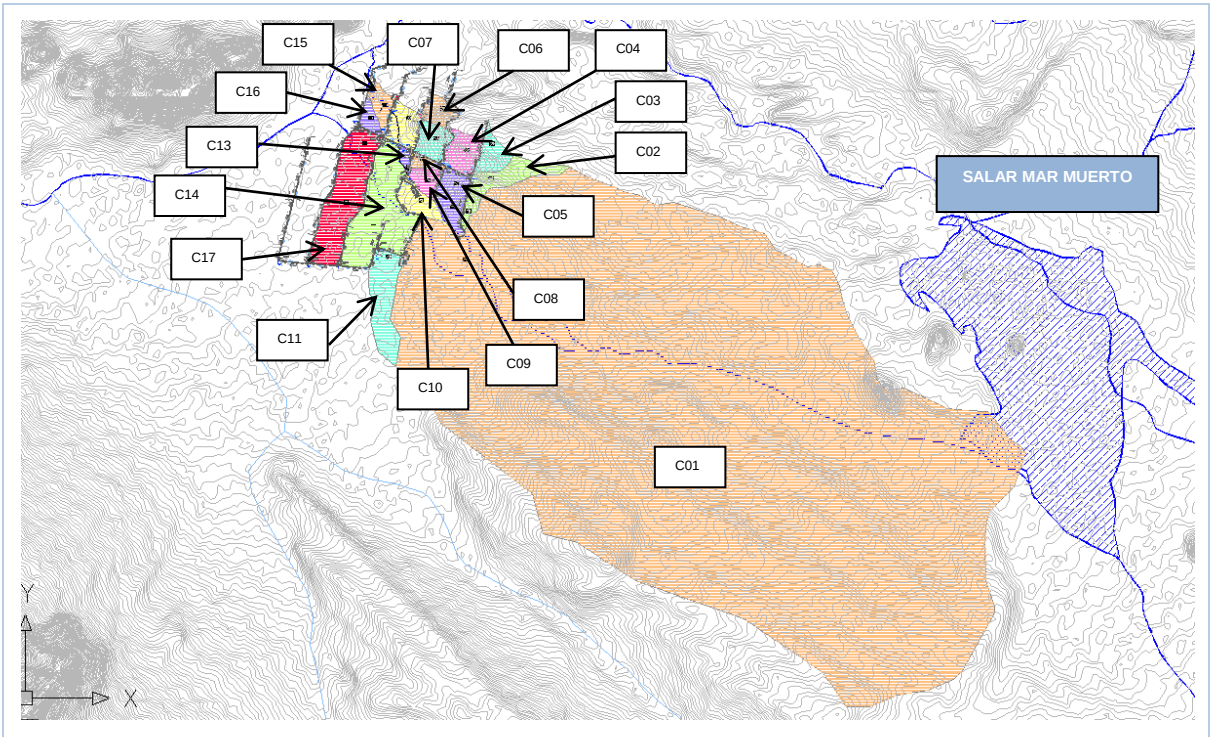


Figura 6.6-8. Cuencas aportantes.

Fuente: Elaboración propia

A continuación y siguiendo la metodología descrita en el Manual de Carreteras Vol.3 DGA, Ministerio de Obras Públicas, Chile, se adjuntan los cálculos realizados:

Tabla 6.6.2. -1. Caracterización de las cuencas de estudio

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		Cuencas Contributivas	Área	Longitud Cauce	Nivel máxima	Nivel mínima	Desnivel H	Pendiente Longitudinal	Relieve	Infiltración	Cobertura	Alm. Superficial	C
EJE	P.K.		(km²)	(km)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)					
EJE G	1+603	C-01	29.36	13.77	772	664	108	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE I	1+125	C-01	29.36	13.77	772	664	108	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE J	0+335	C-01+C-08+C-13+C-10+C-09+C-05	30.53	17.44	772	656	116	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE G	0+495	C-01+C-10+C-09+C-05	30.36	16.46	772	658	114	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE C	1+802	C01-C11-C14	31.74	16.41	772	654	118	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE B	2+409	C01-C11-C14-C17	33.11	18.72	772	654	118	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE J	1+650	C-02+C-03	0.92	1.82	706	664	42	0.02	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE K	0+050	C02 - C-03 + C-04	1.30	2.83	706	672	34	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE L	0+010	C02-C-03+04+07	1.62	3.56	706	658	48	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE C	2+936	C01+C02+C03+C04+C05+C08+C09+C10+C07+C12+C13	32.51	15.40	706	656	50	0.00	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE B	3+265	C01+C02+C03+C04+C05+C08+C09+C10+C07+C12+C13+C14+C16	32.88	15.98	706	650	56	0.00	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE L	0+950	C-06	0.24	0.76	688	660	28	0.04	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE G	0+005	C-08	0.10	0.56	672	656	16	0.03	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE Gg	0+065	C-08	0.10	0.56	672	656	16	0.03	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE S	0+015	C-10	0.33	1.22	662	658	4	0.00	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE E	0+000	C-11	0.80	2.09	674	662	12	0.01	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38
EJE C	2+685	C-16	0.14	2.31	654	650	4	0.00	0.10	0.06	0.12	0.10	0.38

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		C 25 años	C 50 años	C 100 años	Tc Normas Españolas	Tc Giandotti	Tc California Culverts Practice	T medio	T medio	Tc > 1 h	Tc < 1 h
EJE	P.K.				horas	horas	horas	horas	minutos	horas	minutos
EJE G	1+603	0.42	0.46	0.48	5.53	7.20	3.24	3.24	194.33	3.24	-
EJE I	1+125	0.42	0.46	0.48	5.53	7.20	3.24	3.24	194.33	3.24	-
EJE J	0+335	0.42	0.46	0.48	6.83	7.92	4.14	4.14	248.33	4.14	-
EJE G	0+495	0.42	0.46	0.48	6.49	7.74	3.90	3.90	233.88	3.90	-
EJE C	1+802	0.42	0.46	0.48	6.43	7.67	3.83	3.83	230.04	3.83	-
EJE B	2+409	0.42	0.46	0.48	7.28	8.32	4.46	4.46	267.81	4.46	-
EJE J	1+650	0.42	0.46	0.48	0.97	1.79	0.45	0.45	27.01	-	27.01
EJE K	0+050	0.42	0.46	0.48	1.53	2.67	0.81	0.81	48.83	-	48.83
EJE L	0+010	0.42	0.46	0.48	1.78	2.66	0.93	0.93	55.57	-	55.57
EJE C	2+936	0.42	0.46	0.48	7.12	11.48	4.96	4.96	297.50	4.96	-

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		C 25 años	C 50 años	C 100 años	Tc Normas Españolas	Tc Giandotti	Tc California Culverts Practice	T medio	T medio	Tc > 1 h	Tc < 1 h
EJE	P.K.				horas	horas	horas	horas	minutos	horas	minutos
EJE B	3+265	0.42	0.46	0.48	7.22	11.08	4.95	4.95	297.03	4.95	-
EJE L	0+950	0.42	0.46	0.48	0.45	1.03	0.19	0.19	11.45	-	11.45
EJE G	0+005	0.42	0.46	0.48	0.38	0.94	0.17	0.17	10.12	-	10.12
EJE Gg	0+065	0.42	0.46	0.48	0.38	0.94	0.17	0.17	10.12	-	10.12
EJE S	0+015	0.42	0.46	0.48	1.03	3.64	0.70	0.70	42.01	-	42.01
EJE E	0+000	0.42	0.46	0.48	1.40	3.42	0.86	0.86	51.37	-	51.37
EJE C	2+685	0.42	0.46	0.48	1.90	4.39	1.46	1.46	87.88	1.46	-

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		I T_R 25 AÑOS	I T_R 50 AÑOS	I T_R 100 AÑOS	GASTO T_R 25 AÑOS	GASTO T_R 50 AÑOS	GASTO T_R 100 AÑOS
EJE	P.K.	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
EJE G	1+603	1.18	1.36	1.53	4.04	5.05	5.92
EJE I	1+125	1.18	1.36	1.53	4.04	5.05	5.92
EJE J	0+335	1.00	1.14	1.29	3.53	4.41	5.18
EJE G	0+495	1.04	1.19	1.34	3.65	4.56	5.36
EJE C	1+802	1.05	1.20	1.36	3.87	4.84	5.68
EJE B	2+409	0.96	1.10	1.24	3.68	4.60	5.40
EJE J	1+650	3.31	3.71	4.11	0.35	0.43	0.50
EJE K	0+050	2.31	2.60	2.88	0.35	0.43	0.49
EJE L	0+010	2.09	2.34	2.59	0.39	0.48	0.55
EJE C	2+936	0.90	1.03	1.16	3.39	4.23	4.96
EJE B	3+265	0.90	1.03	1.16	3.43	4.28	5.03
EJE L	0+950	5.16	5.79	6.41	0.14	0.18	0.20
EJE G	0+005	5.32	5.97	6.61	0.06	0.08	0.09
EJE Gg	0+065	5.32	5.97	6.61	0.06	0.08	0.09
EJE S	0+015	2.54	2.85	3.16	0.10	0.12	0.14
EJE E	0+000	2.23	2.50	2.77	0.21	0.25	0.29
EJE C	2+685	1.75	2.01	2.26	0.03	0.04	0.04

Fuente: Elaboración propia

Además de los puntos de drenaje anteriores es necesaria la instalación de tubos pasacunetas en los cruces de los viales. A continuación se adjunta una tabla con la localización de dichos elementos de drenaje:

Tabla 6.6.2. -2. Caracterización de las cuencas de estudio

CERRO TIGRE PUNTO DE DRENAJE (PASACUNETAS)	
EJE A	0+000
EJE B	0+000
EJE C	0+000
EJE H	0+010
EJE MgC	0+020
EJE Hg	0+005
EJE MgCi	0+005

Fuente: Elaboración propia

7. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

Tal y como se ha desarrollado a lo largo del documento, es importante diferenciar entre la hidrología de la red hidrográfica en la cual está ubicada la parcela de estudio, y la hidrología propia de la parcela.

Se ha calculado el caudal de circulación por las quebradas que discurre por la parcela para tener una visión global y completa del sistema de drenaje de la zona de estudio.

Los caudales de crecidas calculados correspondientes a la parcela del parque eólico de Cerro Tigre Tigre se utilizarán en el diseño de obras de drenaje y saneamiento de la parcela. No existe un criterio que determine el periodo de retorno de diseño de estas obras para parques eólicos. En el Manual de Carreteras se indica que las obras de saneamiento y drenaje de caminos (carreteras), se deben diseñar para un caudal de 10 años de periodo de retorno, obteniendo un riesgo hidrológico de falla del 65 %.

El riesgo hidrológico de falla de alguna obra, según el Manual de Carreteras, se obtiene como:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Siendo “T”, el periodo de retorno y “n” nº de años de vida útil del parque fotovoltaico.

Por tanto, en una aproximación de cálculo conservadora, se considerará que el caudal de diseño será el de 100 años.

Considerando que el parque tendrá una vida útil de 25 años (“n”) y un caudal de 100 años de período de retorno (“T”) para el diseño del drenaje, se obtiene un riesgo hidrológico del 22%.

Los caudales de diseño calculados para poder diseñar el drenaje de la parcela de estudio serán los siguientes:

Tabla 7. -1. Caudales de diseño para diferentes periodos de retorno

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		I T_R 25 AÑOS	I T_R 50 AÑOS	I T_R 100 AÑOS	GASTO T_R 25 AÑOS	GASTO T_R 50 AÑOS	GASTO T_R 100 AÑOS
EJE	P.K.	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
EJE G	1+603	1.18	1.36	1.53	4.04	5.05	5.92
EJE I	1+125	1.18	1.36	1.53	4.04	5.05	5.92
EJE J	0+335	1.00	1.14	1.29	3.53	4.41	5.18

CERRO TIGRE PUNTO DE CÁLCULO		I T_R 25 AÑOS	I T_R 50 AÑOS	I T_R 100 AÑOS	GASTO T_R 25 AÑOS	GASTO T_R 50 AÑOS	GASTO T_R 100 AÑOS
EJE	P.K.	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
EJE G	0+495	1.04	1.19	1.34	3.65	4.56	5.36
EJE C	1+802	1.05	1.20	1.36	3.87	4.84	5.68
EJE B	2+409	0.96	1.10	1.24	3.68	4.60	5.40
EJE J	1+650	3.31	3.71	4.11	0.35	0.43	0.50
EJE K	0+050	2.31	2.60	2.88	0.35	0.43	0.49
EJE L	0+010	2.09	2.34	2.59	0.39	0.48	0.55
EJE C	2+936	0.90	1.03	1.16	3.39	4.23	4.96
EJE B	3+265	0.90	1.03	1.16	3.43	4.28	5.03
EJE L	0+950	5.16	5.79	6.41	0.14	0.18	0.20
EJE G	0+005	5.32	5.97	6.61	0.06	0.08	0.09
EJE Gg	0+065	5.32	5.97	6.61	0.06	0.08	0.09
EJE S	0+015	2.54	2.85	3.16	0.10	0.12	0.14
EJE E	0+000	2.23	2.50	2.77	0.21	0.25	0.29
EJE C	2+685	1.75	2.01	2.26	0.03	0.04	0.04

Fuente: Elaboración propia

A la vista de los resultados obtenidos, se propone que los puntos de drenaje correspondientes a las quebradas que cruzan la parcela de Cerro Tigre, se resuelvan mediante piezas prefabricadas de hormigón armado, de sección rectangular, fabricados por vibro-compresión y con enchufe machihembrado. Este tipo de elementos se emplean en obras de saneamiento, drenaje, canalizaciones de ríos, pasos inferiores y galerías de servicio visitables. Estos elementos consiguen permeabilizar los viales paliando el efecto presa de la obra y por tanto permiten el drenaje transversal a lo largo de la misma, destacando especialmente las zonas sensibles a inundaciones.

Respecto a los puntos de cruce entre viales, se propone la instalación de tubos de hormigón que permitan el paso de los caudales calculados. En el caso de ser inviable la instalación de obras de drenaje transversal en dichos puntos por imposibilidad geométrica, se deberá permitir el paso de agua mediante la ejecución de badenes inundables, ejecutados mediante solera de hormigón armado.