



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

ANÁLISIS CRÍTICO DE LOS MODELOS PARA ESTIMAR
CAUDALES EN CUENCAS SIN REGISTRO
FLUVIOMÉTRICO Y PROPUESTAS DE AJUSTES PARA SU
APLICACIÓN EN CUENCAS DEL SUR DE CHILE

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Dr. Andrés Iroumé Arrau
Ingeniero Civil

KATERINA ANGELICA PARRA IGOR
VALDIVIA-CHILE
2009

“Solo dios y nuestros corazones saben lo que significo tu partida.”

En memoria al ángel que

Estuvo, esta y seguirá estando
en mi camino, te amare siempre
mamita Elsa.

AGRADECIMIENTOS

Es difícil resumir en una hoja todas las emociones que están en mi cabeza en estos momentos, más difícil aun evitar que alguien se me quede fuera de estos agradecimientos, dado que es innumerable el número de personas que de una u otra forma han estado presente en este camino.

Sin lugar a dudas ha sido Dios el que nunca me ha dejado de lado, quien con su infinita fuerza me ha hecho levantarme en momentos difíciles, fue él quien me regalo una familia maravillosa, parte fundamental en todo mi desarrollo como persona y profesional, es a ellos a quienes agradezco todo el apoyo y la entrega en todo momento.

En esta etapa me hubiese encantado poder compartir este logro con mi mamita Elsa...supongo que por algún motivo debió partir antes, pero este donde este se que está siempre presente. Por supuesto "La Elsa" no se iría si saber que yo tendría a mi lado a la mujer más esforzada, luchadora y dedicada a su familia que conozco, para que ella siga guiando mis pasos y dándome su ejemplo de vida y no porque sea mi madre, es ella quien se merece todos los triunfos.

La vida no me dio una hermana pero la Elsa también se preocupo de eso, me dejo a mi Paty, la que junto a mis dos bebés; Cristóbal y Eduardo me han llenado apoyo y alegría.

Quiero agradecer también a mi hermano, tíos y primos que siempre me acompañan en todos mis movimientos y que por supuesto constituye parte importante de mi vida.

En este proceso de aprendizaje no puedo dejar de agradecer a mis profesores que han ayudado en mi formación como profesional, en especial a mi profesor de Tesis Andrés Iroume por su paciencia y desinteresada entrega de conocimientos, con los cuales he podido llegar a esta etapa.

El desarrollo de esta tesis no se hubiese podido realizar sin la ayuda de Hardin Palacios y Daniela vera, dos personas que sin conocerme compartieron sus conocimientos con la mejor disposición, los cuales llevare siempre en mi corazón, este mundo debería contar con más gente como esta.

Por supuesto en estas palabras no pueden quedar ausentes David troncos ("mi socio"), Leo Bajas ("papi leo"), Alberth Kachell quienes me acompañaron en mí e vida de estudiante con todo lo que ello significo, en especial en esta última etapa, agradezco también a mi compañero David Marcelo por todo su amor, contención y entrega.

No puedo dejar de mencionar a mis amigos todos esos hombres y mujeres con los que hemos compartido, disfrutado y apoyado en todo momento, mención especial los caballeros acústicos, esta etapa termina" pero no crean que podrán librarse tan fácilmente de mi."

Finalmente agradecerle a la vida por haber puesto en mi camino a todas las personas que mencione y a las que no mencione también, dado que sin el apoyo y entrega de estas difícilmente hubiese llegado a este término.

INDICE GENERAL

INDICE	Pág.
RESUMEN _____	1
ABSTRACT _____	2
CAPITULO I	
ANTECEDENTES GENERALES _____	3
1.1 INTRODUCCIÓN_____	3
1.2 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA_____	5
1.3 OBJETIVOS_____	6
1.3.1 Objetivos Generales_____	6
1.3.2 Objetivos Específico_____	6
1.4 JUSTIFICACIÓN_____	7
CAPITULO II	
MATERIALES Y METODOS _____	8
2.1 ÁREA DE ESTUDIO_____	8
2.1.1 Localización_____	8
2.1.2 Descripción_____	9
2.2 METODOLOGÍA_____	10
CAPITULO III	
MARCO CONCEPTUAL _____	14
3.1 CICLO HIDROLÓGICO_____	14
3.2 PRECIPITACIONES_____	15

3.2.1	Tipos de precipitación	15	
3.2.2	Medición de las precipitaciones	16	
3.3	CUENCAS HIDROGRÁFICAS	17	
3.3.1	Caracterización fisiográfica e hidrológica	17	
3.3.1.1	Área de la cuenca	17	
3.3.1.2	Forma de la Hoya	18	
3.3.1.3	Sistemas de drenaje	18	
3.3.1.4	Pendiente de la hoya	18	
3.3.1.5	Tiempo de Concentración	18	
3.4	CRECIDAS Y CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS	20	
3.4.1	Período de retorno	20	
3.5	ESTIMACIÓN DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS	20	
3.6	HIDROGRAMAS	22	
3.6.1	Separación de las componentes del hidrograma	23	
3.7	ESCORRENTÍA SUPERFICIAL	24	
3.7.1	Método del SCS para abstracciones	24	
3.8	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	26	
3.8.1	Modelos probabilísticos	26	
3.8.2	Selección de Modelos Probabilísticos	28	
3.8.2.1	Métodos Gráficos	28	
3.8.2.2	Métodos Cuantitativos	28	
3.8.2.2.1	Coeficiente de determinación	29	
CAPITULO IV			
ESTADO DEL ARTE			30
4.1	MÉTODO DE VERNI KING	31	
4.2	MÉTODO RACIONAL	35	

CAPITULO V

DESARROLLO METODOLOGÍA	37
5.1 RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES	37
5.2 PARÁMETROS DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO	39
5.2.1 Área aportante pluvial	40
5.2.2 Longitud del cauce principal	40
5.2.3 Altura máxima, altura mínima y pendiente	40
5.2.4 Tiempo de Concentración	40
5.3. ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS DE LA DGA	41
5.3.1 Análisis del Método Racional	42
5.3.2 Análisis del Método de Verni King	44
5.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO	45
5.4.1. Caracterización de la muestra en estudio	45
5.4.2. Análisis de frecuencia de datos	46
5.5. AJUSTE DE COEFICIENTES DE COEFICIENTES EMPIRICOS	51
5.5.1. Cálculo de caudales ajustados	54
5.6 DETERMINACION DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	61
5.6.1. Hidrogramas de crecidas	61
5.6.2. Hietogramas de tormenta.	62
5.6.3. Polígonos de Thiessen.	62
5.6.4. Separación de hidrogramas.	64
5.6.5. Cálculo coeficiente de escorrentía.	65
5.7 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN LA CUENCA DEL RÍO CRUCES	
5.7.1 Precipitaciones máximas diarias.	67
5.7.2 Precipitación efectiva.	69

5.7.4. Hietogramas de precipitación _____ 70

5.8. MODELACION EN HEC-HMS _____ 71

CAPITULO VI

CONCLUSIONES _____ 73

Referencias bibliográficas _____ 76

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1.1. Coeficientes de formulas empíricas.	<u>31</u>
Tabla 4.1.2. Coeficiente C(T=10 años) formula de Verni King Modificada.	<u>32</u>
Tabla 4.1.3 Coeficiente de frecuencia para distintos periodos de retorno	<u>32</u>
Tabla 4.1.4. Precipitaciones Máximas para 10 años de periodo de retorno.	<u>34</u>
Tabla 4.2.5. Coeficiente C(T=10) Formula Racional.	<u>36</u>
Tabla 5.1.6. Áreas de cuencas en estudio.	<u>37</u>
Tabla 5.1.7. Ubicación Estaciones Fluviométricas.	<u>38</u>
Tabla 5.1.8. Períodos de registro de estaciones pluviométricas.	<u>38</u>
Tabla 5.2.9. Parámetros de las cuencas en estudio.	<u>40</u>
Tabla 5.2.10. Tiempos de concentración de las cuencas en estudio.	<u>41</u>
Tabla 5.3.11. Precipitaciones máximas diarias sectorizadas.	<u>43</u>
Tabla 5.3.12. Caudales máximos según el Método Racional.	<u>43</u>
Tabla 5.3.13. Caudales Máximos según el Método de Verni King Modificado.	<u>44</u>
Tabla 5.4.14. Caracterización numérica de las muestras de caudales máximos.	<u>45</u>
Tabla 5.4.15. Caudales máximos según análisis estadístico.	<u>50</u>
Tabla 5.5.16. Coeficientes de deterioración ente caudales sectorizados y no sectorizados para el Metodo Racional	<u>52</u>
Tabla 5.5.17. Coeficientes de deterioración ente caudales sectorizados y no sectorizados para el Metodo de Verni King	<u>52</u>
Tabla 5.5.18. Nuevas razones de coeficiente empírico Método Racional.	<u>53</u>
Tabla 5.5.19. Nuevas razones coeficiente empírico Método de Verni King.	<u>53</u>
Tabla 5.5.20. Nuevos caudales según el Método Racional.	<u>54</u>
Tabla 5.5.21. Nuevos caudales según el Método de Verni King.	<u>54</u>
Tabla 5.5.22. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Collileufu	<u>55</u>
Tabla 5.5.23. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Iñaque	<u>56</u>

Tabla 5.5.24. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Cruces	57
Tabla 5.5.25. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Santo Domingo	58
Tabla 5.5.26. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Negro	59
Tabla 5.5.27. Resumen caudales ajustados Cuenca Río Damas	60
Tabla 5.6.28. Registro de Caudales máximos medidos.	61
Tabla 5.6.29. Áreas de influencia estaciones pluviométricas	64
Tabla 5.6.30. Volumen de escorrentía	65
Tabla 5.6.31. Determinación coeficiente de escorrentía.	66
Tabla 5.6.32. Coeficientes de escorrentía promedio.	66
Tabla 5.7.33. Caracterización numérica de las series de precipitaciones	67
Tabla 5.7.34. Precipitaciones máximas diarias para estaciones pluviométricas en la cuenca del Río Cruces	68
Tabla 5.7.35. Precipitación máxima diaria sobre la cuenca del Río Cruces.	68
Tabla 5.7.36. Cálculo Curva Numero en Cuenca del Río Cruces	69
Tabla 5.7.37. Precipitación efectiva sobre la Cuenca del Río Cruces	70
Tabla 5.7.38. Coeficientes de Duración para Localidades Chilenas.	70
Tabla 5.8.37. Caudales Máximos según HEC-HMS	72
Tabla 6.1.38. Comparación coeficientes de escorrentía	74
Tabla 6.1.39. Comparación entre caudales estimados por el análisis de frecuencia y los determinados por la modelación en HEC-HMS, para la cuenca del Río cruces.	74

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.2.1. Ubicación geográfica de la zona de estudio.	<u>8</u>
Figura 3.1.2. Ciclo Hidrológico.	<u>14</u>
Figura 3.6.3. Componentes de un hidrograma	<u>22</u>
Figura 4.1.4. Esquema de cálculo Método Verni King	<u>33</u>
Figura 4.2.5. Esquema de cálculo Método Racional	<u>36</u>
Figura 5.1.6. Ubicación cuencas hidrográficas y estaciones fluviométricas.	<u>39</u>
Figura 5.4.7. Representación grafica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos Cuenca Río Collileufu y Cuenca Río Ñaúque	<u>47</u>
Figura 5.4.8. Representación grafica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos Cuenca Río Cruces y Cuenca Río Santo Domingo	<u>48</u>
Figura 5.4.9. Representación grafica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos Cuenca Río Negro y Cuenca Río Damas	<u>49</u>
Figura 5.4.10. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Collileufu	<u>55</u>
Figura 5.4.11. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Ñaúque	<u>56</u>
Figura 5.4.12. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Cruces	<u>57</u>
Figura 5.4.13. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Santo Domingo	<u>58</u>
Figura 5.4.14. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Negro	<u>59</u>
Figura 5.4.15. Representación grafica caudales ajustados Cuenca Río Damas	<u>60</u>
Figura 5.6.16. Polígonos de Thiessen sobre la cuenca del Río Cruces.	<u>63</u>

INDICE DE ANEXOS

ANEXO A: TABLAS UTILIZADAS.

ANEXO B: CALCULO DE INTENSIDADES Y CAUDALES MÁXIMOS POR EL MÉTODO RACIONAL Y MÉTODO DE VERNI KING.

ANEXO C: REPRESENTACIÓN GRAFICA DE CAUDALES MÁXIMOS DISTRIBUIDOS EN EL TIEMPO.

ANEXO D: VARIACIÓN DE CAUDALES GENERADOS POR LOS MÉTODOS SIN AJUSTAR RESPECTO A LOS DETERMINADOS POR ANALISIS DE FRECUENCIA.

ANEXO E: SEPARACION DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA.

ANEXO F: REPRESENTACIÓN GRAFICA DE HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN EFECTIVA.

ANEXO G: MODELACION CUENCA DEL RIO CRUCES EN HEC-HMS.

RESUMEN

En esta tesis se presenta un análisis crítico a los métodos de predicción de crecidas de origen pluvial presentados por el Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica elaborado por la DGA.

Posterior al análisis se efectuó una adaptación de los coeficientes empíricos utilizados por el Método Racional y Método de Verni King en la IX Región, para ser usados en cuencas de las X y XIV Regiones del Chile.

Por ser la cuenca del Río Cruces una de las más importantes a nivel zonal, y por contar con una amplia base de registros en comparación a las otras cuencas en estudio, se generaron coeficientes de escorrentía para diferentes períodos de retorno mediante separación de hidrogramas de crecidas, para ser comparados con los nuevos coeficientes adoptados para el Método Racional en la zona.

Finalmente se desarrollo una modelación en HEC-HMS de la cuenca del Río Cruces para determinar caudales máximos para distintos períodos de retorno con la finalidad de comparar estos con los determinados por el análisis de frecuencia de datos medidos.

PALABRAS CLAVES: Predicción de crecidas, Método Racional, Método de Verni King, coeficientes empíricos.

ABTRACT

This thesis presents a critical analysis on the methods to predict peak flows in the Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica elaborated by the DGA.

After the analysis, an adjustment of the empirical coefficients was carried out used by the Rational and Verni King Methods in the IX Region to be applied in basins of the X and XIV Regions.

As the Rio Cruces basin is one of the most important of the study area, and because it has a wide range of records as compared with others from the area, runoff coefficients for different return periods were generated using hydrograph separation techniques, to be compared with the new coefficients adopted for the Rational and Verni King Method.

Finally a HEC-HMS modelling developed for the Rio Cruces basin with the purpose of compare the peak flow for diverse return periods with the peak flow generated by the frequency analysis.

KEY WORDS: Peak flow prediction, Rational Method, Verni King Method, empirical coefficients.

CAPITULO I

ANTECEDENTES GENERALES

1.1 INTRODUCCION

Los efectos causados por las crecidas, son a menudo catastróficos, e incluyen pérdidas económicas y humanas considerables. Es por esta razón que en distintas partes del mundo, las investigaciones y estudios siguen esforzándose en lograr métodos de predicción de caudales en base a técnicas más confiables y adecuadas a cada situación.

Dado el estado actual de desarrollo económico y social de Chile, el país no se encuentra ausente de esta búsqueda desarrollada por la Hidráulica y la Hidrología en este ámbito.

Las magnitudes y los efectos de las inundaciones dependen de las características de las crecidas que son provocadas generalmente por lluvias intensas, y de otros eventos relacionados con ellas, como son los deslizamientos de taludes, la formación y el rompimiento de presas naturales, las obstrucciones al flujo por construcción de obras civiles entre otros.

Los problemas de inundaciones son particulares y pueden ocurrir tanto en cauces de montaña como en cauces de llanura, aun cuando son más frecuentes en estos últimos. Algunos de los problemas que se presentan con las inundaciones son los siguientes: anegamiento de las llanuras de inundación, daños en viviendas, vías de comunicación, obras civiles y producción agropecuaria, con pérdida de vidas humanas en algunos casos. Es por estos motivos que se hace imprescindible contar con buenos métodos en la predicción de crecidas en los cauces. Sin embargo, para muchos cauces no se tiene información suficiente como para determinar sus caudales máximos, para estos la Dirección General de Aguas (DGA) ha desarrollado un "Manual de predicción de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica". Este manual propone diversos métodos para estimar caudales en cuencas ubicadas hasta la IX Región.

En el presente trabajo se realizó un análisis crítico de los métodos presentados en el manual, para posteriormente desarrollar adaptaciones de estos métodos para su aplicación en las Regiones X y XIV. Con estas adaptaciones se pretende dar solución

al problema de predicción de crecidas para determinados periodos de retorno en cuencas ubicadas en las Regiones X y XIV.

1.2. PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

Debido a la gran cantidad de cursos de agua existentes en el sur de Chile, al desarrollo de obras viales, la expansión urbana, y un constante aumento en la ocupación del territorio, es cada vez más necesario tener métodos confiables para el diseño de obras civiles. El problema es que existen un gran número de cuencas sin control fluviométrico, por lo tanto hay una necesidad de estimación de crecidas en estas. Como alternativas de solución se tienen modelos muy complejos que requieren una gran cantidad de información, o métodos simples que requieren poca información, con la desventaja que no son muy detallados. La existencia de un gran número de procedimientos de cálculo de crecidas de proyecto, sin que ninguno de ellos haya sido adoptado de forma unánime, indica la magnitud y complejidad del problema. La estimación de crecidas de las cuencas son problemas complejos, aún hoy con los sistemas y modelos hidrodinámicos digitales con los que se cuenta.

A lo anterior se le suma el hecho que los métodos de estimación de caudales máximos de cuencas sin control fluviométrico utilizados por la DGA (Dirección General de Aguas), como el Método de Verni King Modificado, Método Racional y Método de la DGA-AC, para cuencas de tipo pluvial, se han restringido su uso solo hasta la IX Región, quedando de esta forma parte importante del país sin un método certificado para la estimación de crecidas. Surge entonces el interés de revisar su aplicación a cuencas pluviales en las Regiones XIV y X.

En este trabajo se pretende estudiar los métodos de estimación de crecidas actualmente utilizados en Chile, y realizar adaptaciones a éstos para su aplicación en la estimación de crecidas en cuencas del sur de Chile.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Ajustar los coeficientes empíricos de los Métodos Racional y Verni King para la X y XIV Regiones de Chile, mediante el procesamiento de parámetros geométricos, registros pluviométricos y fluviométricos de cuencas ubicadas en estas.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Desarrollar una homogenización de coeficientes de esorrentía para la zona en estudio.

Determinar los coeficientes de esorrentía para la Cuenca del Río Cruces mediante el método de separación de Hidrogramas y compararlos con los determinados para el Método Racional mediante el ajuste de coeficientes.

Para la Cuenca del Río Cruces, comparar los caudales máximos determinados por el análisis de frecuencia con los estimados por el programa HEC-HMS del Centro de Ingeniería Hidrológica del cuerpo de Ingenieros de la Armada de EE.UU. para la predicción de crecidas.

1.4. JUSTIFICACION

Los recursos hídricos constituyen un elemento de vital importancia para el desarrollo de la vida en la tierra. El agua es esencial tanto para el consumo humano, la salud, la elaboración de alimentos, la industria, entre otros.

En hidrología se realiza el seguimiento detallado de todos y cada uno de los eventos, que pueden ocasionar riesgos debido a la variación de los caudales circulantes por la red hidrográfica de una cuenca.

Uno de los fenómenos hidrológicos que requiere un estudio adecuado es la ocurrencia de las avenidas o crecidas, debido a que en determinadas situaciones pueden poner en peligro vidas humanas y generar importantes daños materiales.

Las cuencas del sur de Chile se caracterizan por la falta de información fluviométrica, lo que dificulta contar con datos necesarios para realizar el análisis hidrológico de estas cuencas. A esto se suma que en el modelamiento hidrológico de estas cuencas no existen métodos diseñados específicamente para ser utilizados en cuencas sureñas, debido a que en su mayoría los métodos estandarizados en Chile son válidos solamente hasta la IX Región.

La presente propuesta sugiere adaptaciones a los métodos utilizados en Chile para la predicción de caudales máximos para diferentes periodos de retorno utilizando modelos hidrológicos y bases de datos que consideren un registro fluviométrico actualizado para cuencas ubicadas en la Zona sur del País, entre la Región de Los Ríos (XIV) y la Región de Los Lagos (X). Con estas adaptaciones será posible contar con métodos confiables y conocidos en el desarrollo de proyectos tanto en el área de la hidrología como de la ingeniería en las cuencas de la zona en estudio.

La importancia de la determinación de los caudales radica en poder determinar volúmenes disponibles para almacenamiento, riego, agua potable, agua industrial, turismo, actividades recreativas, calcular las crecidas de un río, las alturas máximas a las que puede llegar y definir la radicación de poblaciones urbanas, construir defensas fluviales, zonificar áreas de riesgo hídrico, entre otros.

CAPITULO II

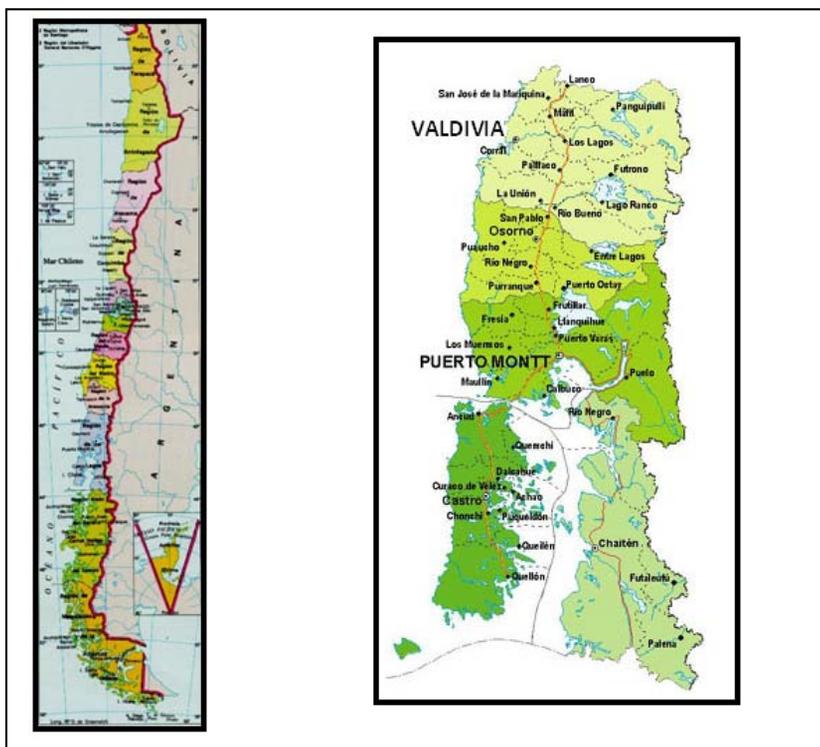
MATERIALES Y MÉTODO

2.1. ÁREA DE ESTUDIO

2.1.1. Localización

La región en que se realizó el estudio comprende la Decima Región de Los Lagos y Decimocuarta Región de los Ríos ubicadas entre los 39°15' y los 44°14' de latitud sur, y desde el límite con la República Argentina hasta el Océano Pacífico como se aprecia en la figura 2.1.1. Esta área corresponde a una importante y representativa parte del país. Dentro de ella se encuentran las cuencas del Río Cruces, Río Collileufu, Río Ñaque, Río Damas, Río Negro y Río Santo Domingo, las cuales se utilizarán en esta investigación, dado que estas cuencas cumplen con las solicitudes básicas del estudio, como ser de régimen pluvial y poseen un registro fluviométrico relativamente completo.

Figura 2.2.1. Ubicación Geográfica de la Zona de Estudio.



Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional (2008).

2.1.2. Descripción.

Eventualmente la zona en estudio se puede caracterizar tanto física como demográficamente, dentro de estos factores podemos mencionar el clima, que es sin duda uno de los principales determinantes en el desarrollo del ciclo hidrológico de la zona, la región se caracteriza por poseer un clima del tipo templado lluvioso con influencia mediterránea. Sus precipitaciones anuales varían entre los 1500 mm en la depresión intermedia y los 4000mm en zonas cordilleranas, las que se concentran principalmente en el período de mayo a septiembre (Ciren, 1994; Villagran, 1993).

En tanto que los vientos dominantes son del Oeste y Sur durante el verano, y del Norte en invierno.

Otro factor que permite elaborar una idea del clima de una región es la temperatura. En términos anuales la temperatura media en esta zona es bastante estable, variando entre 9 y 11 ° C para alturas inferiores a 300 msnm, por supuesto presentando gradientes negativos hacia el sur del país. Debido a su ubicación geográfica, esta zona presenta períodos con heladas entre los meses de abril y septiembre, las que aumentan alejándose del litoral.

El régimen hidrológico de la región se caracteriza por presentar una gran cantidad de ríos de régimen mixto y con un caudal constante mantenido por las precipitaciones permanentes presentes en la zona. La mayoría de las veces en gran parte de sus cursos inferiores se hace posible la navegación por la presencia de lagos precordilleranos en su curso superior los cuales regulan sus cursos de agua en forma natural y además son receptores de los sedimentos arrastrados desde las montañas. Estos ríos también presentan una gran potencialidad hidroeléctrica con los desniveles que existen entre la cordillera y la depresión intermedia.

Una región como esta con la extensión y atributos físicos ya mencionados también posee un gran potencial de desarrollo económico y productivo. La economía regional se concentra en actividades agro-pecuarias, silvícolas y pesca, en las cuales se integran procesos de industrialización. Destacan la ganadería de especialización lechera, conservas, principalmente de mariscos, agricultura extensiva de cereales, explotación forestal y, especialmente turismo.

2.2. METODOLOGÍA

Existen una variedad de métodos de predicción de crecidas para una hoya hidrográfica. Sin embargo, para el desarrollo de esta investigación se analizaran y modificaran principalmente los mencionados por la DGA (1995); El Método Racional y El Método de Verni King. La metodología adoptada en esta investigación, se basa fundamentalmente en el análisis de estos métodos, y posterior modificación con la finalidad de que puedan ser aplicados en las cuencas de la zona en estudio.

El desarrollo de esta tesis se puede sintetizar en la siguiente secuencia de la investigación:

-Recolección de información.

Esta fase, preliminar a la metodología propiamente tal, consiste en un trabajo de recopilación de información relevante y actualizada sobre el tema en estudio, orientada principalmente a elaborar las bases en que se fundamenta la investigación. Para esta etapa se utilizaron diversos documentos de consulta, que fueron esenciales para el trabajo propuesto, destacando en este sentido el Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica de La Dirección General de Aguas (DGA,1995).

-Recopilación de antecedentes de la zona en estudio.

Como primer paso se realizó una descripción de la zona en estudio. Paralelo a esto se recolectaron todos los registros de las variables que intervengan en la investigación, sean estas áreas de las cuencas en estudio, registros de caudales, registros de precipitaciones, entre otros.

- Caracterización de las cuencas en estudio.

Las cuencas hidrográficas pueden ser caracterizadas mediante algunos parámetros básicos, los que tienen activa participación en los métodos de determinación de caudales máximos, por este motivo en esta etapa se requiere identificar estos parámetros.

-Análisis de los métodos Racional y de Verni King.

Con la finalidad de determinar cual o cuales serán los parámetros a modificar dentro de los métodos, se realiza un análisis de éstos determinando sus variables de influencia, conjuntamente se efectúa una primera aproximación de caudales máximos en las cuencas en estudio con la utilización de estos métodos y el empleo de algunos coeficientes de la IX Región.

-Conformación de una serie histórica de caudales máximos instantáneos y caracterización de la muestra en estudio.

Debido a que para cada cuenca se cuenta con una infinidad de datos de caudales medios diarios, es preciso seleccionar una muestra más reducida, que cumpla con los requerimientos para ser usada en el análisis. Para las seis cuencas en estudio, se tendrán seis muestras distintas, las que se deben caracterizadas en términos numéricos.

-Selección de una distribución de probabilidades de mejor ajuste en cada cuenca para la muestra dada.

Sin duda un paso principal es determinar la distribución de probabilidad que mejor se ajuste a la muestra dada en cada cuenca, para este fin se emplea el software SMADA 6.0.

- Determinación de caudales máximos para determinados periodos de retorno.

Con la previa selección de la distribución que mejor se ajusta a la muestra estudiada, se determinan los caudales máximos para distintos periodos de retorno, con el empleo de la distribución de probabilidad seleccionada.

-Ajuste de coeficientes empíricos.

El objetivo principal de esta tesis es modificar los coeficientes empíricos utilizados en los métodos descritos en el manual de la DGA (1995), determinando nuevos coeficientes para ser aplicados en la zona en estudio, esto se concreta efectuando un análisis de minimización de diferencias de cuadrados entre los caudales estimados por los métodos mencionados y los determinados por la distribución de mejor ajuste seleccionada. Mediante este procedimiento se determinan los coeficientes corregidos para su aplicación.

-Cálculo Caudales Ajustados.

En esta etapa se calculan nuevamente los caudales máximos de cada cuenca por los métodos analizados previamente, aplicando los nuevos coeficientes encontrados en el desarrollo de esta tesis.

-Determinación Hidrogramas de tormenta en la Cuenca del Río Cruces.

La determinación de los coeficientes de escorrentía se realiza mediante el método de separación de hidrogramas, para ello se confeccionaron los hidrogramas de crecidas de determinadas tormentas.

-Determinación Hietogramas de Tormenta en la Cuenca del Río Cruces.

Para conocer la lluvia total precipitada en una tormenta, se debe contar con un hietograma de esta. Dentro de esta etapa se confeccionaron los polígonos de Thiessen correspondiente a las estaciones pluviométricas de influencia en la cuenca analizada.

-Calculo Coeficiente de Escorrentía.

Mediante la separación de hidrogramas se determina el volumen de escorrentía superficial, la que junto con el volumen de escorrentía total permiten estimar el coeficiente de escorrentía.

-Conformación de una serie histórica de precipitaciones máximas diarias para la Cuenca del Río Cruces.

Se escogió la Cuenca del Río Cruces por poseer una larga data de registros, tanto pluviométricos como pluviométricos.

-Determinación de la precipitación máxima diaria para determinado período de retorno.

Para el análisis de las precipitaciones sobre la cuenca se debe contar con una serie de datos que sean representativos de la muestra de precipitaciones máximas diarias. Al igual que para la determinación de los caudales máximos para determinados períodos de retorno, con la previa selección de la distribución que mejor se ajusta a la muestra estudiada, se determinó la precipitación máxima diaria para determinados períodos de retorno, con el empleo de la distribución de probabilidad seleccionada.

-Cálculo Precipitación Efectiva.

La determinación de la precipitación efectiva se efectuó mediante el método de la curva Número del Soil Conservation Service.

-Confección de hietogramas de tormenta diaria.

Con la precipitación efectiva y la distribución de duración de lluvias del Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos sin información fluviométrica se obtuvo la distribución de las precipitaciones en el tiempo para cada tormenta.

-Análisis de la Cuenca del Río Cruces en el software HEC-HMS.

Como objetivo específico en esta tesis se propuso efectuar una modelación de una de las cuencas en estudio con el software HEC-HMS, con el fin de establecer una comparación entre los resultados entregados por el software y los calculados mediante análisis de frecuencia, para este fin se escogió la Cuenca del Río Cruces.

-Determinación de conclusiones.

Para finalizar el desarrollo de esta tesis se analizaron los resultados obtenidos al desarrollar la metodología antes descrita elaborándose las conclusiones del estudio.

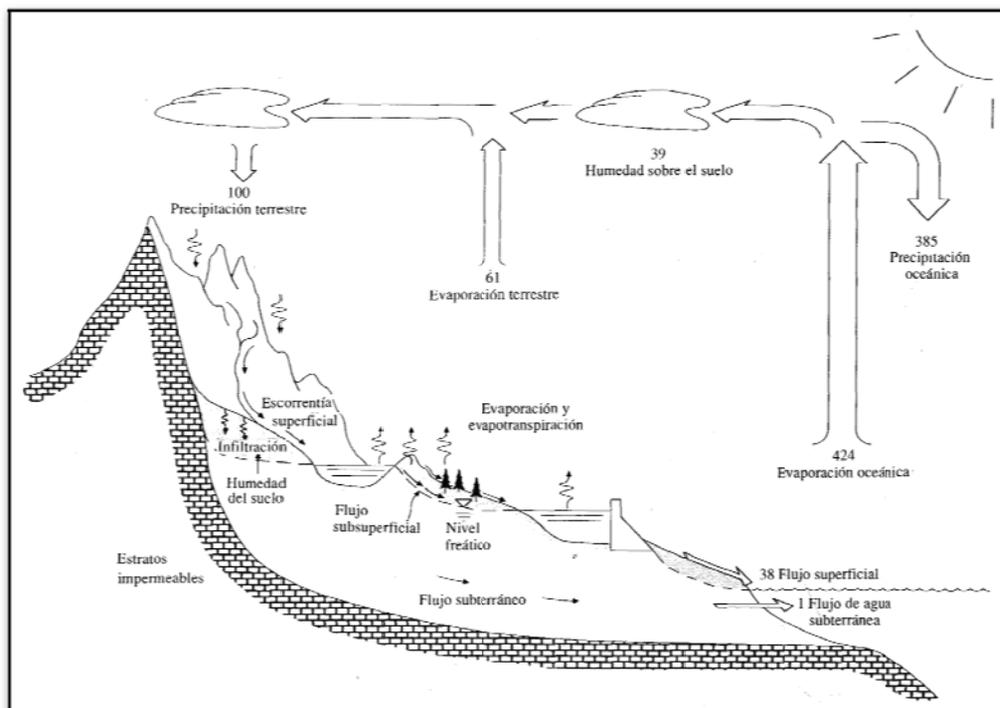
CAPITULO III

MARCO CONCEPTUAL

3.1. CICLO HIDROLÓGICO

En la tierra el agua se encuentra en la hidrósfera, la cual se extiende desde unos quince kilómetros arriba de la atmosfera hasta un kilómetro por debajo de la litósfera o corteza terrestre espacio donde se desarrolla el ciclo hidrológico. Para Chow et al. (2000) este ciclo es el foco central de la hidrología, no tiene ni principio ni fin y sus procesos ocurren en forma continua. En la figura 3.1.2 se puede ver un esquema del ciclo hidrológico.

Figura 3.1.2. Ciclo Hidrológico.



Fuente: Chow et al. (2000). Hidrología Aplicada.

3.2. PRECIPITACIONES

Éstas representan sin duda el elemento más importante del ciclo hidrológico (Chow. et al., 2000). Las precipitaciones se definen como cualquier agua que proviene de la humedad atmosférica y que cae a la superficie terrestre, principalmente en estado líquido (lluvia) y sólido (nieve o granizo).

En este contexto, las precipitaciones son la principal entrada de agua en una cuenca. Es por ello que es muy importante su conocimiento y estudio, tanto para la cuantificación del recurso como para la utilización en la prevención de avenidas, diseños de obras públicas, estudios de erosión, etc.

3.2.1. Tipos de precipitación

Los tipos de precipitación se clasifican generalmente según la forma como se produce el levantamiento y enfriamiento de las masas de aire. De este modo, las precipitaciones se pueden clasificar de la siguiente manera:

-Ciclónicas: están asociadas a las superficies de contacto entre masas de aire de diferente temperatura y humedad. Este fenómeno produce habitualmente precipitaciones importantes y prolongadas.

Este tipo de precipitación puede clasificarse en frontal y no frontal, relacionada a frentes cálidos y frentes fríos.

-Convectivas: se deben al calentamiento de masas de aire próximas al suelo, las cuales al ascender se enfrían hasta alcanzar la condensación, para luego precipitar. Son las típicas lluvias de verano, las cuales generalmente son de corta duración, pero de gran intensidad.

-Orográficas: son producto de aires húmedos, generalmente provenientes de los océanos. Las cuales al encontrarse con barreras montañosas se ven obligadas a ascender. Debido a este ascenso se produce el enfriamiento de estas masas de aire, provocando la precipitación.

3.2.2. Medición de las precipitaciones

Las mediciones de las precipitaciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua. Estas mediciones se realizan en distintos puntos geográficos en un área determinada. Estos puntos representan la medición puntual de las precipitaciones y permiten hacer la estimación de las precipitaciones medias para una zona geográfica. La cuantificación de las precipitaciones en un punto cualquiera se realiza mediante pluviómetros y/o pluviógrafos.

Actualmente, existen modelos más modernos que registran datos electrónicamente para después ser pasados a un ordenador, o los comunican instantáneamente con una oficina central.

En general, las precipitaciones que caen en un sitio dado difieren de las que caen en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos antes mencionados registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato. Para el diseño de obras y la realización de diversos estudios e investigaciones es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, para ellos existe una diversidad de metodologías utilizadas en hidrología, dentro de las más utilizados están los métodos de la media aritmética, los Polígonos de Thiessen y los mapas de isoyetas.

3.3. CUENCA HIDROGRÁFICA

Para Chow et al. (2000) una hoya hidrográfica es un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple.

3.3.1. Caracterización geomorfológica e hidrológica

En el estudio de una cuenca hidrográfica es fundamental tener claro algunos conceptos básicos relacionados con factores físicos de la hoya, con los cuales se pueden identificar, estos factores proporcionan la información necesaria para conocer la variación en el espacio de los elementos de régimen hidrológico. Dentro de los parámetros considerados más relevantes se puede mencionar: Longitud del cauce principal (L), longitud desde el centro de gravedad hasta el punto de salida (Lg), desnivel máximo de la cuenca (H), pendiente media de la cuenca (J), área de drenaje (A), forma de la hoya, sistema de drenaje.

3.3.1.1. Área de la cuenca

Según Duque (1978) está determinada por una línea imaginaria que encierra el área de confluencia. Esta línea que separa una cuenca de las circundantes, se denomina línea divisoria de aguas o parte aguas y en su trazado no debe cortar ninguna corriente de agua, salvo a la salida de ella.

El área de la cuenca tiene una gran influencia en la magnitud del caudal que de ella va a drenarse, normalmente a medida que crece el área de la cuenca así mismo lo harán los caudales promedio, mínimos y los máximos instantáneos.

3.3.1.2. Forma de la Hoya

Esta característica es importante pues está relacionada con el tiempo de concentración de la cuenca. El conocimiento de la forma de la hoya entrega implícitamente algunos parámetros de esta. Monsalve (1999) menciona algunos como: Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (K_c), que corresponde a una relación entre el perímetro de la hoya y la longitud de una circunferencia de área igual a la de la hoya, esta relación está representada por la ecuación 2.3.1

$$K_c = 0.28 P/A^{1/2} \quad (3.3.1)$$

Este coeficiente entrega una relación de la tendencia de las crecientes debido a que cuanto más irregular sea la hoya mayor será su coeficiente de compacidad por lo tanto existe menor tendencia a un crecida, así mismo una hoya circular posee el

coeficiente mínimo igual a uno, presentando entonces una mayor tendencia a las crecientes.

Otra relación producto de las características físicas de la hoya lo constituye el factor de forma (k_f) que es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la hoya. Esta relación arroja una tendencia de crecimiento de la cuenca, una hoya con un factor de forma bajo está menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño pero con mayor factor de forma (Varas et al., 1998).

3.3.1.3. Sistemas de drenaje

El sistema de drenaje de una cuenca está constituido principalmente por el río principal y sus tributarios (afluentes) que desaguan en el río principal. A su vez cada afluente posee su respectiva cuenca denominada sub-cuenca. Dentro de este sistema existe un orden de las corrientes de agua, que refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una hoya. Dentro de esta organización se pueden distinguir corrientes de primer orden, que representan pequeños canales que no tiene tributario, corrientes de segundo orden que es la unión de dos corrientes de primer orden y así sucesivamente.

Finalmente el sistema de drenaje lo podemos representar numéricamente mediante la densidad de drenaje (D_d) de la cuenca, que es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la hoya y el área de esta. D_d usualmente toma valores entre 0.5 km/km² para hoyas con drenaje pobre y hasta 3.5 km/km² para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

3.3.1.4. Pendiente de la hoya (J)

Esta característica controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta por lo tanto el tiempo que lleva al agua de lluvia concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje de las hoyas (Monsalve, 1999).

3.3.1.5. Tiempo de Concentración

Este es sin duda uno de los parámetros más importante de toda cuenca hidrográfica. Para Monsalve (1999), corresponde al tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua se demora en llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la hoya contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada.

Para el cálculo del tiempo de concentración existen una diversidad de ecuaciones propuestas, por nombrar algunas; Kirpich, Temes, Rowe y Soil Conservation Service, las que están representadas a continuación.

$$\text{Ecuación de kirpich: } T_C = 0.39 * \left[\frac{L^2}{J} \right]^{0.385} \quad (3.3.2)$$

$$\text{Ecuación de Temes: } T_C = 0.3 * \left[\frac{L}{J^{0.25}} \right]^{0.75} \quad (3.3.3)$$

$$\text{Ecuación de Rowe: } T_C = \left[\frac{0.86 * L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (3.3.4)$$

Eventualmente en Chile la DGA (1995) en el manual de Crecidas de Cuencas sin Información fluviométrica hace uso de la fórmula de California Highways and Public Works de EE.UU.

$$\text{Ecuación de SCS: } T_C = 0.95 * \left[\frac{L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (3.3.5)$$

Donde:

L representa la longitud del cauce principal.

H el desnivel máximo de la cuenca.

J la pendiente media de la cuenca.

3.4 CRECIDAS Y CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS

Las crecidas pueden ser agrupadas en tres clases, en consideración a las causas que las engendran (Chow. et al., 2000): Crecidas por precipitación líquida, crecidas por precipitación sólida, crecidas mixtas. Las crecidas de origen pluvial son las que representan un gran interés en este estudio, dada la magnitud que pueden llegar a tener. Las grandes crecidas tienen sobre todo como origen tormentas excepcionales por su intensidad, extensión, duración y repetición.

Considerando una larga serie de años los temporales fuertes que persisten muchos días en grandes extensiones, parecen reproducirse a intervalos más o menos alejados (período de retorno), siguiendo modalidades casi análogas. Esto parece indicar la existencia en ciertas regiones, de distribuciones pluviométricas tipo, que corresponden a situaciones meteorológicas semejantes producidas principalmente por la posición geográfica y el relieve de las cuencas consideradas, así como por las trayectorias y frecuencias habituales de las perturbaciones meteorológicas. A una misma altura total de lluvia pueden corresponder caudales de punta muy diferentes según: La topografía, las dimensiones, la forma de la cuenca vertiente y el trazado de la red hidrográfica todos estos elementos que condicionan el “tiempo de concentración” de la cuenca.

3.4.1. Período de retorno

Como ya se ha mencionado, existen fenómenos hidrológicos excepcionales que se repiten en determinados períodos de tiempo. Este intervalo promedio de tiempo en que un evento de magnitud dada es igualado o superado en magnitud, se define como período de retorno. (DGA, 1995).

3.5. ESTIMACIÓN DE CAUDALES INSTANTÁNEOS MÁXIMOS

Dentro del campo de la hidrología, poder determinar la magnitud de las crecidas de una hoya se ha convertido en uno de los temas prioritarios de estudio, elaborándose una serie de investigaciones al respecto. En Chile ya se han validado algunos procedimientos para la estimación de caudales máximos pluviales. La DGA (1995) proponen dos enfoques, uno de los cuales hace uso de fórmulas empíricas que estiman directamente el caudal instantáneo máximo asociado a un cierto período de retorno, en tanto que el otro emplea hidrogramas unitarios sintéticos que permiten además definir el hidrograma completo de la crecida.

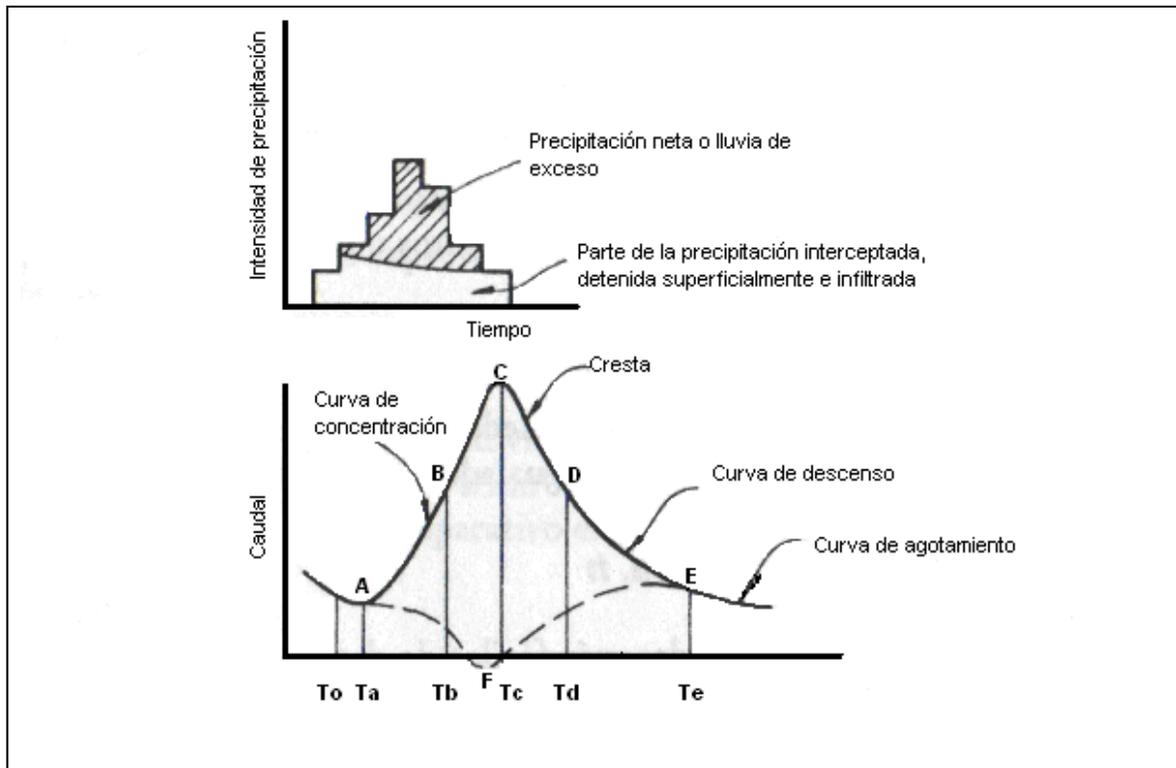
Dentro del primer grupo se encuentran la Formula Racional, la Formula de Verni King y el Método DGA-AC para crecidas pluviales, que han sido calibrados en base a la información fluviométrica del país. En el campo de los hidrogramas unitarios se proponen los Métodos de Linsley y de Gray, que han sido adecuados a la realidad hidrológica del país. Todos los métodos antes mencionados se han validado con los datos medidos en cuencas localizadas entre las regiones III a la IX. Cabe destacar que para el uso de estas expresiones hay que tener presente las limitaciones siguientes:

- (1) Periodo de retorno inferior a 100 años.
- (2) Superficies de cuencas inferiores a 10000 km².

3.6. HIDROGRAMAS

Duque (1978) indica que un hidrograma corresponde al volumen de escurrimiento por unidad de tiempo, que pasa de manera continua por una determinada sección transversal de una cuenca. Así mismo sostiene que el hidrograma es una gráfica o tabla que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente, además el hidrograma lo podemos considerar como una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la esorrentía de una cuenca de drenaje particular. Básicamente el hidrograma representa la variación de niveles de agua en función del tiempo como consecuencia de un evento de precipitación en los cursos de agua de una cuenca y específicamente en el punto de salida de ella (Muñoz, 1998). El hidrograma al ser una representación gráfica, sigue una tendencia de forma, la que depende principalmente de la procedencia de las aportaciones de agua a la cuenca. En la Figura 3.6.2 se presentan las componentes de un hidrograma.

Figura 3.6.3. Componentes de un Hidrograma.



Fuente: Monsalve (1999). Esorrentía superficial.

3.6.1. Separación de las componentes del hidrograma.

Las leyes físicas que gobiernan las diferentes componentes de un hidrograma son diferentes, es por este motivo que Monsalve (1999) sugiere separarlas para estudiarlas individualmente debido a que además de la escorrentía superficial directa y la precipitación recogida directamente sobre la superficie, las corrientes de agua reciben una contribución del nivel freático subterráneo, el cual tiene una variación debido a la precipitación que se infiltra.

La separación del hidrograma en escorrentía superficial directa y en escorrentía base es muy importante para el estudio de características hidrológicas de una hoya, y para algunos métodos de previsión de crecientes. Algunos de los métodos de separación de hidrogramas son:

-El Método empírico de Linsley, el que fue propuesto por Linsley para cuencas pequeñas.

-El método de la línea recta que simplemente conecta el punto en el cual comienza a aumentar el caudal con el punto en la curva de recesión de igual caudal (Dingman, 2002).

-Método de las dos líneas rectas, este método consiste en trazar una curva de agotamiento anterior al comienzo de la creciente en consideración, y prolongarla hasta cortar la vertical trazada en la abscisa correspondiente al caudal pico del hidrograma. El punto así determinado se une con una recta con el punto de comienzo de la curva de agotamiento del hidrograma en consideración (Monsalve, 1999).

-Método Constant-K es nuevo método desarrollado en la Universidad de Potsdam (Blume et al., 2004). Está basado en la teoría de acumulación lineal. Su gran ventaja sobre los demás métodos es que tiene bases teóricas que determinan el punto final de un evento e incluso puede ser aplicado para eventos con múltiples peaks, lo que es muy difícil de lograr con otros métodos.

3.7. ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

La escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de la ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento, Duque (1978).

La escorrentía superficial corresponde al exceso de la precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve libremente por la superficie del terreno y la escorrentía de una corriente de agua que puede ser alimentada, tanto por el exceso de precipitación como por las aguas subterráneas (Monsalve, 1999). Dentro de las variables que caracterizan la escorrentía superficial están: El caudal, que corresponde al volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo, y el coeficiente de escorrentía, que es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado en un intervalo de tiempo determinado.

$$C_E = \frac{V_{(Escorrentía\ Superficial)}}{V_{(Precipitado\ Total)}} \quad (3.7.1)$$

3.7.1 Método del SCS para abstracciones.

El Soil Conservation Service de los Estados Unidos, desarrollo un método denominado número de curva de escorrentía CN, para calcular las abstracciones de una tormenta, las cuales incluyen la intercepción, la detención superficial y la infiltración. En este método, la profundidad de escorrentía o precipitación efectiva es una función de la precipitación total y de un parámetro de abstracción referido al número de curva (CN), la cual varía de 1 a 100, existiendo en función de las siguientes propiedades productoras de escorrentía en la hoya hidrográfica: tipo de suelo hidrológico, utilización y tratamiento del suelo, condiciones de la superficie del terreno y condiciones de la humedad antecedente del suelo. Para el cálculo de CN se utilizan una serie de tablas desarrolladas por el SCS las cuales están en función de parámetros característicos de la cuenca y para una concentración de humedad precedente promedio, para otras concentraciones de humedad ya sea seca CN (I) o húmeda CN (III) se debe hacer uso de nuevas relaciones empíricas (Ecuaciones 3.7.2 o 3.7.3 según corresponda) en función de la CN ponderada para una humedad precedente promedio CN (II).

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2.3-0.013CN(II)} \quad (3.7.2)$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43+0.0057CN(II)} \quad (3.7.3)$$

Mediante el desarrollo de una serie de relaciones empíricas se dedujo la precipitación efectiva P_e (Ecuación 3.7.4) en función de la retención potencial máxima S y la precipitación total (P), la que a su vez, está directamente relacionada con la curva numero (CN).

$$P_e = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0.8S} \quad (3.7.4)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.7.5)$$

Para hojas hidrográficas sin mediciones de caudal, se han desarrollado cuadros de CN para varios complejos de cubierta hidrológica donde se describen combinaciones específicas de los grupos de suelos hidrológicos, el uso y tratamiento de la tierra, la condición hidrológica superficial, y las condiciones de humedad antecedente, dado que todos estos factores tiene un comportamiento directo sobre la cantidad de escorrentía producida por una hoja hidrográfica (Sánchez, 2004).

3.8. ANALISIS ESTADÍSTICO

En hidrología usualmente se cuenta con largas series de datos, ya sean estos de registros de caudales, precipitación, evaporación, entre otros. Debido a la magnitud de datos es indispensable resumirlos en elementos sintéticos que caractericen la muestra, para esto se hace uso de diversos parámetros de posición y dispersión. Los primeros permiten formarse una idea del orden de magnitud de las variables, los más utilizados son la media aritmética o promedio, la mediana y la moda. Además de interesar la posición de los valores interesa también la dispersión o variación de los valores en una muestra. Para ello Varas et al. (1998) emplea los conceptos de rango, varianza, desviación estándar y coeficiente de variación.

Todos los parámetros anteriormente mencionados son numéricamente de relativa facilidad de calcular. Por lo cual no se estima necesario profundizar más en el tema.

Para completar la descripción numérica anterior se acostumbra a representar la muestra en dos tipos de gráficos, que resumen la distribución de los valores de la muestra. Ellos son el histograma y la curva de frecuencias acumulada. El Histograma es la curva que representa el número de observaciones registradas en cada una de las clases o intervalos en que se ha dividido el rango de muestra (Devore, 2005). Así mismo la curva de frecuencias empíricas acumuladas es una curva en la cual se grafica la variable en función de la probabilidad empírica de tener valores menores al valor observado, llamado también probabilidad de no excedencia. Normalmente se grafica la variable en la abscisa y la probabilidad en la ordenada; sin embargo, lo usual en hidrología, es graficar la probabilidad en la abscisa.

3.8.1. Modelos probabilísticos

Los procesos hidrológicos se comportan mayormente de una manera aleatoria, es decir, son generalmente descritos por leyes probabilísticas. Una consideración importante que se hace para el estudio de estos procesos es que la magnitud de una observación no tiene relación alguna con las observaciones anteriores o posteriores, es decir, la magnitud de las observaciones se comporta de manera independiente. Para el análisis de muchos procesos hidrológicos se utiliza el análisis de frecuencia, que es una herramienta cotidianamente utilizada en hidrología para predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales. El objetivo primordial del análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de los eventos con una frecuencia de ocurrencia por medio de distribuciones de probabilidad (Chow et al., 2000). El ajuste de una distribución se lleva a cabo, calculando los parámetros de la distribución con base en las características de la muestra. Para calcular estos parámetros existen varios métodos

como el método de los momentos, el método de máxima verosimilitud y algunos otros menos eficientes.

Dentro de las distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología se pueden mencionar la distribución normal, que para Varas et al. (1998) es el modelo más utilizado y el que tiene mayor importancia teórica en el campo de la estadística y de las probabilidades.

Las variables físicas de interés en hidrología (precipitación, caudal, evaporación y otras) son generalmente positivas, por lo cual es usual que presenten distribuciones de frecuencia asimétricas. Por ello algunos investigadores han propuesto aplicar una transformación logarítmica a la variable de interés y luego utilizar el modelo de distribución normal para la variable transformada. La distribución así obtenida se denomina logarítmico-normal.

La Distribución Gama o Pearson tipo III es un modelo muy usado en hidrología la cual posee gran flexibilidad y diversidad de formas, dependiendo de los valores de sus parámetros. Esta función es asimétrica y está definida para valores positivos de la variable, lo que concuerda con las propiedades de la mayoría de los registros hidrológicos, o variables físicas utilizadas en hidrología.

Finalmente se hace mención a la distribución de valores extremos Gumbel o Extrema tipo I, este modelo representa la distribución límite del mayor de los valores de n valores x_i , independientes e idénticamente distribuidos con una distribución de tipo exponencial, a medida que n crece indefinidamente. Como en la práctica se trabaja con muestras finitas, los parámetros deben modificarse. Gumbel obtuvo valores modificados, minimizando la suma de los cuadrados de los errores perpendiculares a la recta de ajuste de valores extremos. Las ecuaciones que obtuvo son función del tamaño de la muestra y de los parámetros.

Finalmente para este estudio, este es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada.

El objetivo fundamental del análisis de frecuencias es la estimación de los sucesos máximos (precipitaciones máximas, caudales, entre otros.) correspondientes a diferentes períodos de retorno mediante el uso de funciones de distribución de probabilidad. La estimación de la frecuencia de los eventos es compleja, dado que los registros de las series de observaciones en general son demasiado cortos e incompletos para poder extrapolar con criterio, como es el caso de varias de las cuencas en estudio. Cuando se pretende realizar extrapolaciones (período de retorno

mayor que la longitud de la serie disponible) el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles (Varas et al., 1998).

3.8.2. Selección de Modelos Probabilísticos

El único procedimiento para verificar el comportamiento de un modelo matemático, ya sea probabilístico o determinístico, es comparar las predicciones efectuadas por el modelo con observaciones de la realidad. En la predicción de un modelo probabilístico, es conveniente considerar todos los conocimientos que se tengan sobre la variable. Otra medida cualitativa sobre la bondad del modelo es su facilidad de tratamiento matemático u operativo, la cual también conviene considerar (Devore, 2000).

Entre los métodos para seleccionar modelos probabilísticos se distinguen los procedimientos gráficos y los analíticos.

3.8.2.1. Métodos Gráficos

Para verificar el modelo propuesto se recurre usualmente a comparaciones gráficas entre el modelo y los datos, ya sea utilizando la función densidad de probabilidad, o bien la distribución acumulada. En ambos casos la comparación gráfica permite una visualización rápida del ajuste del modelo e indica las zonas en las cuales el ajuste es deficiente. Ello permite decidir sobre la bondad de ajuste, estimar los distintos percentiles de la distribución y los parámetros del modelo.

Si los puntos graficados se ajustan a una recta, entonces el modelo elegido representa un buen ajuste y se traza la recta en forma visual. Si los puntos no representan una tendencia lineal entonces el modelo elegido no es adecuado. Una desviación sistemática indica un ajuste pobre.

3.8.2.2. Métodos Cuantitativos

En ciertas ocasiones es preferible contar con procedimientos cuantitativos, que permitan una decisión objetiva respecto al ajuste. A continuación se describe el método de correlación lineal que es uno de los más utilizados en este ámbito.

3.8.2.2.1. Coefficiente de Determinación.

El coeficiente de determinación (R^2) o coeficiente de correlación múltiple al cuadrado, es una medida descriptiva que sirve para evaluar la bondad de ajuste del modelo a los datos, ya que mide la capacidad predictiva del modelo ajustado. Se define como el cociente entre la variabilidad explicada por la regresión y la variabilidad total, esto es:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (3.8.1)$$

R^2 mide la correlación entre \bar{Y} y \hat{Y} y sus valores varían entre 0 y 1. Si existe algún grado de error, es imposible que R^2 alcance el valor 1. La única forma en que R^2 toma el valor 1 sería que existiera un ajuste perfecto en los datos, lo cual es un evento improbable en la práctica.

CAPITULO IV

ESTADO DEL ARTE

Con el avance en el campo de la hidrología se han desarrollado una serie de estudios con el fin de elaborar modelos y métodos precisos para la predicción de crecidas, debido a la importancia que la magnitud de estas puede tener tanto en el ámbito geográfico, como sobre la población residente en el área de la cuenca. A nivel mundial se han desarrollado múltiples asociaciones dedicadas al estudio de las causas, control y predicción de las inundaciones provocadas por las crecidas de las cuencas. En Europa existe el proyecto INUNDA, encuadrado en el marco de la Iniciativa Europea Interreg III-C, es una respuesta frente a los graves episodios de inundación que han tenido lugar con una frecuencia no habitual en el continente europeo.

En este ámbito también podemos mencionar a PHOHIMENT que es una red Iberoamericana creada en el año 2005 para el monitoreo y pronóstico de fenómenos hidrometeorológicos. En Chile existen una variedad de investigaciones al respecto que se han revisado para la elaboración de esta tesis, dentro de las cuales podemos mencionar la realizada por Muñoz et al. (2000) "Proposición de un método de estimación de crecidas para cuencas medianas y grandes. Aplicación a Chile central", en la cual se estudian los métodos de estimación de crecida para cuencas medianas y grandes y se propone un nuevo método para estimar crecidas en cuencas chilenas en la zona centro-sur. En los años 1994-1995 se desarrolló el proyecto FONDECYT "Diseño de un Sistema de Apoyo a la Toma de Decisiones (DSS) para la previsión y alerta de Crecida en Tiempo Real en el Río Bio-Bío (VIII Región)", el que permitió recopilar información estadística, desarrollar modelos de predicción, definir sistema de alerta y un software de manejo de la información, investigación que también fue revisada.

En todo el mundo las investigaciones y estudios se han centrado en lograr métodos de predicción en base a técnicas más confiables y adecuadas a cada situación. Es por esta razón que hoy en día se cuenta con métodos que pueden aplicarse con mayor certeza, a una amplia gama de casos.

Los métodos de predicción de crecidas se pueden dividir en analíticos, estadísticos y de Hidrogramas unitarios. Dentro de los métodos más utilizados en Chile están los recomendados por la DGA (1995) que en el fondo son métodos mundialmente conocidos, pero adaptados a las condiciones del país. A continuación se revisan los dos métodos de importancia para este estudio.

4.1. MÉTODO DE VERNI KING MODIFICADO.

Este método está basado en la fórmula de Verni King que relaciona el caudal instantáneo máximo de una crecida con la precipitación diaria máxima y el área pluvial a través de una relación de potencias.

A la fórmula original, que estaba establecida para periodos de retorno mayores que 30 años, se le ha agregado un coeficiente empírico para cada período de retorno. La fórmula de Verni King modificada se puede apreciar en la ecuación 4.1.1.

$$Q = C(T) * 0.00618 * P_{24}^{1.24} A_p^{0.88} \quad (4.1.1)$$

La fórmula presentada tiene validez para cuencas sin control fluviométrico, de régimen pluvial o nivopluvial, con áreas comprendidas entre 20 y 10000 km², ubicadas entre las Regiones III a IX. Su uso se limita a estimaciones de caudales de períodos de retorno menores a 100 años.

Primeramente se debe determinar el coeficiente empírico de período de retorno T años (C(T)). Para su determinación se debe calcular el valor del factor de frecuencia C(T)/C(T=10), que depende de la región en que se encuentre ubicada la cuenca y del período de retorno requerido, este valor se encuentra tabulado en la tabla 4.1.1 y luego se debe multiplicar este por el coeficiente asociado al período de retorno de 10 años obtenido de la tabla 4.1.2 que también depende de la ubicación geográfica de la cuenca.

Tabla 4.1.1. Coeficientes de Formulas Empíricas.

Periodo Retorno T(años)	C(T)/C(T=10) IX Región
2	1.03
5	1.02
10	1
20	0.98
25	0.98
50	0.97
100	0.93

Fuente: DGA (1995). Tabla 3.26 "Coeficientes de fórmulas empíricas."

Tabla 4.1.2. Coeficiente C(T=10 años) Formula de Verni King Modificada.

Región	C (T=10)
III	0.027
IV- Cuenca Elqui	0.057
IV-Cuenca Limarí	0.18
IV-Cuenca Choapa	0.2
V	0.29
VI	0.68
VII	0.71
VIII	0.79
IX	0.89

Fuente: DGA, 1995. Tabla 3.25 “Coeficiente C(T=10años)Fórmula de Verni King Modificada.”

Otra variable de interés en el método es la precipitación diaria máxima asociada a un periodo de retorno T, que se debe estimar en base a la precipitación diaria máxima para 10 años de periodo de retorno (Tabla 4.1.4) y con la aplicación de los coeficientes de frecuencia para distintos periodos de retorno que se encuentran tabulados en la tabla 4.1.3.

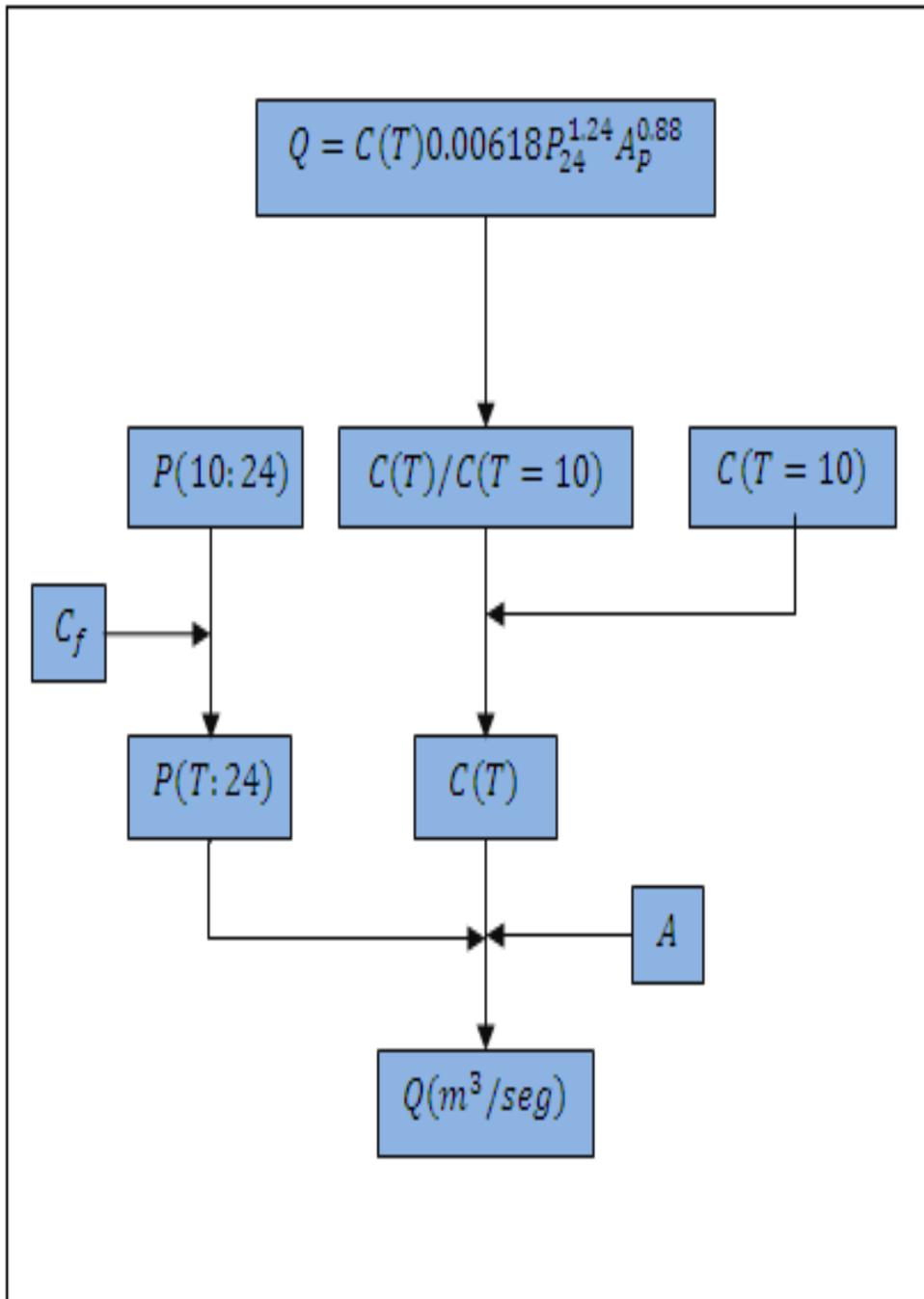
Tabla 4.1.3. Coeficientes de Frecuencia para distintos períodos de retorno.

CF	Pto. Montt	Valdivia
2	0.719	0.703
5	0.893	0.886
10	1.000	1.000
20	1.099	1.106
25	1.118	1.127
50	1.215	1.236
100	1.312	1.335
200	1.400	1.440

Fuente: DGA, 1995. Tabla 2.3”Coeficientes de duración y frecuencia para las diferentes zonas homogéneas”

La figura 4.1.4. Presenta un esquema de cálculo de caudales máximos mediante el método de Verni King.

Figura 4.1.4. Esquema de Cálculo de Método de Verni King.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.1.4. Precipitaciones Máximas para 10 Años de Período de Retorno.

Zona Climática y región	Ciudad	Código BNA	Nombre Estación	Precipitaciones (mm)		
				24 hrs	48 hrs	72 hrs
Desierto Árido						
I. Tarapacá	Arica	1310098	Arica Chacalluta DMC	1,9	2,2	2,3
	Iquique	1820098	Iquique Cavancha	1,5	1,5	1,5
II. Antofagasta	Antofagasta	2760098	Antofagasta U.Norte	6,5	7,0	7,0
	Calama	2111098	Calama DMC	10,0	10,0	10,0
III. Copiapó	Copiapó	3450098	Copiapó DMC-DGA	25,1	25,4	25,4
	Vallenar	3823051	Vallenar DMC	32,7	39,0	40,5
Semiárida						
IV. Coquimbo	La Serena	4335050	La Serena DMC	60,3	76,7	81,9
	Ovalle	4551096	Ovalle Aeródromo	70,3	88,5	95,4
	Illapel	4726050	Illapel DOS DMC	78,2	99,9	110,9
V. Valparaíso	Valparaíso	5510097	Valparaíso Pta. Angeles	83,3	117,3	134,4
	Los Andes	5410051	Los Andes DMC	82,9	114,6	138,9
	San Antonio			87,4	119,2	136,4
Mediterránea						
R. Metropolitana	Santiago	5730097	Stgo. Quinta Normal	71,0	98,4	118,6
VI. de B.O'Higgins	Rancagua	6010051	Rancagua DMC	68,5	99,5	131,1
VII. Maule	Talca	7378096	San Luis Talca	93,2	135,0	165,8
	Curicó	7118050	Curicó Gral. Freire	113,6	153,0	189,6
	Linares	7358051	Linares DOS	123,1	176,9	215,3
	Constitución	7384098	Constitución	119,6	166,5	204,0
VIII. Bio Bio	Concepción	8220098	Concepción	105,1	143,0	172,8
	Chillán	8117051	Chillán	107,3	149,7	185,8
IX. Araucanía	Temuco	9129098	Temuco Maquehue	82,3	105,2	118,5
Templada Húmeda						
X. de los Lagos	Pto. Montt	10425050	Pto. Montt	81,9	118,2	138,9
	Valdivia	10123052	Valdivia-Pichoy	102,9	159,3	191,1
Templada H.	Castro	10901098	Castro	89,3	123,1	151,6
Oceánica						
XI. Gral. Carlos Ibáñez	Coyhaique	11316050	Coyhaique Tte. Vidal	67,8	101,3	118,6
	Pto. Aysén	11342050	Pto. Aysén DGA	173,4	242,6	291,5
Fria H. Oceánica						
XII. Magallanes	Pta. Arenas	12586050	Pta. Arenas Naval	54,0	74,5	80,1

Fuente: DGA, 1994 Tabla 3.1.2.2 "Precipitaciones máximas en 1,2 y 3 días".

4.2. MÉTODO RACIONAL.

La fórmula racional es un método ampliamente conocido en hidrología. A igual que el método de Verni King en el manual de la DGA (1995) se recomienda su uso aplicando los coeficientes de escorrentía que mejor se ajusten al análisis de frecuencia efectuado para la zona y periodo de retorno determinado. La expresión que permite determinar el caudal instantáneo máximo de periodo de retorno T es:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} \quad (4.2.1)$$

Por tratarse de una fórmula empírica su rango de aplicación es el de los datos que la validan, respetándose las mismas restricciones de áreas, períodos y regiones de estudio que para el método de Verni King.

El procedimiento de cálculo consiste básicamente en determinar el coeficiente de escorrentía que es función del período de retorno, de la ubicación geográfica y la intensidad de la lluvia de diseño.

El coeficiente de escorrentía asociado al período de retorno de 10 años $C(T=10)$ es variable según la ubicación geográfica de la cuenca. En la tabla 4.2.5 se presentan los valores que corresponde utilizar según la región o cuenca donde se realiza el cálculo.

Para la determinar el valor del coeficiente de escorrentía correspondiente a cualquier período de retorno comprendido entre 2 y 100 años, se debe multiplicar el valor del coeficiente asociado al período de retorno de 10 años por la razón de frecuencia $C(T)/C(T=10)$. Se ha demostrado en el estudio desarrollado para elaborar el manual de la DGA, que este factor de frecuencias, es igual al del método de Verni King modificado.

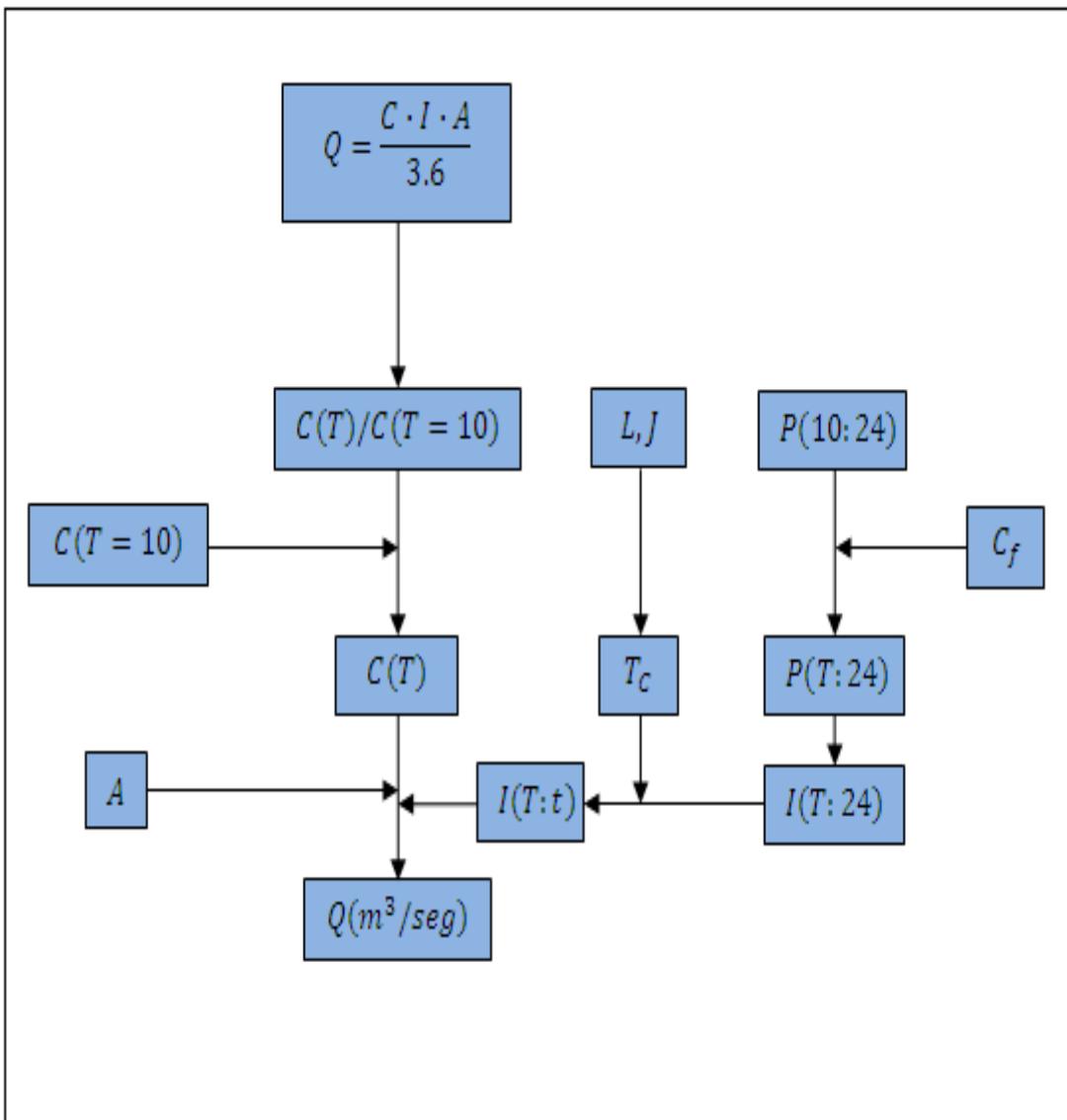
La intensidad de la lluvia es otra de las componentes de esta fórmula la que se debe determinar para una precipitación máxima diaria para determinado período de retorno y un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca. Para una mejor comprensión de la forma de determinación de caudales máximos según el método Racional la Figura 4.2.5 presenta un esquema de cálculo de este.

Tabla 4.2.5. Coeficiente C(T=10) Formula Racional.

Región	C (T=10)
III	0.009
IV- Cuenca Elqui	0.025
IV-Cuenca Limarí	0.078
IV-Cuenca Choapa	0.08
V	0.08
VI	0.31
VII	0.39
VIII	0.36
IX	0.28

Fuente: DGA (1995). Tabla 3.27 Coeficiente C(T=10 años) Formula Racional.

Figura 4.2.5. Esquema de Caculo Método Racional.



Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO V

DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

5.1. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

Para la presente investigación se cuenta con los antecedentes de seis cuencas grandes ubicadas en el área de estudio, para estas cuencas el Instituto Manejo Forestal de la Universidad Austral de Chile, ha facilitado información esencial para el desarrollo de esta tesis, como el área de las cuencas, registros diarios de estaciones pluviométricas y fluviométricas para determinados períodos de registro y cartografía de las cuencas en estudio.

Las cuencas en estudio son: Río Collileufu, Río Ñaquel, Río Cruces, Río Santo Domingo, Río Negro y Río Damas. En la tabla 5.1.6 se presentan sus respectivas áreas en km².

Tabla 5.1.6. Áreas de Cuencas en Estudio.

Cuenca	Área (Km²)
Collileufu	581
Ñaquel	424
Cruces	1794
Santo Domingo	127
Negro	2318
Damas	408

Fuente: Elaboración propia.

La ubicación geográfica de las cuencas en estudio, fue entregada en cartografía digital, la que fue procesada en Arcview 3.3. En la Figura 5.1.6 se puede apreciar gráficamente la ubicación de las cuencas.

Cada una de las cuencas posee una estación de control Fluviométrico, ubicada en la desembocadura de esta. Estos puntos son controlados diariamente por un operador. La ubicación de los puntos de control esta tabulada en la tabla 5.1.7 y esquematizada en la figura 5.1.6 de esta tesis.

Tabla 5.1.7. Ubicación Estaciones Fluviométricas.

Estación	Código BNA	Altitud (m)	Latitud S	Longitud W	UTM Norte (m)	UTM Este (m)
Rio Collileufu en Los Lagos	10121001-4	25	395200	724900	5585627	686057
Rio Ñaqué en Mafil	10137001-1	25	394000	725700	5607063	675848
Rio Cruces en Rupanco	10134001-5	60	393300	725400	5620006	680443
Rio Santo Domingo en Rinconada de Piedra	10140001-8	25	392300	730800	5638947	660775
Rio Negro en Chahuilco	10356001-2	45	404200	731400	5492966	649261
Rio Damas en Tacamo	10362001-5	50	403700	730300	5501753	664154

Fuente: Elaboración Propia.

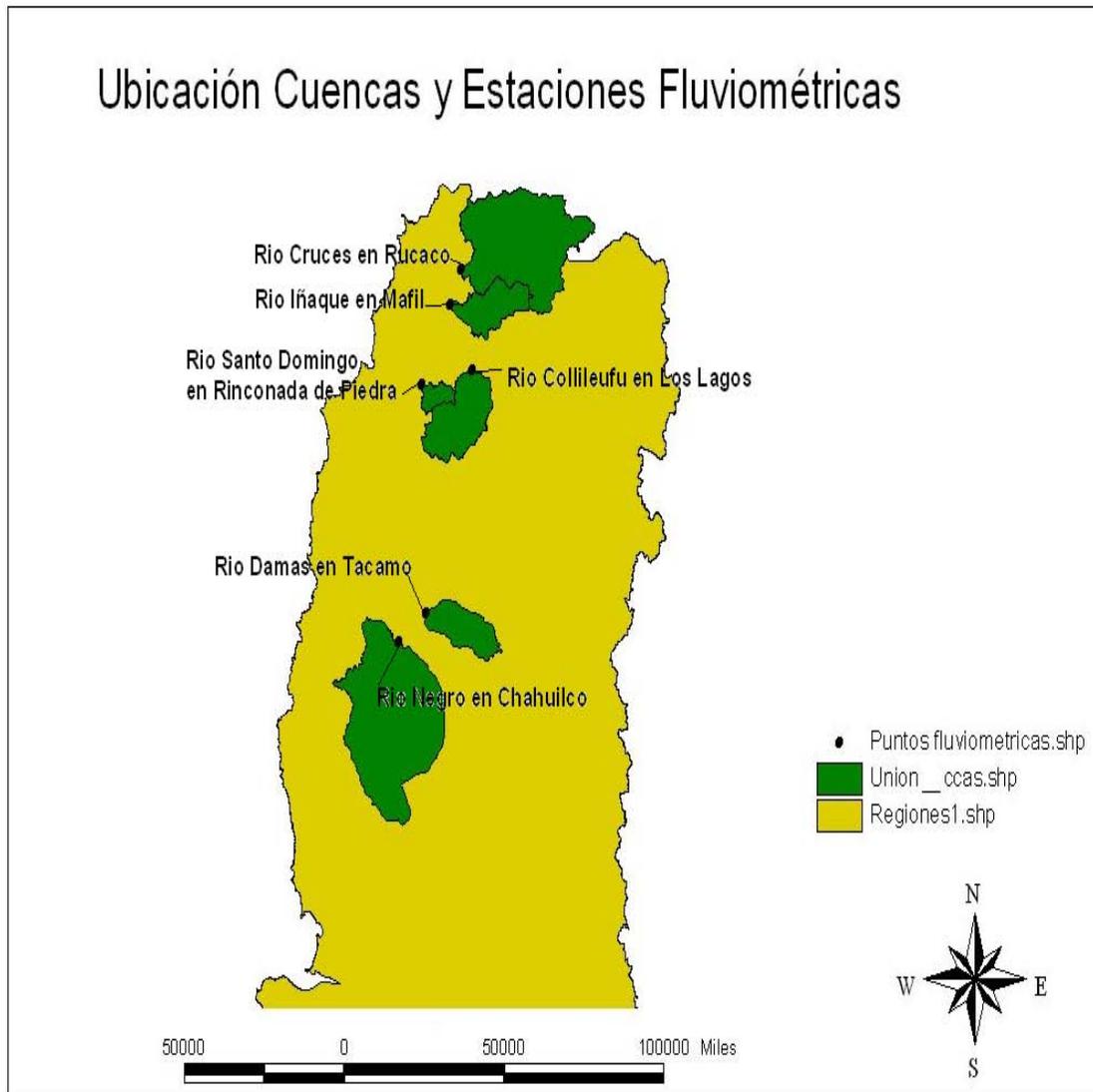
Para cada estación se cuenta con registros fluviométricos diarios (caudales máximos diarios en m³/seg), los cuales servirán de base en esta investigación. El período de los registros para cada estación se muestra a continuación en la tabla 5.1.8.

Tabla 5.1.8. Períodos de Registro de Estaciones Fluviométricas.

Estación	Año inicio	Año termino	Período total (años)
Rio Collileufu en Los Lagos	1987	2005	19
Rio Ñaqué en Mafil	1986	2005	20
Rio Cruces en Rucaco	1969	2005	37
Rio Santo Domingo en Rinconada de Piedra	1992	2005	14
Rio Negro en Chahuilco	1986	2005	20
Rio Damas en Tacamo	1986	2005	20

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.1.6. Ubicación Cuencas Hidrográficas y Estaciones Fluviométricas.



Fuente: Elaboración propia.

5.2. PARÁMETROS DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

Para el análisis al que serán sometidas las cuencas en estudio debemos contar con algunos de sus parámetros básicos, los que ya fueron descritos en un capítulo precedente, a continuación se desarrolla la obtención numérica de tres de estos parámetros que se utilizarán en el proceso de obtención de caudales máximos para determinados períodos de retorno.

5.2.1. Área aportante pluvial

El área de cada una de las cuencas fue entregada por la Dirección General de Aguas y se encuentra tabulado en la tabla 5.1.6 de esta tesis.

5.2.2. Longitud del cauce principal

La longitud del cauce principal de las cuencas en estudio fue determinada utilizando la cartografía digital de cada cuenca, la que fue procesada en el SIG ARCVIEW 3.3. Las respectivas longitudes de los cauces se encuentran en la tabla 5.2.9 de esta tesis.

5.2.3. Altura máxima, altura mínima y pendiente

La altura máxima ($H_{m\acute{a}x}$), mínima ($H_{m\acute{i}n}$) y la pendiente (S) de las cuencas se pueden observar en la tabla 5.2.9. Estas fueron determinadas mediante la cartografía digital de curvas de nivel de las cuencas, la que se proceso en ARCVIEW 3.3.

Tabla 5.2.9. Parámetros de las Cuencas en Estudio.

Cuenca	L (km)	H _{máx} (m)	H _{min} (m)	H (m)	J (%)
Río Collileufu	66.25	350	25	325	0.00490566
Río Ñaqué	67.5	400	25	375	0.00555556
Río Cruces	125	1100	40	1060	0.00848
Río Santo Domingo	35.25	400	25	375	0.010641206
Río Negro	96.87	185	50	135	0.00139362
Río Damas	57.5	300	50	250	0.00434783

Fuente: Elaboración propia.

5.2.4. Tiempo de Concentración

Los tiempos de concentración de cada cuenca fueron obtenidos mediante la conjugación de los parámetros calculados anteriormente y con la utilización de las formulas empíricas analizadas en el capítulo 3 de esta tesis. En la tabla 5.2.10 se encuentran los tiempos de concentración calculados con las distintas formulas (California, Giandotti, Temez). Para efectos de cálculo de Caudales máximos, se utiliza la formula de California recomendada por la DGA (1995).

Tabla 5.2.10. Tiempos de Concentración de las Cuencas en Estudio.

Cuenca	Tc (F. California)hrs	Tc(Giandotti) hrs	Tc (Temez)hrs
Collileufu	13.01	14.09	19.95
Iñaque	12.58	11.93	19.76
Cruces	17.18	13.67	29.13
Santo Domingo	5.94	5.02	9.83
Negro	28.29	36.34	33.82
Damas	12.22	13.36	18.33

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se puede apreciar que la formula de Temez entrega valores bastante elevados en comparación con el promedio de las otras dos, con lo cual se avala la hipótesis de usar la formula de California en el cálculo del tiempo de concentración de las cuencas.

5.3. ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS DE LA DGA

Como primera aproximación de los caudales máximos de las cuencas en estudio, se calculan estos con los Método Racional y Verni King utilizados por la DGA (1995). Para esta primera aproximación se utilizan los parámetros de las cuencas calculados en la etapa anterior, y los coeficientes utilizados por los métodos en la IX Región de la Araucanía dada la cercanía de esta con la zona en estudio.

Para este estudio se consideran los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100 años. Los valores de coeficientes que no han sido tabulados en el Manual de la DGA (1995), como es el caso de 25 años fueron obtenidos mediante interpolación.

Para la determinación de la precipitación máxima diaria para diez años de período de retorno (P(10:24)) fue necesario definir una sectorización de las cuencas dependiendo de su cercanía con determinadas estaciones pluviométricas. Se definió el sector (A) compuesto por las cuencas: Río Santo Domingo, Río Iñaque, Río Cruces y Río Collileufu, utilizando P= 102.9 mm correspondiente a la estación Valdivia. A su vez para las cuencas del Río Damas y Río Negro corresponden a un sector (B) en el que se utilizó P=81.9 mm correspondiente a la estación Puerto Montt. Ambas precipitaciones fueron extraídas de la tabla 4.1.4 de esta tesis.

5.3.1. Análisis del Método Racional

El caudal máximo a evacuar, se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C I_{tc}^T A}{3.6} \quad (5.3.1)$$

Se comienza con la evaluación de cada uno de los parámetros requeridos por la ecuación precedente.

Para el cálculo de la intensidad Media de la lluvia (I) se aplica la formula de Grunsky, que corresponde a la siguiente expresión:

$$I_t^T = I_{24}^T \sqrt{\frac{24}{t}} \quad (5.3.2)$$

Donde t corresponde al tiempo de concentración de la cuenca y I_{24}^T a la intensidad media diaria para determinados períodos de retorno. Esta a su vez se estimo mediante la ecuación siguiente:

$$I_{24}^T = \frac{P_{24}^T}{24} \quad (5.3.3)$$

P_{24}^T Corresponde a la precipitación asociada a un período de retorno distinto de 10 años, y se define por la expresión siguiente:

$$P_{24}^T = C F_T P_{24}^{10} \quad (5.3.4)$$

El coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno lo podemos encontrar en la tabla 4.1.3. Finalmente las precipitaciones máximas diarias para distintos períodos de retorno por sector se encuentran en la tabla 5.3.11.

Tabla 5.3.11. Precipitaciones Máximas Diarias Sectorizadas.

	Sector (A)	Sector (B)
T(Años)	P(T;24)	P(T;24)
2	73.1	58.9
5	91.5	73.1
10	102.9	81.9
20	113.6	90.0
25	117.3	91.7
50	126.7	99.5
100	136.4	107.5

Fuente: Elaboración propia.

En la determinación del valor del coeficiente de escorrentía para cualquier periodo de retorno se utiliza la razón $C(T)/C(T=10)$, cuyos valores fueron extraídos de la tabla 4.1.1. El parámetro $C(T=10)=0.28$, correspondiente a la IX Región.

Los cálculos de intensidades y caudales máximos por el Método Racional que son presentados en el Anexo B de esta tesis.

A continuación se presenta la tabla 5.3.12 donde se encuentran los caudales máximos de cada cuenca para diferentes periodos de retorno según el cálculo estimado mediante el Método Racional.

Tabla 5.3.12. Caudales Máximos Según el Método Racional.

Cuenca	Collileufu	Iñaque	Cruces	Santo Domingo	Negro	Damas
Periodo (años)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)
2	221	146	512	62	419	118
5	276	182	639	78	516	145
10	306	201	707	86	566	159
20	331	218	767	93	610	171
25	336	222	779	95	618	174
50	366	241	848	103	667	188
100	379	250	878	107	691	194

Fuente: Elaboración propia.

5.3.2. Análisis del Método de Verni King

Este método basado en la fórmula de Verni King, que relaciona el caudal instantáneo máximo de una crecida con la precipitación diaria máxima y el área pluvial a través de una relación de potencias como se muestra en la fórmula siguiente.

$$Q = C(T) * P_{24}^{1.24} * A_p^{0.88} \quad (5.3.5)$$

Como primer paso en el análisis, se evalúan los parámetros requeridos por la ecuación. La precipitación diaria máxima asociada a un período de retorno (P(T:24)) se obtuvo al multiplicar la precipitación diaria máxima para un período de retorno de diez años (P(10:24)) por el coeficiente de frecuencia para distintos períodos tabulado en la tabla 4.1.3.

El coeficiente empírico para cualquier período de retorno C(T) se obtiene de multiplicar las razones C(T)/C(T=10) para determinados períodos de retorno por el C(T=10) correspondiente al coeficiente empírico para un período de retorno de diez años y que para la IX Región es igual a 0.89.

El área aportante pluvial de cada cuenca se encuentra registrada en la tabla 5.1.6 de esta tesis.

En la tabla 5.3.13. Se encuentra un resumen con los caudales máximos para determinados períodos de retorno para cada una de las cuencas en estudio según el Método de Verni King Modificado.

Tabla 5.3.13. Caudales Máximos según el Método de Verni King Modificado.

Cuenca	Collileufu	Iñaque	Cruces	Santo Domingo	Negro	Damas
Período (años)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)
2	353	241	836	76	811	184
5	466	318	1103	101	1051	238
10	531	363	1256	115	1185	268
20	590	403	1395	127	1306	296
25	604	412	1428	130	1334	302
50	670	458	1585	145	1464	331
100	707	483	1672	153	1544	349

Fuente: Elaboración propia.

En el Anexo B de esta tesis se presenta con mayor detalle las tablas de obtención de caudales máximos por el Método de Verni King.

5.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

5.4.1. Caracterización de la muestra en estudio

Las estaciones fluviométricas que son de interés para nuestro análisis, cuentan con registros fluviométricos diarios de distintos períodos de tiempo, lo cual representa un gran número de datos, los que debieron ser reducidos según los intereses del estudio, Para esta finalidad se pueden utilizar dos criterios diferentes de selección; el de una serie de excedencia anual, en la cual se determina un valor base predefinido de tal manera que el número de valores en la serie es igual al número de años de registro. Una serie de caudal máximo diario para cada año de registro, es decir una serie anual máxima (Chow et al., 2000). A pesar de que la serie de excedencia anual es útil para algunos propósitos está limitada por el hecho de que es difícil verificar que todas las observaciones sean independientes, la ocurrencia de una gran crecida bien podría estar relacionada con unas condiciones de suelo saturado producidas por otra gran crecida ocurrida un corto tiempo antes. Como resultado usualmente es mejor usar la serie de máximos anuales para el análisis, que es la que se usará en esta tesis. La representación gráfica de la variación de caudales máximos por año para cada estación se observa en el Anexo C. Para poder resumir esta multitud de datos se realizó una caracterización numérica de cada estación, determinando los parámetros siguientes; Promedio, mediana, moda, varianza y desviación estándar analizados en el capítulo 3 y resumidos en la tabla 5.4.14.

Tabla 5.4.14. Caracterización Numérica de las series de Caudales Máximos.

Cuenca	Collileufu	Iñaque	Cruces	Santo Domingo	Negro	Damas
n	19	20	37	14	18	20
Promedio	227.8	127.1	585.2	96.7	453.4	85.8
Media	221	111	568	90.3	436	88.85
Moda	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
Varianza	8749.8	3600.2	34880.7	2694.8	34204.7	1300.3
Desvst	93.5	60.0	186.8	51.9	184.9	36.1

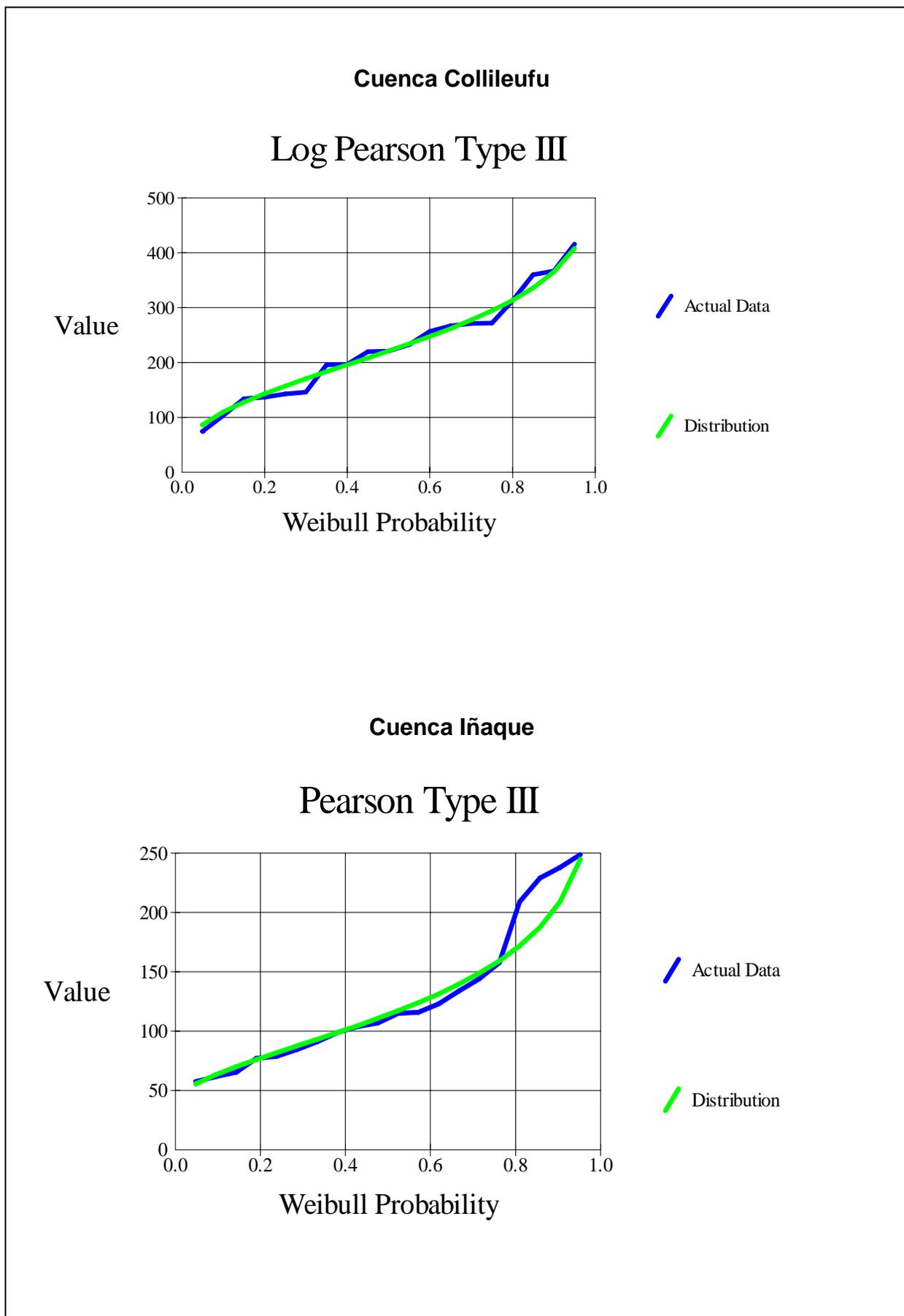
Fuente: Elaboración propia.

5.4.2. Análisis de frecuencia de datos

El objetivo primordial del análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de los eventos con su frecuencia de ocurrencia por medio de distribuciones de probabilidad, (Chow et al. , 2000).

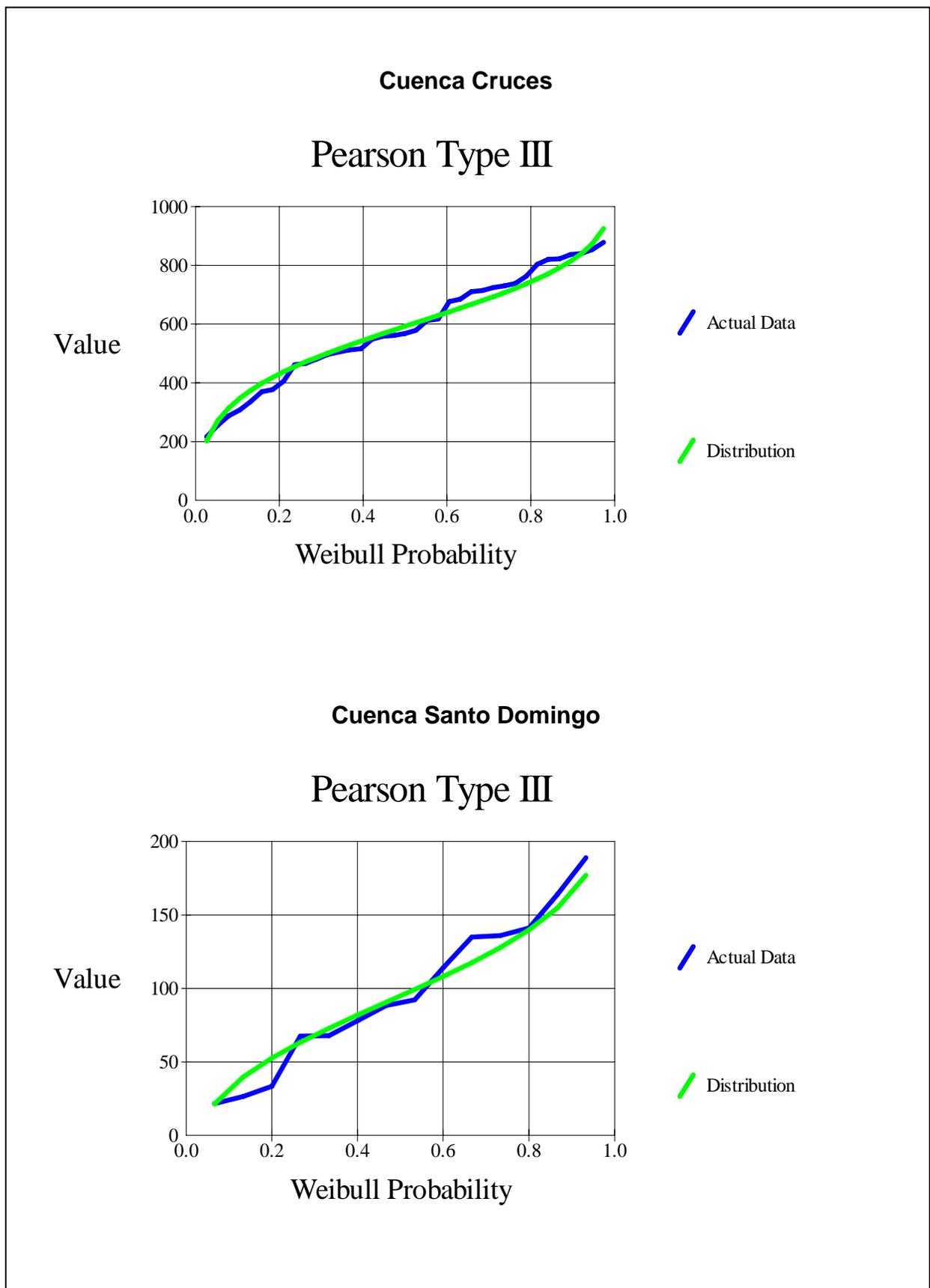
Seguido de caracterizar las muestras, se determino la distribución que mejor se ajusta a la serie de datos de cada cuenca, este procedimiento se realizo con el empleo del software SMADA 6.0. Este software da la posibilidad de probar el desempeño de varias distribuciones para una muestra dada. Finalmente, aplicando el método de selección del R^2 se determino la función de mejor ajuste a cada serie de datos. En las figuras 5.4.7, 5.4.8 y 5.4.9 se puede apreciar la representación gráfica de los valores de la serie de caudales máximos utilizando la formula de graficación de Weibull en función de los valores determinados por la distribución de mejor ajuste para cada una de las cuencas, en el mismo grafico se aprecia la representación de los caudales medidos graficados según la fórmula de weibull en relación a su probabilidad acumulada.

Figura 5.4.7. Representación Gráfica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos. Cuenca Río Collileufu y Cuenca Río Ñaqué.



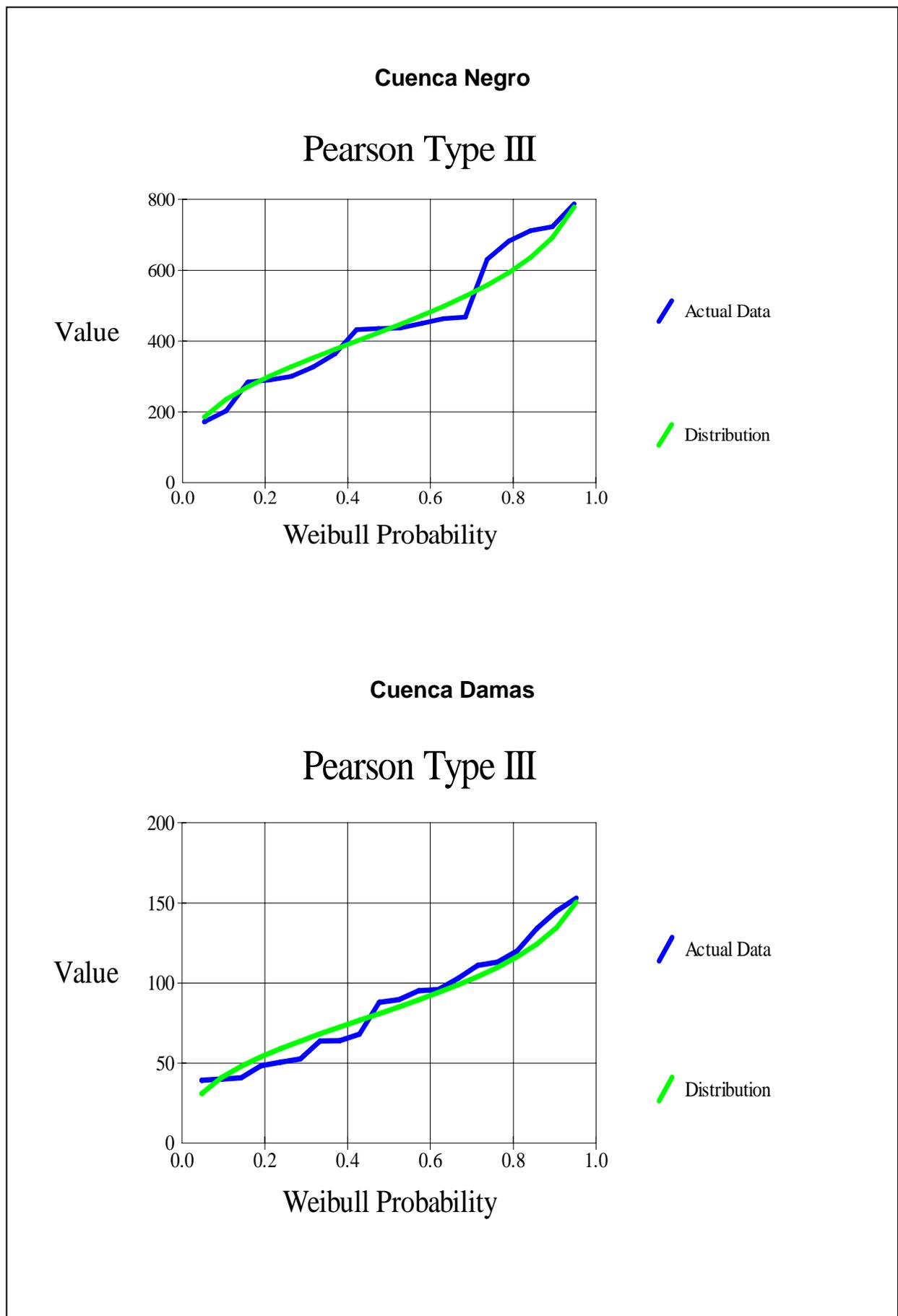
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5.4.8. Representación Gráfica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos. Cuenca Río Cruces y Cuenca Río Santo Domingo.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.4.9. Representación Gráfica de la distribución de mejor ajuste de caudales máximos. Cuenca Río Negro y Cuenca Río Damas.



Fuente: Elaboración Propia

En función de la distribución de mejor ajuste antes seleccionada, se estimaron los caudales máximos en cada cuenca para los mencionados períodos de retorno en relación a su probabilidad de excedencia, según la ecuación 5.4.1 de esta tesis. Los caudales estimados para cada cuenca se encuentran tabulados en la tabla 5.4.15.

$$P(X > x_0) = 1/T \quad (5.4.1)$$

Tabla 5.4.15. Caudales máximos según análisis estadístico.

Cuenca		Collileufu	Iñaque	Cruces	Sto Domingo	Negro	Damas
Distribución		Log Pearson Type III	Pearson Type III				
Excedence probability	Return Period	Calculated Value	Calculated Value	Calculated Value	Calculated Value	Calculated Value	Calculated Value
0.5	2	221	114	593	95	435	83
0.2	5	314	169	744	140	601	115
0.1	10	365	207	819	164	699	133
0.05	20	408	243	879	185	785	149
0.04	25	420	254	896	191	811	154
0.02	50	455	289	944	209	889	169
0.01	100	486	323	986	226	963	182

Fuente: Elaboración propia.

Para poder apreciar de mejor forma la variación entre los caudales generados por la distribución de mejor ajuste y los estimados por los métodos de estimación de caudales analizados, se elaboraron gráficos de variación de caudales, los cuales se encuentran en el Anexo D de esta tesis.

5.5. AJUSTE DE COEFICIENTES EMPÍRICOS

Los coeficientes empíricos son los parámetros a ajustar en los métodos estudiados, la idea fundamental es determinar el factor por el cual los coeficientes asociados a la IX Región debe ser modificado para poder ser aplicados en la zona en estudio, esta determinación se lleva a cabo mediante un procedimiento de reducción de la diferencia de cuadrados entre los caudales estimados por la distribución de mejor ajuste para cada cuenca y los caudales estimados por los métodos analizados para determinados períodos de retorno. Dado que el objetivo principal de esta tesis es realizar una regionalización de coeficientes, en esta etapa se agrupan los caudales para los distintos períodos de retorno de todas las cuencas en estudio, las expresiones matemáticas: Ecuación 5.5.1. y 5.5.2 definen las operaciones efectuadas para este fin para el Método Racional y Método de Verni King respectivamente.

$$\frac{d \sum_{i=1}^n \left(K(T)_i \frac{C(T)IA_p}{3,6} - Q_i(T)_{Determinado} \right)^2}{dK(T)_i} = 0 \quad (5.5.1)$$

$$\frac{d \sum_{i=1}^n \left(K(T)_i C(T) 0,00618 P_{24}^{1,24} A_p^{0,88} - Q_i(T)_{Determinado} \right)^2}{dK(T)_i} = 0 \quad (5.5.2)$$

Como primera estimación se realizó un ajuste de coeficientes generalizado para la zona en estudio, determinando posteriormente nuevos caudales máximos para determinados períodos de retorno en cada método con los nuevos coeficientes. Con el interés de disminuir el grado de error que pueda tener la estimación de los caudales con el coeficiente resultante en cada período de retorno, se desarrolla una nueva estimación de coeficientes efectuando una sectorización de dos grupos de cuencas, dada su posición geográfica y la cercanía de estas a las estaciones pluviométricas determinantes en los cálculos de caudales quedando un Sector (A), compuesto por las cuencas del Río Collileufu, Río Ñaqué, Río Cruces y Río Santo Domingo y un Sector (B) compuesto por las cuencas del Río Negro y Río Damas. Para cada sector se estiman nuevos coeficientes y posteriormente se determinan nuevos caudales.

Para determinar cuál de los dos procedimientos entrega una mejor predicción de los caudales estimados por los métodos respecto a los estimados mediante análisis de frecuencia, se calcula el coeficiente de determinación entre ellos para cada cuenca con ambos procedimientos. En la tabla 5.5.16 y en la 5.5.17 Se aprecian los valores de R^2 para la comparación de los caudales por el método Racional y de Veri King respectivamente.

Tabla 5.5.16. Coeficiente de Determinación entre Caudales Sectorizados y No Sectorizados para el Método Racional.

Cuenca	Sectorizado	No Sectorizado
Collileufu	0.999716	0.999529
Iñaque	0.980769	0.988824
Cruces	0.999282	0.996384
Santo Domingo	0.999006	0.999968
Negro	0.999998	0.997822
Damas	0.999836	0.998838

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.5.17. Coeficiente de Determinación entre Caudales Sectorizados y No Sectorizados Para El Método de Verni King.

Cuenca	Sectorizado	No Sectorizado
Collileufu	0.999688	0.999403
Iñaque	0.980356	0.989457
Cruces	0.999358	0.995994
Santo Domingo	0.998911	0.999932
Negro	0.999994	0.997860
Damas	0.999839	0.998863

Fuente: Elaboración Propia.

Se destacan con color rojo los valores mayores de los coeficientes en cada cuenca y para cada método, pudiendo concluirse de lo observado en las tablas anteriores que para el 67% de las cuencas en ambos caso es más adecuado utilizar los coeficientes sectorizados ya que los caudales estimados con estos coeficientes se ajustan de mejor forma a los caudales determinados mediante análisis de frecuencia que los estimados con los coeficientes no sectorizados. Obteniéndose así cuatro factores de ajuste distintos para cada período, dependiendo de la ubicación geográfica de la cuenca y del método a utilizar.

En las tablas 5.5.18 y 5.5.19 se presentan los factores de corrección y las nuevas razones del coeficiente empírico para cada método analizado.

Tabla 5.5.18. Nuevas Razones de Coeficientes Empíricos Método Racional.

Sector	Sector (A)			Sector (B)		
Periodo	K(A)	C(T)Nuevo	C(T)/(CT=10)	K(B)	C(T)Nuevo	C(T)/(CT=10)
2	1.115	0.322	0.987	1.014	0.292	0.866
5	1.153	0.329	1.010	1.137	0.325	0.962
10	1.164	0.326	1.000	1.205	0.337	1.000
20	1.166	0.320	0.982	1.257	0.345	1.022
25	1.174	0.321	0.985	1.281	0.350	1.039
50	1.148	0.312	0.957	1.300	0.353	1.046
100	1.168	0.304	0.934	1.360	0.354	1.050

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.5.19. Nuevas Razones de Coeficientes Empíricos Método de Verni King.

Sector	Sector (A)			Sector (B)		
Periodo	K(A)	C(T)Nuevo	C(T)/(CT=10)	K(B)	C(T)Nuevo	C(T)/(CT=10)
2	0.685	0.628	1.074	0.532	0.488	0.936
5	0.670	0.608	1.040	0.568	0.515	0.989
10	0.657	0.584	1.000	0.585	0.521	1.000
20	0.642	0.560	0.959	0.596	0.520	0.998
25	0.642	0.560	0.958	0.603	0.526	1.010
50	0.615	0.531	0.909	0.603	0.520	0.999
100	0.614	0.509	0.870	0.619	0.512	0.983

Fuente: Elaboración propia.

5.5.1. Cálculo de caudales ajustados

Una vez obtenidas las razones de los coeficientes de escorrentía de la zona en estudio, se calcularon los nuevos caudales de cada cuenca, los que se ilustran en las tablas 5.5.20 y 5.5.21.

Tabla 5.5.20. Nuevos Caudales según el Método Racional.

Cuenca	Collileufu	Iñaque	Cruces	Santo Domingo	Negro	Damas
Periodo (años)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)
2	247	163	571	69	425	120
5	318	210	737	90	586	165
10	356	234	823	100	682	192
20	386	255	894	109	766	215
25	395	260	914	111	792	223
50	420	277	973	118	867	244
100	443	292	1026	125	940	264

Fuente: Elaboración propia.

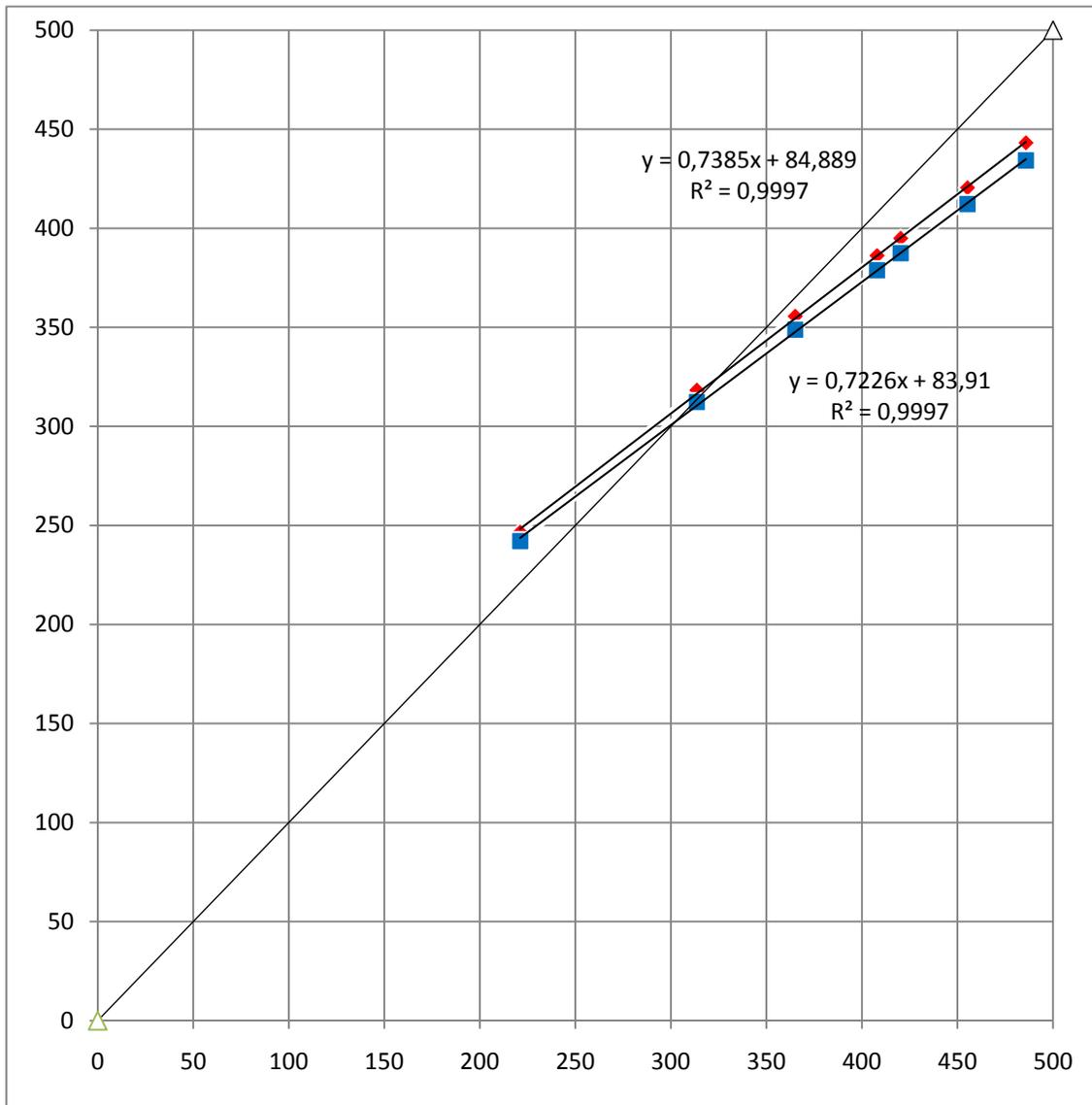
Tabla 5.5.21. Nuevos Caudales según el Método de Verni King.

Cuenca	Collileufu	Iñaque	Cruces	Santo Domingo	Negro	Damas
Periodo (años)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)	Q(m3/seg)
2	242	165	573	52	431	98
5	312	213	739	67	596	135
10	349	238	825	75	694	157
20	379	259	896	82	778	176
25	387	265	916	84	804	182
50	412	281	975	89	882	200
100	434	297	1027	94	955	216

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 5.5.10, 5.5.11, 5.5.12, 5.5.13, 5.5.14, 5.5.15, de esta tesis se encuentra la representación grafica de la variación de los caudales generados por la distribución de mejor ajuste y los caudales estimados por los métodos estudiados y previamente ajustados para cada cuenca en estudio.

Figura 5.5.10. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cuenca Collileufu.



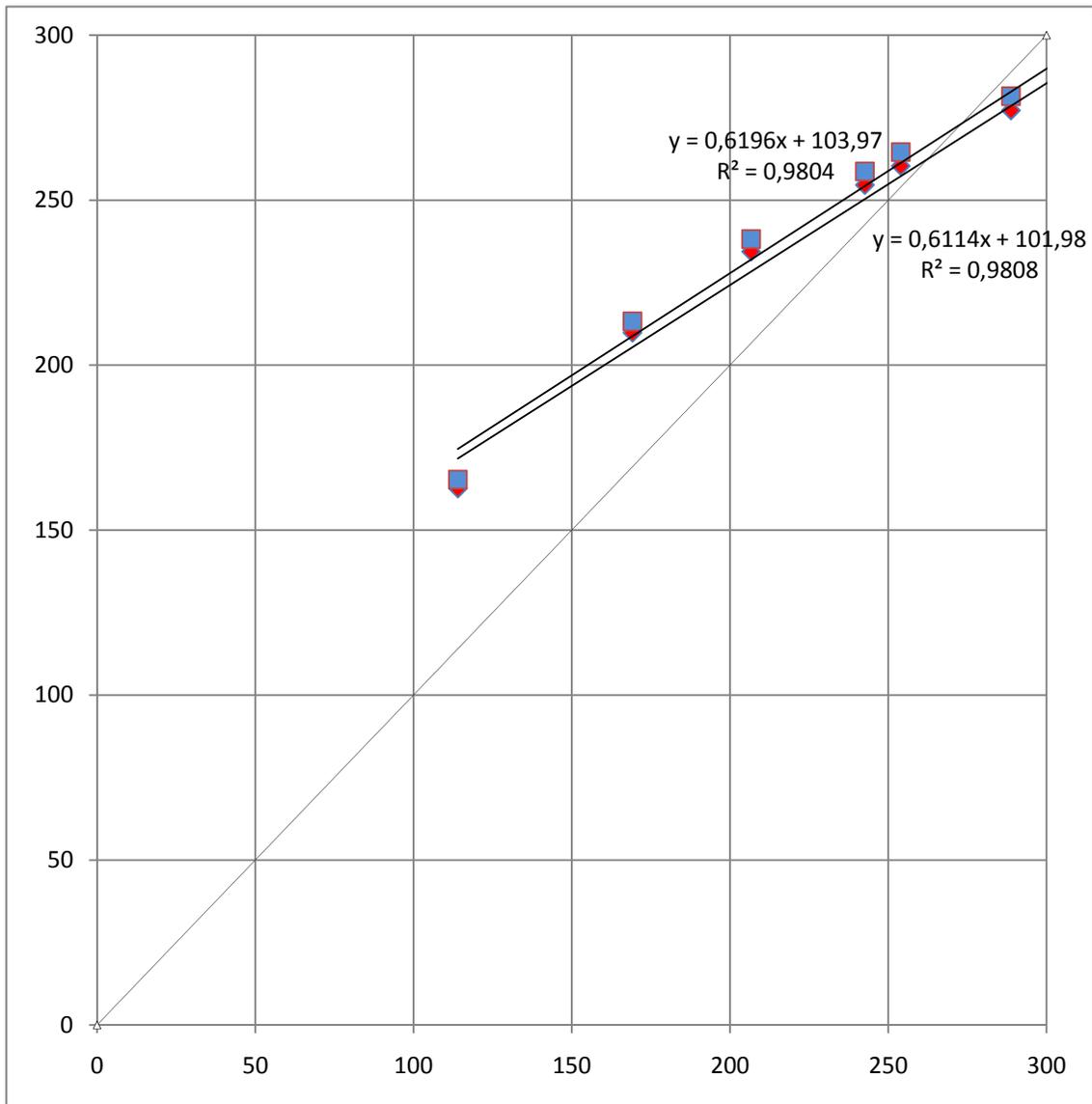
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.22. Caudales Ajustados Cuenca Collileufu.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	221	242	247
5	314	312	318
10	365	349	356
20	408	379	386
25	420	387	395
50	455	412	420
100	486	434	443

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5.11. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cuenca Iñaque.



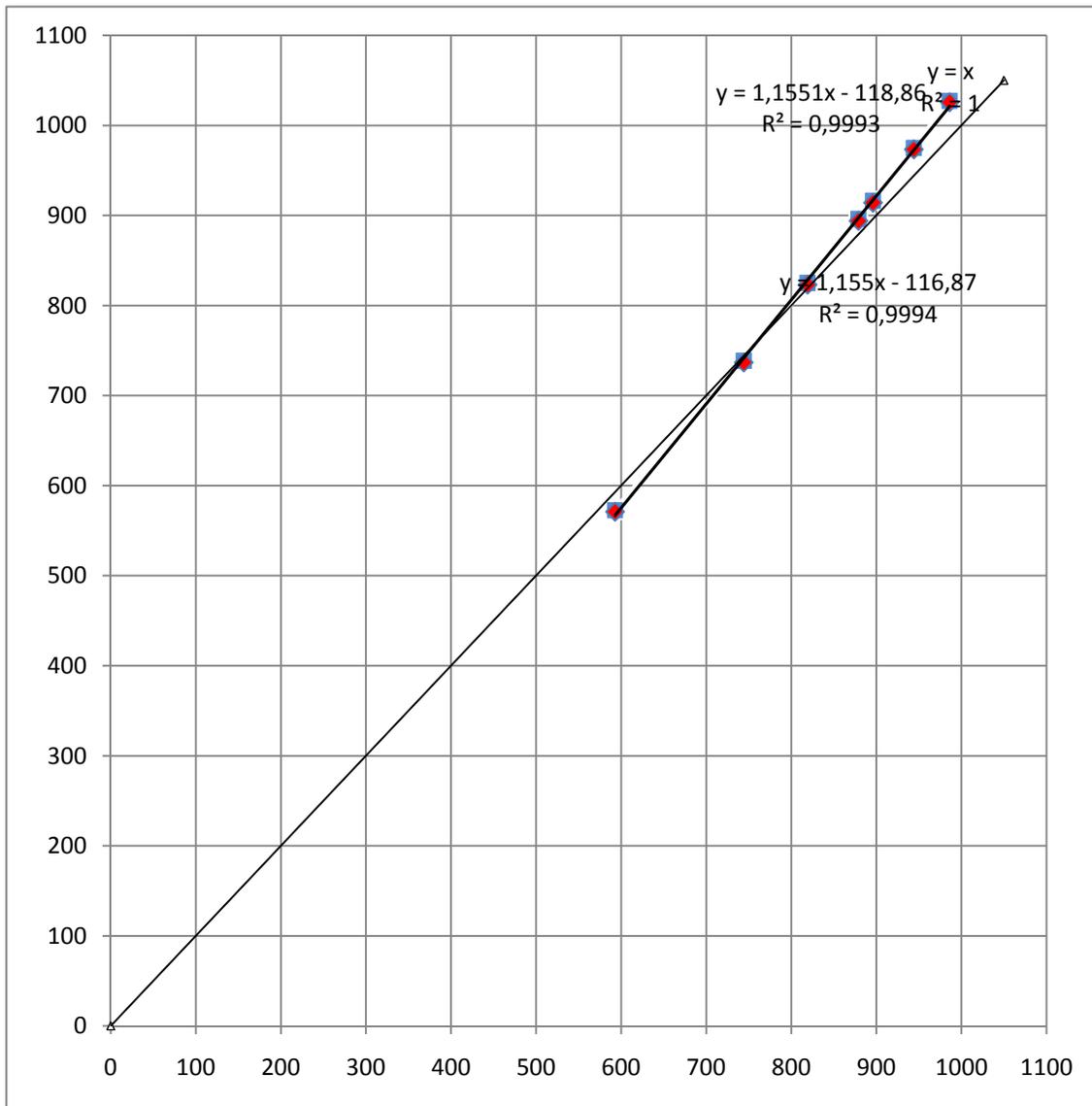
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.23. Caudales Ajustados Cuenca Iñaque.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	114	165	163
5	169	213	210
10	207	238	234
20	243	259	255
25	254	265	260
50	289	281	277
100	323	297	292

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5.12. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cruces.



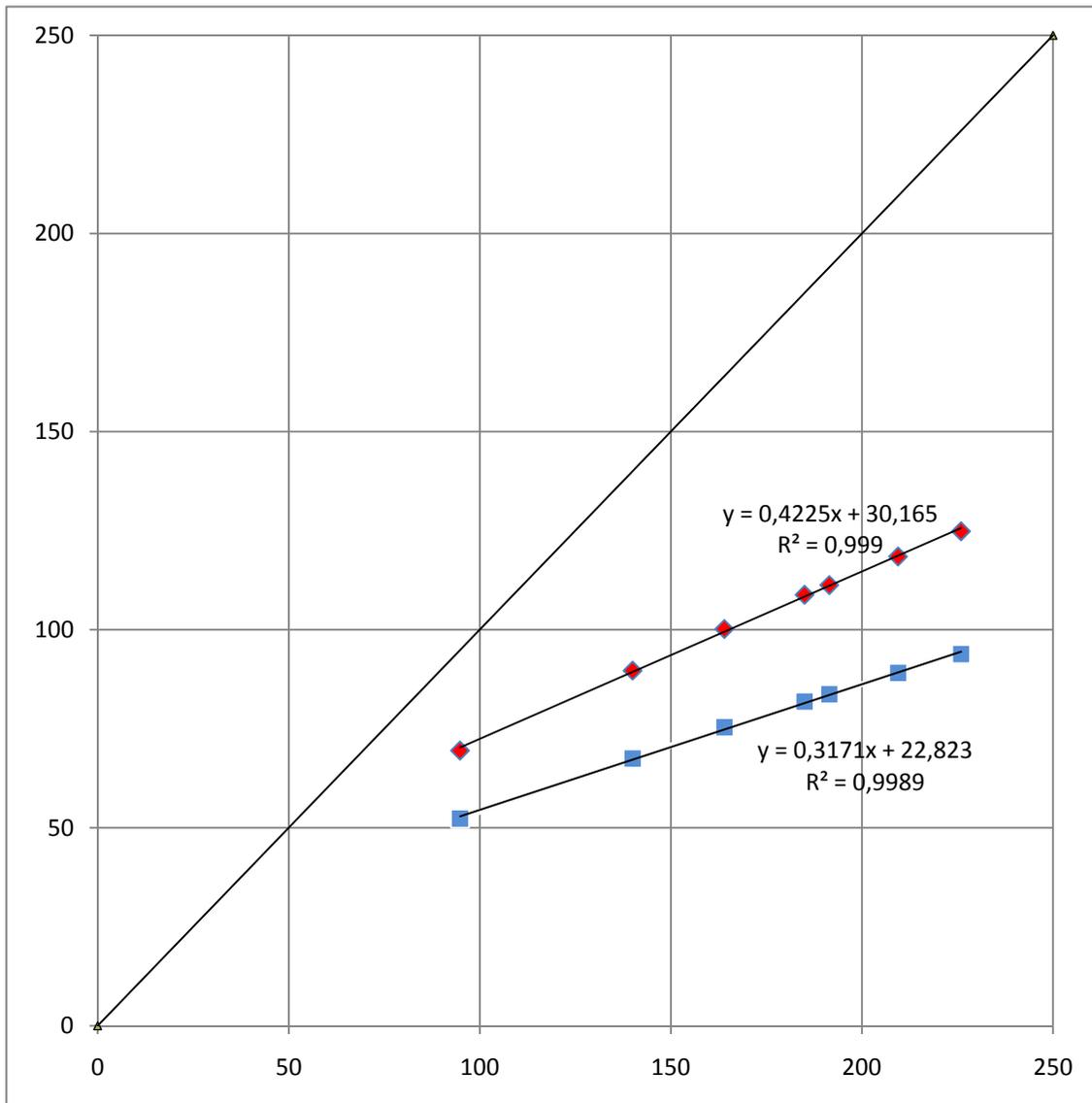
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.24. Caudales ajustados Cuenca Cruces.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	593	573	571
5	744	739	737
10	819	825	823
20	879	896	894
25	896	916	914
50	944	975	973
100	986	1027	1026

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5.13. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cuenca Santo Domingo.



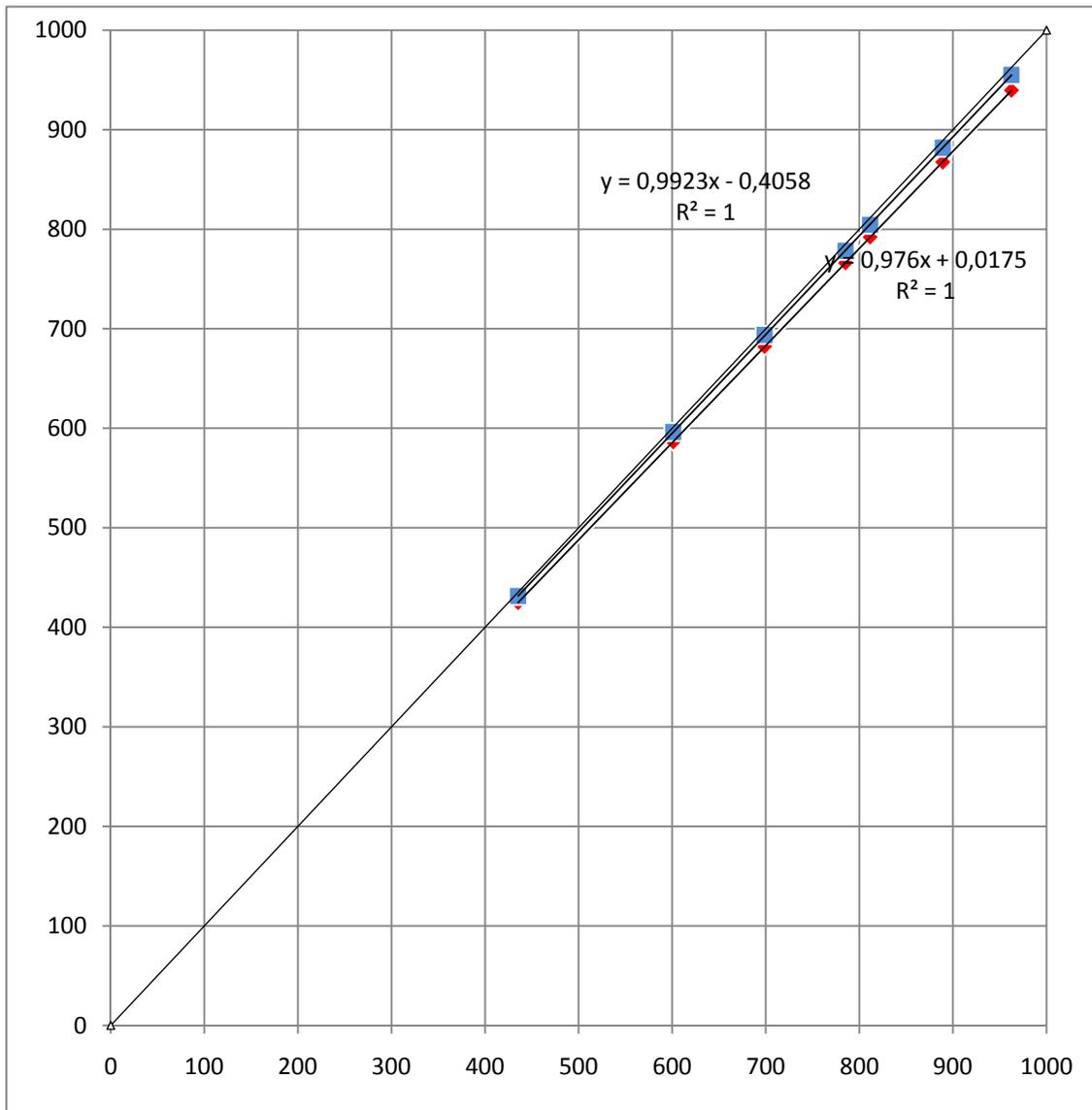
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.25. Caudales Ajustados Cuenca Santo Domingo.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	95	52	69
5	140	67	90
10	164	75	100
20	185	82	109
25	191	84	111
50	209	89	118
100	226	94	125

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5.14. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cuenca Negro.



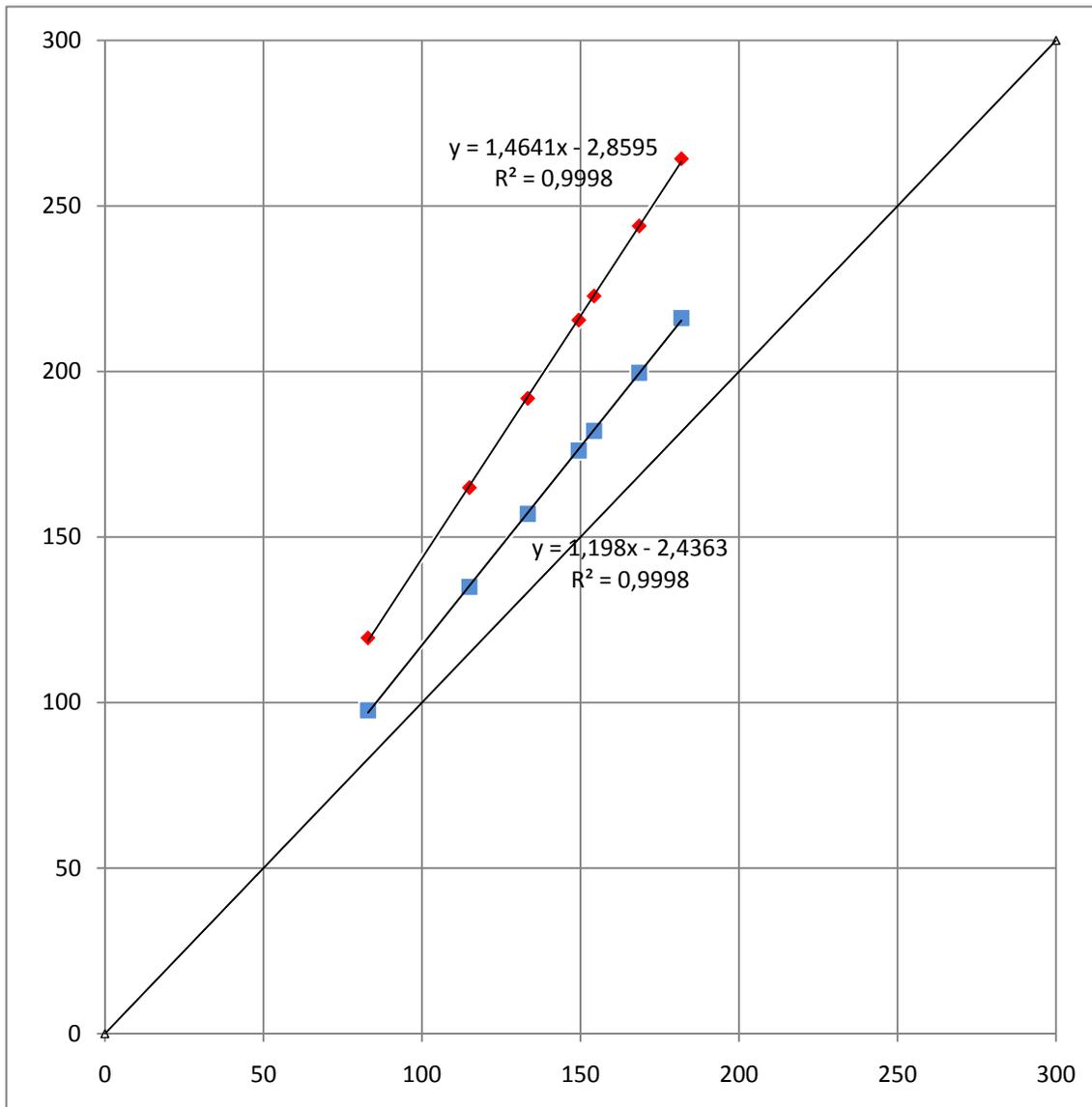
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.26. Caudales Ajustados Cuenca Negro.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	435	431	425
5	601	596	586
10	699	694	682
20	785	778	766
25	811	804	792
50	889	882	867
100	963	955	940

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.5.15. Representación Gráfica Caudales Ajustados Cuenca Damas.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5.27. Caudales Ajustados Cuenca Damas.

T	Q Medido (m3/seg)	Q Verni King (m3/seg)	Q Racional (m3/seg)
2	83	98	120
5	115	135	165
10	133	157	192
20	149	176	215
25	154	182	223
50	169	200	244
100	182	216	264

Fuente: Elaboración propia.

5.6 DETERMINACION DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C).

Con la finalidad de poder establecer una comparación entre los coeficientes de escorrentía propuestos por el Método Racional que fueron ajustados a las regiones en estudio, se determinaron coeficientes de escorrentía con datos medidos reales de caudal y precipitación de determinadas crecidas. Para este fin se utilizó la Cuenca del Río Cruces, por poseer esta el mayor período de registro de datos tanto fluviométricos como pluviométrico.

5.6.1. Hidrogramas de crecidas.

En esta etapa fueron seleccionados los hidrogramas que representan crecidas (caudales máximos) semejantes o iguales a los determinados mediante análisis de frecuencia para la Cuenca del Río Cruces, los que se encuentran en la tabla 5.4.15 de esta tesis.

De la revisión de los datos fluviométricos de la estación Rucaco, y debido a la longitud de registros solo fue posible encontrar crecidas con caudales máximos semejantes o iguales a los determinados para un máximo de veinte años de período de retorno.

En la tabla 5.6.28. Se presentan la magnitud, la fecha y al período de retorno al que se le relaciona los caudales máximos medidos. En tanto que los hidrogramas de crecida para cada caudal máximo se encuentran en el Anexo E de esta tesis.

Tabla 5.6.28 Registro de Caudales Máximos Medidos.

Nº Hidrograma	Día	Mes	Año	Q máx	T(años)
1	11	6	1984	596	2
2	9	8	1980	599	2
3	18	7	1984	739	5
4	15	10	2002	821	10
5	26	6	1993	821	10
6	4	6	2000	822	10
7	25	5	1971	879	20

Fuente: Elaboración propia.

5.6.2. Hietogramas de tormenta.

A cada caudal máximo se le asocia una tormenta que es la generadora de la crecida, la representación gráfica de la variación de la lluvia corresponde al hietograma de tormenta. Una vez determinado el hidrograma de crecida se revisaron los registros pluviométricos de la Cuenca del Río Cruces para determinar la tormenta asociada a cada crecida.

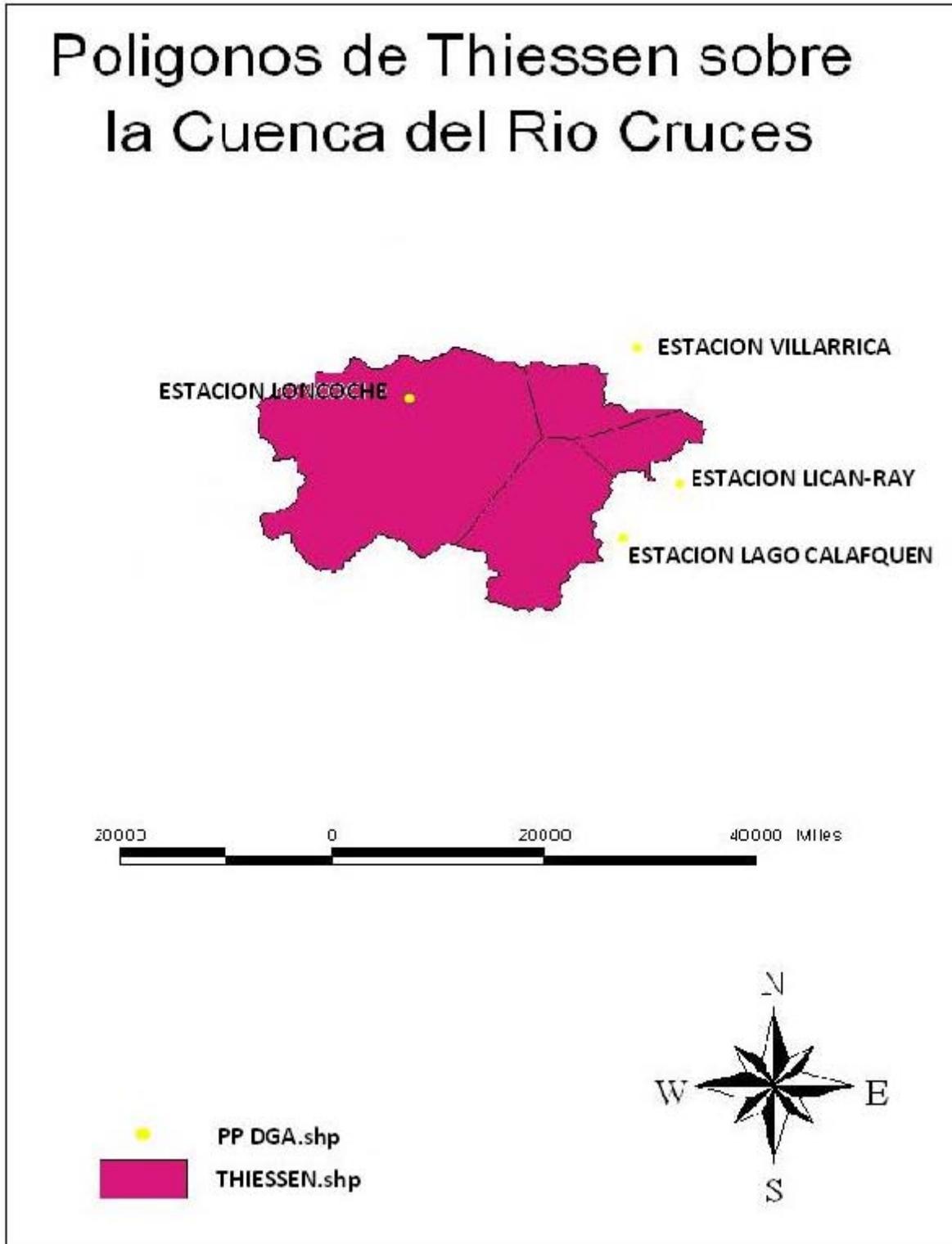
Para los inicios de los registros solo se contaba con la estación pluviométrica Villarrica, sin embargo con el paso del tiempo se incorporaron más estaciones de registro sobre la cuenca (Loncoche, lago Calafquén, Lican-Ray), con lo que la lluvia no puede considerarse como uniforme sobre la cuenca, debiéndose determinar el área de influencia de cada una de estas estaciones sobre la cuenca, procedimiento que se realizó mediante el método de los Polígonos de Thiessen.

5.6.3. Polígonos de Thiessen.

Para la obtención de la precipitación media sobre la cuenca representada por el aporte de cada estación en el área de la cuenca, se aplicó el método de los Polígonos de Thiessen. La obtención de las áreas de influencia de cada estación según este método se obtiene empleando el software ARCVIEW 3.2, en la figura 5.6.16 se puede apreciar gráficamente la influencia de cada estación sobre la cuenca y en la tabla 5.6.29 se encuentran tabuladas las áreas de influencia por estación según los Polígonos de Thiessen.

Con la aplicación de los Polígonos de Thiessen a los registros de precipitación se obtuvieron las lluvias medias diarias para cada día de registro, con los que se confeccionaron los hietogramas asociados a cada crecida que se encuentran en el Anexo E de esta tesis.

Figura 5.6.16. Polígonos de Thiessen sobre la Cuenca del Río Cruces.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.6.29. Áreas de influencia estaciones pluviométricas

Estación	Área (km2)
Lago Calafquén	402.0
Lican-Ray	116.0
Loncoche	1099.0
Villarrica	177.0
Σ	1794.0

Fuente: Elaboración propia.

5.6.4. Separación de hidrogramas.

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se requiere contar con el volumen de escorrentía superficial directa producto de una tormenta, este volumen se determina al separar las componentes de un hidrograma en escorrentía base y superficial, separación que se realizó a todos los hidrogramas determinados anteriormente mediante el método de separación de hidrograma Constant-k (Ck), de la aplicación de este método se obtuvieron los volúmenes de escorrentía superficial y base de cada hidrograma como se muestra en la tabla 5.6.30.

La representación gráfica de la separación de los hidrogramas se encuentra en el Anexo E de esta tesis.

Tabla 5.6.30. Volumen de Escorrentía.

Nº Hidrograma	Volumen Escorrentía Base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía Superficial (m3)
1	67530240	215295840	147765600
2	157593600	316353600	158760000
3	107827200	306244800	198417600
4	134265600	335448000	201182400
5	79401600	267878880	188477280
6	20174400	196279200	176104800
7	35251200	250914240	215663040

Fuente: Elaboración Propia.

5.6.5. Calculo coeficiente de escorrentía.

La determinación del coeficiente de escorrentía se hace mediante la ecuación 3.7.1 por lo tanto se debió estimar el volumen total de precipitación que determino cada hidrograma de crecida, esto se realizo analizando los hietogramas asociados a cada crecida y sumando las precipitaciones que la generaron y proyectándola sobre el área de la cuenca, con este valor y el de volumen de escorrentía superficial se calculo el coeficiente de escorrentía para cada crecida. En la tabla 5.6.29 se encuentran tabulados estos valores.

Para poder sintetizar los coeficientes de escorrentía para determinados periodos de retorno, se considero el promedio de estos para cada periodo como muestra la tabla 5.6.32.

Tabla 5.6.31. Determinación Coeficiente de Escorrentía.

Nº Hidrograma	T	Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía Superficial (m3)	C(T)
1	2	337554000	147765600	0.438
2	2	391092000	158760000	0.406
3	5	539994000	198417600	0.367
4	10	548958200	201182400	0.366
5	10	542505600	188477280	0.347
6	10	561362600	176104800	0.314
7	20	760835400	215663040	0.283

Figura: Elaboración Propia.

Tabla 5.6.32. Coeficientes de escorrentía promedio.

T	C(T)
20	0.283
10	0.343
5	0.367
2	0.422

Figura: Elaboración Propia.

5.7 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN LA CUENCA DEL RÍO CRUCES

Con el fin de efectuar comparaciones entre los caudales estimados mediante el análisis de frecuencia para la cuenca del Río Cruces y la estimación de estos por el software de modelación hidrológica Hec-Hms, se debe primeramente establecer una precipitación de diseño para determinados periodos de retorno, dado que se cuenta con una amplia gama de registro de precipitaciones en las estaciones pluviométricas de influencia sobre el Río Cruces, se realizó el análisis de precipitaciones máximas como se describe a continuación.

5.7.1 Precipitaciones máximas diarias.

Para la determinación de las precipitaciones máximas en la cuenca del Río Cruces se consideró la influencia de las siguientes estaciones pluviométricas; lago Calafquén, Lican Ray, Loncoche y Villarrica, por la cercanía de estas a la cuenca. De cada una de las estaciones pluviométricas con registros de datos de lluvias diarias se considera una serie de la máxima lluvia presentada en cada año para ser sometida al análisis de frecuencia, la caracterización numérica de la muestra se encuentra en la tabla 5.7.33.

Tabla 5.7.33. Caracterización Numérica de las Series de Precipitaciones.

Estación	L. Calafquén	Lican-Ray	Loncoche	Villarrica
n	21	11	14	45
Promedio	77	92	82	88
Mediana	75	95.5	72	84
moda	74.6	#N/A	60	86
Varianza	157.5	396.9	943.8	937.6
Desvest	12.6	19.9	30.7	30.6

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de frecuencia realizado a la muestra, primeramente se determinó la función de mejor ajuste para cada serie, en base a esta distribución se obtuvo la precipitación máxima diaria de cada estación para determinados periodos de retorno, en la tabla 5.7.34. Se encuentran las precipitaciones para cada estación con las funciones de distribución que mejor se ajustan a cada serie de precipitaciones.

Tabla 5.7.34. Precipitaciones Máximas Diarias para Estaciones Pluviométricas en la Cuenca del Río Cruces.

Estación	L. Calafquén	Lican-Ray	Loncoche	Villarrica
Distribución	2 Parameter Log Normal	Pearson Type III	Pearson Type III	Pearson Type III
R2	0.96739689	0.940172	0.963795165	0.95256751
Periodo	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)
2	76.1	93.8	69.7	79.4
5	87.3	108.8	93.1	107.2
10	93.7	115.6	115.4	127.6
20	99.4	120.7	140.4	147.9
25	101.1	122.0	149.0	154.4
50	106.2	125.8	176.9	174.9
100	111.0	129.0	206.6	195.4

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 5.7.35 se encuentran tabuladas la precipitación media de la cuenca según el método de Polígonos de Thiessen y según la DGA (1995) para cada periodo de retorno.

Tabla 5.7.35. Precipitación Máxima Diaria Sobre la Cuenca del Río Cruces.

Periodo	P(mm) Thiessen	P(mm)DGA
2	73.7	72.3
5	94.2	91.2
10	111.7	102.9
25	137.0	116
50	157.5	127.2
100	179.0	137.4

Fuente: Elaboración propia.

Según lo mostrado en la tabla de precipitaciones máximas diarias sobre la cuenca, las precipitaciones estimadas por la DGA han sido subestimadas en comparación con las calculadas mediante el Método de polígonos de Thiessen con datos de registros reales de precipitaciones. Por la razón mencionada se optó por seguir el desarrollo de la tesis con las precipitaciones calculadas según Thiessen.

5.7.2 Precipitación efectiva.

La precipitación efectiva P_e representa la parte de la lluvia caída que se convierte en escorrentía, para el cálculo de esta se efectuó una primera aproximación mediante el método de Curva Numero desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, para su determinación se utilizó la clasificación del tipo de suelos presente en la cuenca, uso, condición hidrológica y contenido de humedad de esta según Troncoso (2008) ,y mediante la utilización de las tablas desarrolladas por el SCS se cálculo un numero de curva ponderada. El cálculo y resultado de la CN para la cuenca del rio Cruces se encuentran en la tabla 5.7.36.

Tabla 5.7.36. Cálculo Curva Numero en la Cuenca del Río Cruces.

		Grupo Hidrológico de suelo					
		C		D			
Usos suelos	Total %	CN	%	Producto	CN	%	Producto
Pradera	48	74	24	1776	80	24	1920
Bosque	47	70	23.5	1645	77	23.5	1809.5
ciudades	0.5	90	0.25	22.5	92	0.25	23
Cultivos	4.5	85	2.25	191.25	89	2.25	200.25
Σ				3634.75			3952.75
CN(II) ponderada=					<u>3634.75+3952.75</u>		
					100		
CN(II) ponderada=					76		

Fuente: Elaboración propia.

La CN representada en las tablas del SCS, fueron estimadas para una condición de humedad antecedente promedio, por la ubicación geográfica, el tipo de suelo y el clima de la Cuenca del Río Cruces se considero una condición de humedad antecedente húmeda (III), por lo cual la CN calculada anteriormente se debió corregir mediante la ecuación 3.7.3 ponderando finalmente CN (III) ponderada = 88

Con $CN=88$ y las ecuaciones 3.7.4 y 3.7.5 se calculo la precipitación efectiva de cada tormenta para determinados periodos de retorno. En la tabla 5.7.37 se encuentran tabuladas las distintas precipitaciones.

Tabla 5.7.37. Precipitación Efectiva Sobre la Cuenca del Río Cruces.

Período	P efectiva
2	43.9
5	62.5
10	78.8
25	96.7
50	122.4
100	143.3

Fuente: Elaboración Propia.

5.7.4. Hietogramas de precipitación

Debido a que no se cuenta con registros de precipitación horarios para las estaciones de estudio, fue necesario elaborar hietogramas de tormenta de distribución horaria de precipitaciones sobre la cuenca, estas precipitaciones se estimaron utilizando los coeficientes de duración entregados por el manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica DGA (1995), estos coeficientes se encuentran tabulados en la tabla 5.7.38 para diversas zonas del país. La representación grafica del hietograma de crecida para los distintos periodos de retorno se encuentra en el Anexo G de esta tesis.

Tabla 5.7.38. Coeficientes de Duración para Localidades Chilenas.

Estación Fluviométrica	Región	DURACION (HRS)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Embalse la Paloma	IV	0.156	0.266	0.441	0.597	0.667	0.78	0.823	0.866	0.919	1
Santiago	RM	0.161	0.261	0.425	0.556	0.645	0.712	0.774	0.847	0.944	1
Rapel	VI	0.147	0.233	0.337	0.465	0.558	0.64	0.709	0.787	0.907	1
San Fernando	VI	0.127	0.213	0.346	0.428	0.51	0.587	0.659	0.734	0.83	1
Colbun-Colorado	VII	0.123	0.194	0.294	0.407	0.521	0.59	0.68	0.728	0.826	1
Chillan	VIII	0.174	0.245	0.365	0.443	0.521	0.608	0.677	0.729	0.891	1
Concepción	VIII	0.197	0.307	0.385	0.479	0.569	0.642	0.708	0.778	0.891	1
Quillaco	VIII	0.164	0.264	0.39	0.472	0.553	0.621	0.67	0.737	0.877	1
Polcura	VIII	0.123	0.193	0.325	0.433	0.524	0.608	0.683	0.741	0.869	1
Temuco	IX	0.193	0.317	0.477	0.583	0.657	0.718	0.792	0.826	0.917	1
Pullinque	X	0.125	0.205	0.33	0.427	0.497	0.576	0.655	0.711	0.832	1
Ensenada	X	0.166	0.233	0.349	0.468	0.543	0.61	0.676	0.735	0.861	1
Promedio		0.155	0.244	0.372	0.481	0.564	0.641	0.708	0.768	0.88	1

Fuente: DGA (1995). Tabla 2.2 "Coeficientes de duración para localidades chilenas"

5.8. Modelación en HEC-HMS

Se efectuó una modelación de la Cuenca del Río Cruces en el software HEC-HMS, que es un modelo de tipo evento lineal y semidistribuido. Por lo tanto una corrida de simulación del programa consiste en calcular la componente de la escorrentía directa como una función del tiempo, producto de un evento de lluvia de duración variable, que se produce a la salida de las cuencas.

El programa ingresándole parámetros generales de la cuenca como área, tiempo de concentración, distribución de precipitación en el tiempo (Hietograma de precipitación), distribución de precipitación en el espacio, los cuales fueron determinados previamente y definiendo la forma de modelación lluvia-escorrentía por el usuario, proporciona como resultados un hidrograma de crecida de la cuenca basándose en todos los datos antes mencionados. Para la cuenca analizada se realizó un análisis distinto para cada tormenta correspondiente a determinados períodos de retorno, considerando las siguientes hipótesis de cálculo:

La precipitación de diseño, corresponde a una tormenta hipotética asociada a la precipitación máxima diaria para determinados periodos de retorno, basada en el análisis de frecuencia antes realizado.

A la tormenta de diseño se le efectúan las abstracciones previas, por lo tanto el modelamiento se efectúa con precipitación efectiva.

Se considera un caudal base igual al máximo de los mínimos caudales entre los meses de mayores precipitaciones (mayo- septiembre), seleccionado de la serie de caudales registrados para la cuenca del río cruces y de magnitud igual a 80.2 m³/seg.

El proceso de transformación de lluvia en escorrentía se realiza mediante el método de hidrogramas Unitarios sintéticos del SCS.

El valor de los caudales máximos y forma del hidrograma de crecida para cada período de retorno se encuentran en la tabla 5.8.37. y en el Anexo G respectivamente.

Tabla 5.8.37. Caudales Máximos según HEC-HMS.

T(años)	Q(m3/seg)
2	805
5	1160
10	1530
25	1856
50	2187
100	2715

Fuente: Elaboración propia.

Al observar la tabla anterior se pueden apreciar marcadas diferencias en el valor de los caudales máximos determinados por el HEC-HMS en comparación con los determinados por el análisis de frecuencia para esta cuenca, en especial para períodos de retorno altos.

En el Anexo G de esta tesis en el gráfico superior se observa el hietograma de precipitación efectiva de la tormenta. En la parte inferior de este se observa la hidrógrafa hidrogrma) de salida de los caudales correspondientes a la mencionada tormenta, donde se puede apreciar claramente la magnitud del caudal máximo del hidrograma.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES.

Del desarrollo y análisis de los resultados de esta investigación se han podido establecer algunas conclusiones las que serán revisadas a continuación:

Para las series de caudales máximos anuales se determino la distribución de mejor ajuste para cada una de ellas, mediante las cuales se estimaron caudales máximos diarios para determinados periodos de retorno y con ellos tener una referencia de la magnitud de las crecidas en cada cuenca.

A modo de determinar el grado de aproximación del Método Racional y Método de Verni King sobre las cuencas en estudio se evaluaron estos utilizando los coeficientes empíricos tabulados para la IX Región, del resultado de esta operación se concluyo que al aplicar estos coeficientes sin ajustar el Método Racional en la gran mayoría de las cuencas tiende a subestimar sus resultados comparados con los determinados mediante análisis de frecuencia, contrario a este el Método de Verni King tiende a sobreestimar sus resultados.

Del estudio de los métodos antes mencionados se concluyo que el factor más conveniente de ajustar en ambos métodos son las relaciones de los coeficientes empíricos $C(T)/C(T=10)$ para cada método.

Otro objetivo de este estudio consistía en efectuar una homogenización de los coeficientes adaptados para la zona. Homogenización que a medida que transcurría el desarrollo de esta tesis se fue transformando en una sectorización de coeficientes empíricos en dos grandes sectores, un Sector (A) comprendido por las cuencas del Río Collileufu, Cuenca Río Ñaquet, Cuenca Río Cruces y Cuenca Río Santo Domingo, por otro lado un Sector (B) comprendido por las cuencas del Río Negro y Cuenca del Río Damas. Debido a que la determinación de coeficientes de esorrentía para grandes extensiones territoriales, donde se mezclan distintas condiciones geográficas, de suelos, lluvias, drenaje, etc. conlleva a adulterar los resultados de los métodos.

Con las nuevas relaciones de coeficientes, se calcularon nuevamente los caudales estimados por los métodos para cada cuenca en determinados períodos de retorno. De comparar estos con los determinados por el análisis de frecuencia se puede

concluir que existe una buena estimación para ambos métodos, por lo tanto los métodos ajustados a la zona constituyen una buena opción para el cálculo de caudales máximos en cuencas sin registro pluviométrico.

En el análisis de las precipitaciones máximas diarias sobre la cuenca del Río Cruces para determinados periodos de retorno, se puede concluir que las precipitaciones máximas diarias establecidas por la DGA son inferiores a las estimadas por el análisis de frecuencia realizado, esto se debe principalmente a que la DGA considera la lluvia como uniforme repartida sobre la zona.

De la separación de los hidrogramas de crecidas registradas en la cuenca del Río Cruces, se obtuvieron coeficientes de escorrentía para periodos de retorno menores o iguales a 20 años. En la tabla 6.1.38. se aprecia una comparación entre los nuevos coeficientes C(T) ajustados para el Método Racional y los C(T) calculados para tormentas de igual o cercana magnitud a los caudales determinados por el análisis de frecuencia para la cuenca del río Cruces. De la tabla se aprecia que existe mayor similitud entre los coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno de 5, 10 y 20 años existiendo una notable diferencia para el menor periodo de retorno, diferencia que se puede deber principalmente a que la estimación se realizó con hidrogramas diarios y no horarios para obtener una mayor precisión.

Tabla 6.1.38. Comparación coeficientes de escorrentía.

T	C(T)Nuevo	C(T)Medido
2	0.322	0.422
5	0.329	0.367
10	0.326	0.343
20	0.32	0.283

Fuente : Elaboración propia.

En la tabla 6.1.39. se aprecia una comparación entre los caudales determinados por el análisis de frecuencia y los determinados por la modelación para determinados periodos de retorno

Tabla 6.1.39. Comparación entre caudales estimados por el análisis de frecuencia y los determinados por la modelación en HEC-HMS, para la cuenca del Río cruces.

T(años)	Q HEC-HMS (m3/seg)	Q Estimado (m3/seg)
2	805	593
5	1160	744
10	1530	819
25	1856	896
50	2187	944
100	2715	986

Fuente: Elaboración Propia.

Con respecto a los resultados de caudales del Software HEC-HMS, se establece que puede resultar una buena herramienta para períodos de retorno cortos no más de cinco años, no así para periodos largos, ya que se aprecia una gran sobreestimación de los caudales máximos con respecto a los determinados por el análisis de frecuencia para la cuenca del Río Cruces.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- CHOW, V; D. MAIDMENT; L. MAYS (2000) "Hidrología Aplicada". McGraw Hill. Bogota- Colombia.
- BLUME, T.; A. BRONSTERT ; E. FRANZINI; 2006. Rainfall Runoff Response, Runoff Coefficients and Baseflow Separation. En proceso de publicación en J. Hydrological sciences.
- DGA (1995). Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica, Santiago, Chile.
- DEVORE, J. (2005). Probabilidad y Estadística Para Ingeniería y Ciencias. 6^{ta} Edición Mexico.
- DINGMAN, S. L. 2002. Physical Hydrology. Prentice Hall, Upper Sadle River, New Jersey.
- DUQUE, R. (1978). Introducción a la Hidrología. Curso Nacional de Bolivia, Control de Inundaciones y Drenaje Superficial.
- Metodología del proyecto INUNDA, realizada por la Dirección General de Planificación y Ordenación Territorial de la Generalitat Valenciana.
- MONSALVE, G. (1999)."Hidrología en la Ingeniería". Alfaomega.Segunda Edición. Santafe de Bogota-Colombia, p87-104
- MUÑOZ, E. (1998). "Sistema de simulación hidrológica para el cálculo de las avenidas de proyecto". Convenio LHUMSS-PROMIC. Serie de Estudios Hidrológicos Publicación N°17.Cochabamba-Bolivia.

-MUÑOZ E, ; J. ARUMÍ ; J. VARGAS (2000). "proposición de un método de estimación de crecidas para cuencas medianas y grandes. Aplicación Chile central"

-TRONCOSO, D. (2008). "Simulación Hidrológica del Cambio de Uso del Suelo en la Cuenca del Río Cruces" Tesis Valdivia, Univ. Austral de Chile, Fac. de Ingeniería.

-VARAS, E.; P. BOIS. (1998). "Hidrología Probabilística". Facultad de Ingeniería Universidad Católica de Chile. Ediciones Universidad Católica de Chile.

-Biblioteca del congreso nacional de Chile. 2008. Las regiones de Chile.

<http://www.bibliotecadelcongreso.cl>

(<http://www.bcn.cl/siit/regiones/images/chileregional.jpg>,

<http://www.igm.cl/37.Regionalizacion.htm>)

(Agosto 10, 2008)

-Dirección Meteorológica de Chile. 2006. Climas de Chile. <http://www.meteochile.cl>

(Junio 4, 2008).

ANEXO A

TABLAS UTILIZADAS

Tabla 1. Coeficientes de formulas empíricas (Tabla 3.26 Manual DGA).

Periodo Retorno	$C(T)/C(T=10)$
T(años)	IX Región
2	1.03
5	1.02
10	1
20	0.98
25	0.98
50	0.97
100	0.93

Tabla 2. Coeficiente $C(T=10)$ Formula de Verni y King Modificada (Tabla 3.25 Manual DGA).

Región	$C(T=10)$
III	0.027
IV- Cuenca Elqui	0.057
IV-Cuenca Limarí	0.18
IV-Cuenca Choapa	0.2
V	0.29
VI	0.68
VII	0.71
VIII	0.79
IX	0.89

Tabla 3. Precipitaciones Máximas para 10 años de periodo de retorno.

Tabla 3.1.2.2: Precipitaciones Máximas para 10 años de periodo de retorno, según D.G.A. (1994), Precipitaciones Máximas en 1,2 y 3 días.

Zona Climática y región	Ciudad	Código BNA	Nombre Estación	Precipitaciones (mm)		
				24 hrs	48 hrs	72 hrs
Desierto Árido						
I. Tarapacá	Arica	1310098	Arica Chacalluta DMC	1,9	2,2	2,3
	Iquique	1820098	Iquique Cavanha	1,5	1,5	1,5
II. Antofagasta	Antofagasta	2760098	Antofagasta U.Norte	6,5	7,0	7,0
	Calama	2111098	Calama DMC	10,0	10,0	10,0
III. Copiapó	Copiapó	3450098	Copiapó DMC-DGA	25,1	25,4	25,4
	Vallenar	3823051	Vallenar DMC	32,7	39,0	40,5
Semiárida						
IV. Coquimbo	La Serena	4335050	La Serena DMC	60,3	76,7	81,9
	Ovalle	4551096	Ovalle Aeródromo	70,3	88,5	95,4
	Illapel	4726050	Illapel DOS DMC	78,2	99,9	110,9
V. Valparaíso	Valparaíso	5510097	Valparaíso Pta. Angeles	83,3	117,3	134,4
	Los Andes	5410051	Los Andes DMC	82,9	114,6	138,9
	San Antonio			87,4	119,2	136,4
Mediterránea						
R. Metropolitana	Santiago	5730097	Stgo. Quinta Normal	71,0	98,4	118,6
VI. de B. O'Higgins	Rancagua	6010051	Rancagua DMC	68,5	99,5	131,1
VII. Maule	Talca	7378096	San Luis Talca	93,2	135,0	165,8
	Curicó	7118050	Curicó Gral. Freire	113,6	153,0	189,6
	Linares	7358051	Linares DOS	123,1	176,9	215,3
VIII. Bio Bio	Constitución	7384098	Constitución	119,6	166,5	204,0
	Concepción	8220098	Concepción	105,1	143,0	172,8
	Chillán	8117051	Chillán	107,3	149,7	185,8
IX. Araucanía	Temuco	9129098	Temuco Maquehue	82,3	105,2	118,5
Templada Húmeda						
X. de los Lagos	Pto. Montt	10425050	Pto. Montt	81,9	118,2	138,9
	Valdivia	10123052	Valdivia-Pichoy	102,9	159,3	191,1
Templada H. Oceánica	Castro	10901098	Castro	89,3	123,1	151,6
XI. Gral. Carlos Ibáñez	Coyhaique	11316050	Coyhaique Tte. Vidal	67,8	101,3	118,6
	Pto. Aysén	11342050	Pto. Aysén DGA	173,4	242,6	291,5
Fría H. Oceánica	Pta. Arenas	12586050	Pta. Arenas Naval	54,0	74,5	80,1

Tabla 4. Coeficientes C(T=10 años) Formula Racional (Tabla 3.27 Manual DGA)

Región	C (T=10)
III	0.009
IV- Cuenca Elqui	0.025
IV-Cuenca Limarí	0.078
IV-Cuenca Choapa	0.08
V	0.08
VI	0.31
VII	0.39
VIII	0.36
IX	0.28

Tabla 5. Coeficientes de Frecuencia para distintos periodos de retorno (Tabla 2.3. Manual DGA)

Nombre Zona homogenea	Duración	Coeficiente de Duración	Coeficientes de Frecuencia				
			T=2	T=5	T=20	T=50	T=100
			Años	Años	Años	Años	Años
Zona Oriental	1 Dia	1	0.71	0.889	1,104	1,231	1,326
	2Dias	1,488	0.715	0.891	1,101	1,233	1,317
	3Dias	1,815	0.725	0.898	1,097	1,216	1,303
Valdivia	1Dia	1	0.703	0.886	1,106	1,236	1,335
	2Dias	1,514	0.694	0.882	1,110	1,247	1,348
	3Dias	1,849	0.682	0.876	1,115	1,261	1,368
Los Lagos	1Dia	1	0.721	0.894	1,098	1,220	1,309
	2Dias	1,384	0.743	0.901	1,090	1,211	1,281
	3Dias	1,634	0.725	0.906	1,085	1,191	1,266
Petrohue	1Dia	1	0.719	0.893	1,099	1,215	1,312
	2Dias	1,443	0.721	0.894	1,098	1,219	1,308
	3Dias	1,696	0.729	0.897	1,094	1,211	1,296

Tabla 6. Coeficientes de duración para localidades chilenas.

Estacion Fluviometrica	Región	DURACION (HRS)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Embalse la Paloma	IV	0.156	0.266	0.441	0.597	0.667	0.78	0.823	0.866	0.919	1
Normal	RM	0.161	0.261	0.425	0.556	0.645	0.712	0.774	0.847	0.944	1
Rapel	VI	0.147	0.233	0.337	0.465	0.558	0.64	0.709	0.787	0.907	1
San Fernando	VI	0.127	0.213	0.346	0.428	0.51	0.587	0.659	0.734	0.83	1
Colbun-Colorado	VII	0.123	0.194	0.294	0.407	0.521	0.59	0.68	0.728	0.826	1
Chillan	VIII	0.174	0.245	0.365	0.443	0.521	0.608	0.677	0.729	0.891	1
Concepcion	VIII	0.197	0.307	0.385	0.479	0.569	0.642	0.708	0.778	0.891	1
Quillaco	VIII	0.164	0.264	0.39	0.472	0.553	0.621	0.67	0.737	0.877	1
Polcura	VIII	0.123	0.193	0.325	0.433	0.524	0.608	0.683	0.741	0.869	1
Temuco	IX	0.193	0.317	0.477	0.583	0.657	0.718	0.792	0.826	0.917	1
Pullinque	X	0.125	0.205	0.33	0.427	0.497	0.576	0.655	0.711	0.832	1
Ensenada	X	0.166	0.233	0.349	0.468	0.543	0.61	0.676	0.735	0.861	1
Promedio		0.155	0.244	0.372	0.481	0.564	0.641	0.708	0.768	0.88	1

ANEXO B

**CALCULO DE INTENSIDADES Y CAUDALES MÁXIMOS POR EL MÉTODO
RACIONAL Y MÉTODO DE VERNI Y KING**

Cálculo caudales máximos Método Verni y King

Caudales Máximos Sector (A)

T(años)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	P(10;24)	CF	P(T;24)	Q (Collileufu)	Q(Iñaque)	Q(Cruces)	Q(Santo Domingo)
2	0.89	1.03	0.9167	102.9	0.7	72.03	351.55	240.07	825.05	75.96
5	0.89	1.02	0.9078	102.9	0.89	91.58	468.89	320.20	1100.43	101.32
10	0.89	1	0.89	102.9	1	102.90	531.16	362.72	1246.58	114.77
20	0.89	0.98	0.8722	102.9	1.11	114.22	592.45	404.57	1390.42	128.02
25	0.89	0.98	0.8722	102.9	1.14	117.31	612.37	418.18	1437.17	132.32
50	0.89	0.97	0.8633	102.9	1.24	127.60	672.73	459.40	1578.83	145.36
100	0.89	0.93	0.8277	102.9	1.34	137.89	710.10	484.91	1666.53	153.44

Caudales Máximos Sector (B)

T(años)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	P(10;24)	CF	P(T;24)	Q(Damas)	Q(Negro)
2	0.89	1.03	0.9167	81.9	0.72	58.97	183.84	812.34
5	0.89	1.02	0.9078	81.9	0.89	72.89	236.79	1046.29
10	0.89	1	0.89	81.9	1	81.90	268.24	1185.25
20	0.89	0.98	0.8722	81.9	1.1	90.09	295.85	1307.26
25	0.89	0.98	0.8722	81.9	1.12	91.73	302.54	1336.80
50	0.89	0.97	0.8633	81.9	1.22	99.92	332.95	1471.18
100	0.89	0.93	0.8277	81.9	1.31	107.29	348.67	1540.67

Cálculo Caudales Máximos Método Racional

Cuenca Río Damas									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I(mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
428	2	58.97	2.46	12.22	3.44	0.28	1.03	0.29	118.1
428	5	72.89	3.04	12.22	4.26	0.28	1.02	0.29	144.5
428	10	81.90	3.41	12.22	4.78	0.28	1.00	0.28	159.2
428	20	90.09	3.75	12.22	5.26	0.28	0.98	0.27	171.6
428	25	91.73	3.82	12.22	5.36	0.28	0.98	0.27	174.2
428	50	99.92	4.16	12.22	5.84	0.28	0.97	0.27	188.4
428	100	107.29	4.47	12.22	6.27	0.28	0.93	0.26	194.0

Cuenca Río Negro									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I(mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
2316	2	58.97	2.46	28.29	2.26	0.28	1.03	0.29	419.9
2316	5	72.89	3.04	28.29	2.80	0.28	1.02	0.29	514.0
2316	10	81.90	3.41	28.29	3.14	0.28	1.00	0.28	566.2
2316	20	90.09	3.75	28.29	3.46	0.28	0.98	0.27	610.4
2316	25	91.73	3.82	28.29	3.52	0.28	0.98	0.27	619.5
2316	50	99.92	4.16	28.29	3.83	0.28	0.97	0.27	670.0
2316	100	107.29	4.47	28.29	4.12	0.28	0.93	0.26	689.8

Cuenca Río Santo Domingo									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I(mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
118	2	72.03	3.00	5.04	6.55	0.28	1.03	0.29	62.1
118	5	91.58	3.82	5.04	8.33	0.28	1.02	0.29	78.1
118	10	102.90	4.29	5.04	9.36	0.28	1.00	0.28	86.1
118	20	114.22	4.76	5.04	10.39	0.28	0.98	0.27	93.6
118	25	117.31	4.89	5.04	10.67	0.28	0.98	0.27	95.9
118	50	127.60	5.32	5.04	11.60	0.28	0.97	0.27	103.5
118	100	137.89	5.75	5.04	12.54	0.28	0.93	0.26	107.3

Cuenca Río Iñaque									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I(mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
437	2	72.03	3.00	12.58	4.15	0.28	1.03	0.29	145.2
437	5	91.58	3.82	12.58	5.27	0.28	1.02	0.29	182.8
437	10	102.90	4.29	12.58	5.92	0.28	1.00	0.28	201.4
437	20	114.22	4.76	12.58	6.57	0.28	0.98	0.27	219.1
437	25	117.31	4.89	12.58	6.75	0.28	0.98	0.27	224.3
437	50	127.60	5.32	12.58	7.34	0.28	0.97	0.27	242.2
437	100	137.89	5.75	12.58	7.94	0.28	0.93	0.26	251.0

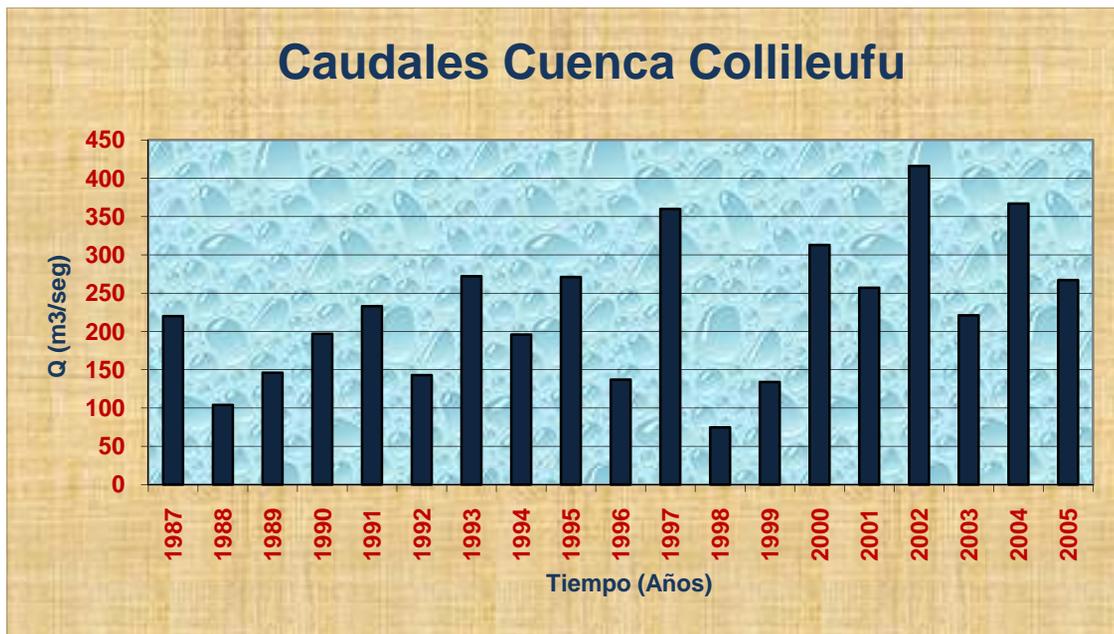
Cuenca Rio Cruces									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I(mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
1778	2	72.03	3.00	17.18	3.55	0.28	1.03	0.29	505.3
1778	5	91.58	3.82	17.18	4.51	0.28	1.02	0.29	636.3
1778	10	102.90	4.29	17.18	5.07	0.28	1.00	0.28	700.9
1778	20	114.22	4.76	17.18	5.63	0.28	0.98	0.27	762.4
1778	25	117.31	4.89	17.18	5.78	0.28	0.98	0.27	780.6
1778	50	127.60	5.32	17.18	6.28	0.28	0.97	0.27	843.0
1778	100	137.89	5.75	17.18	6.79	0.28	0.93	0.26	873.4

Cuenca Rio Collileufu									
Área km2	T(Años)	P(T;24)	I24(mm/hrs)	Tc (hrs)	I (mm/hrs)	C(10)	C(T)/C(10)	C(T)	Q m3/seg
674	2	72.03	3.00	13.01	4.08	0.28	1.03	0.29	220.3
674	5	91.58	3.82	13.01	5.18	0.28	1.02	0.29	277.3
674	10	102.90	4.29	13.01	5.82	0.28	1.00	0.28	305.5
674	20	114.22	4.76	13.01	6.47	0.28	0.98	0.27	332.3
674	25	117.31	4.89	13.01	6.64	0.28	0.98	0.27	340.3
674	50	127.60	5.32	13.01	7.22	0.28	0.97	0.27	367.5
674	100	137.89	5.75	13.01	7.80	0.28	0.93	0.26	380.7

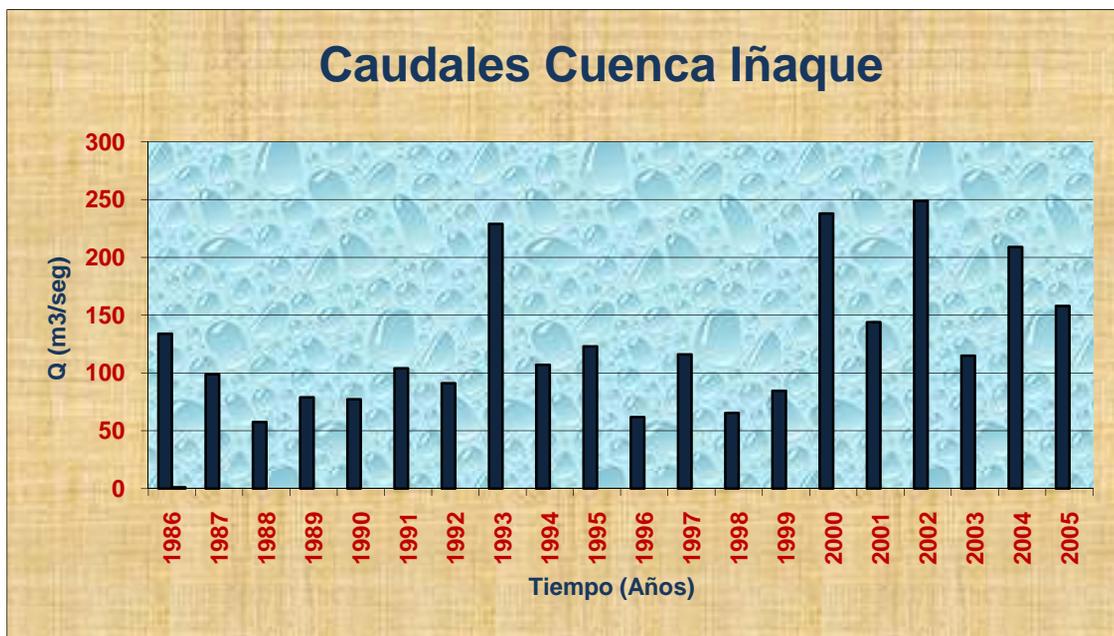
ANEXO C

**REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE CAUDALES MÁXIMOS DISTRIBUIDOS EN EL
TIEMPO**

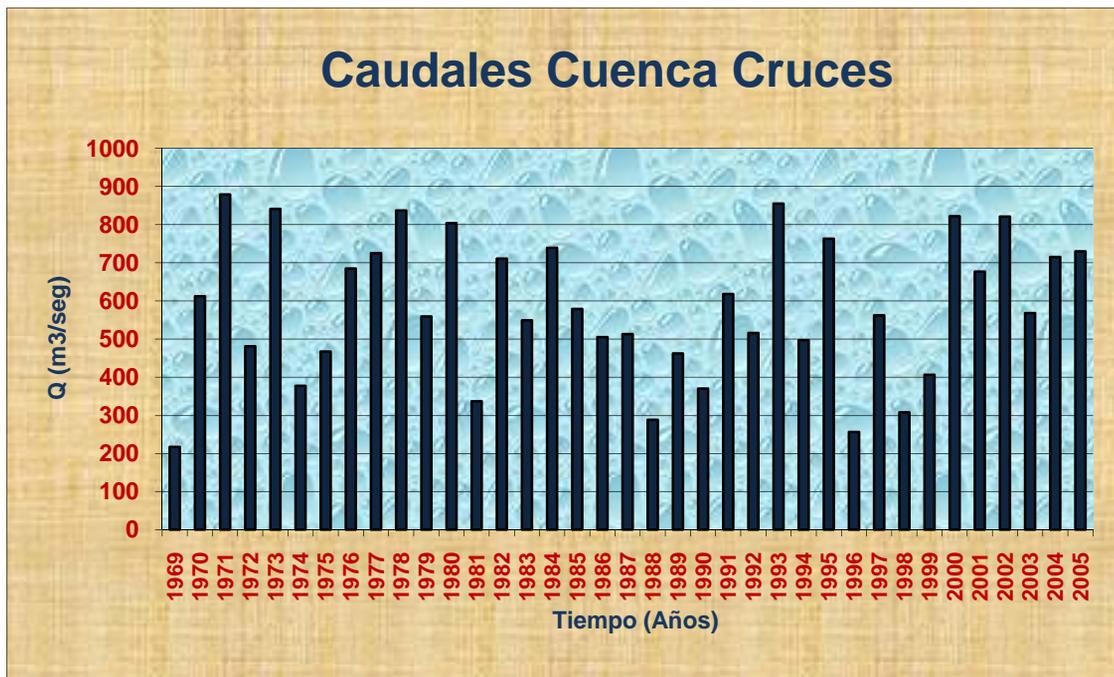
Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Collileufu



Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Ñaqué



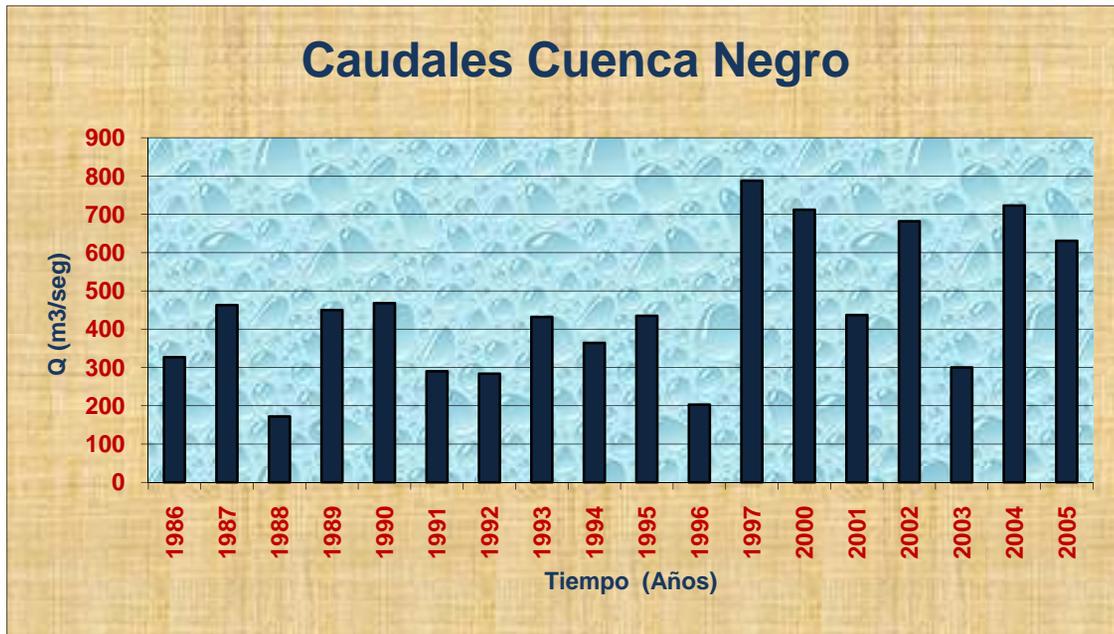
Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Cruces



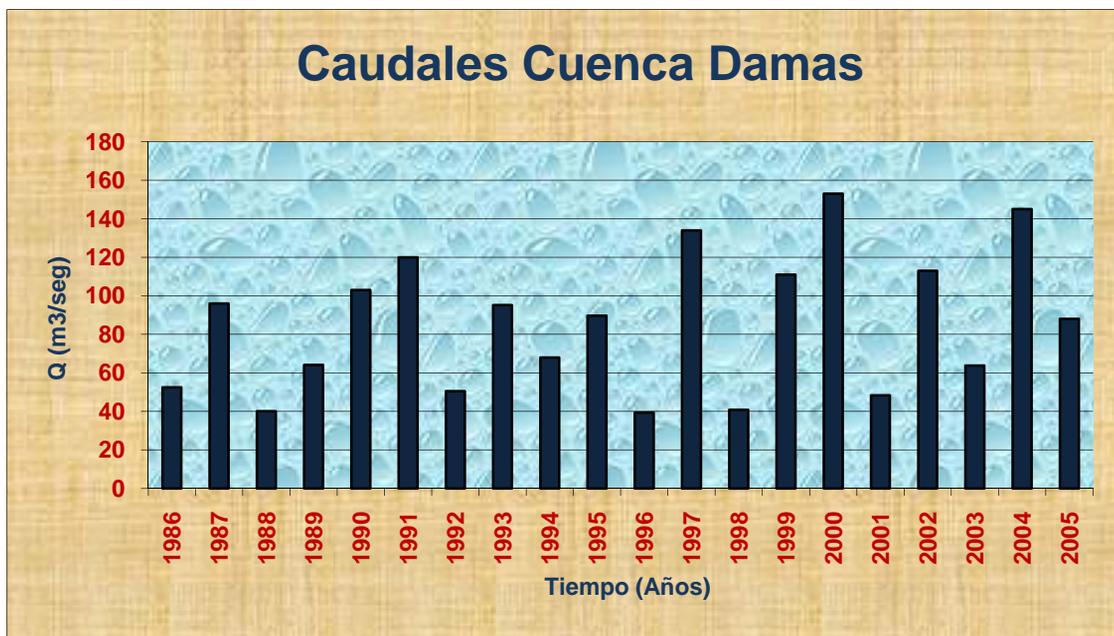
Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Santo Domingo



Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Negro



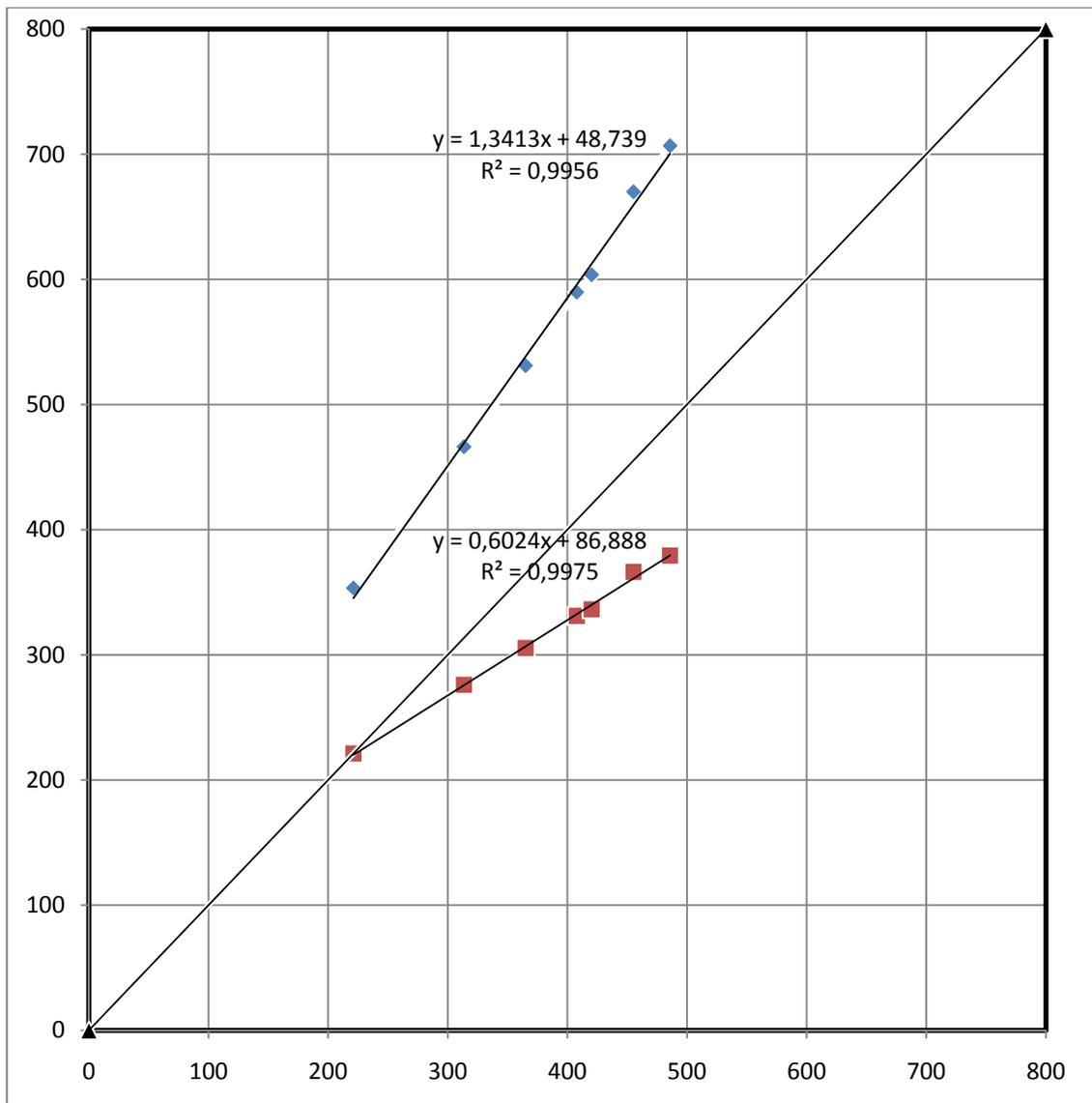
Representación Gráfica de Caudales Máximos Cuenca Río Damas



ANEXO D

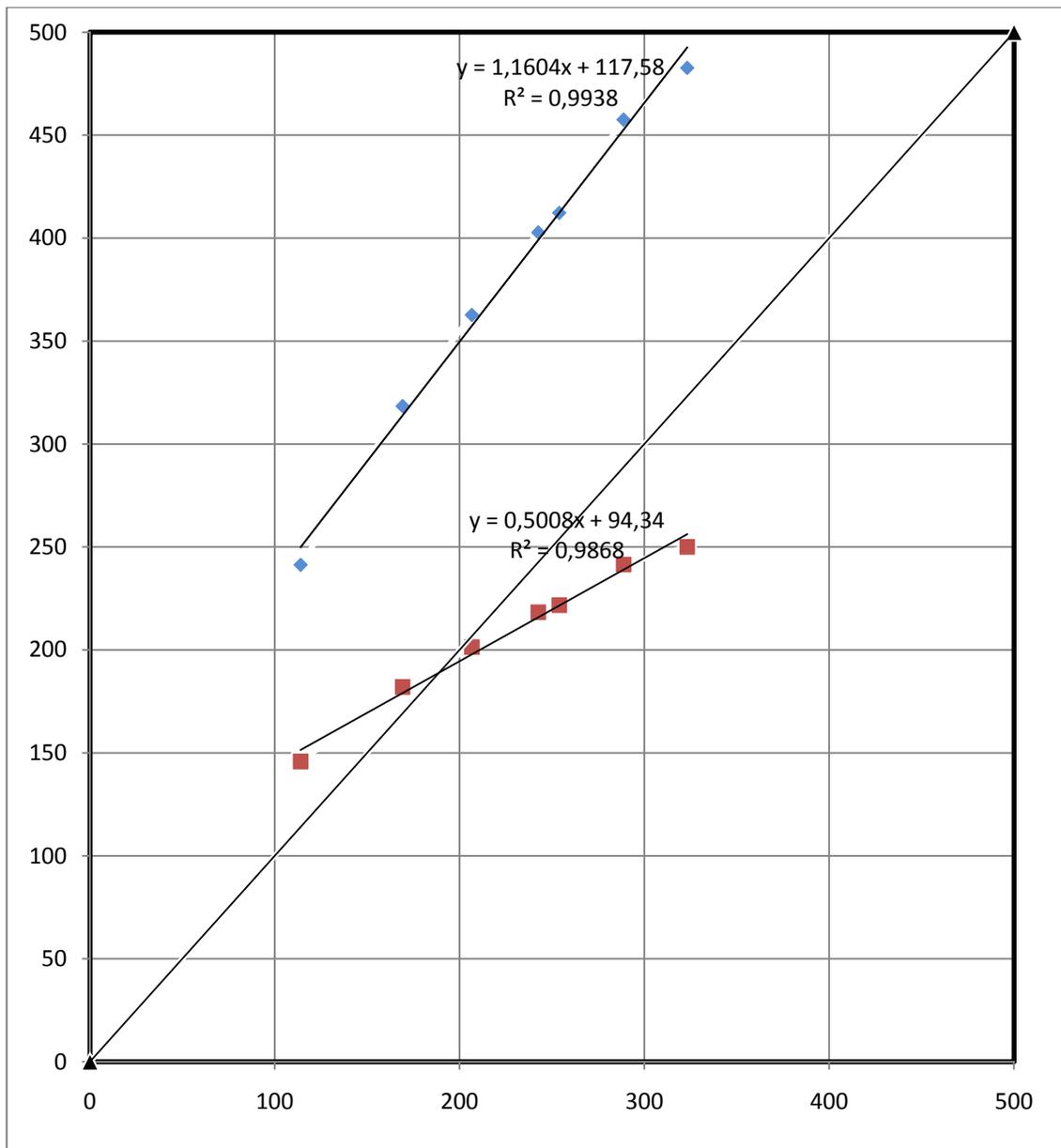
**VARIACIÓN DE CAUDALES GENERADOS POR LOS MÉTODOS SIN AJUSTAR
RESPECTO A LOS DETERMINADOS POR ANÁLISIS DE FRECUENCIA**

Representación Gráfica Caudales sin Ajustar Cuenca Río Collileufu



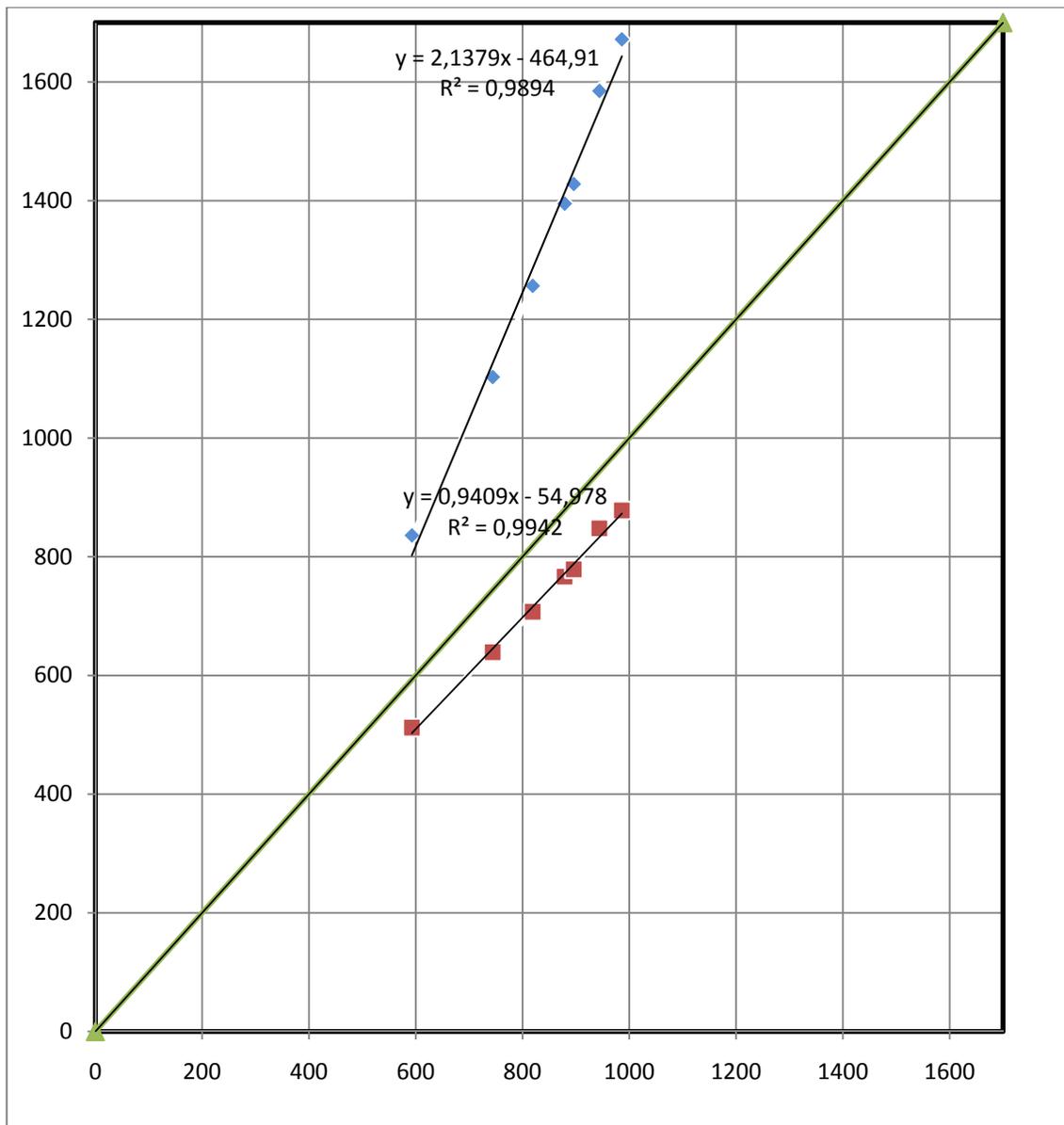
T (Años)	Q Medido (m ³ /s)	Q Verni King (m ³ /s)	Q Racional (m ³ /s)
2	221	353	221
5	314	466	276
10	365	531	306
20	408	590	331
25	420	604	336
50	455	670	366
100	486	707	379

Representación Gráfica Caudales Sin Ajustar Cuenca Río Ñaque



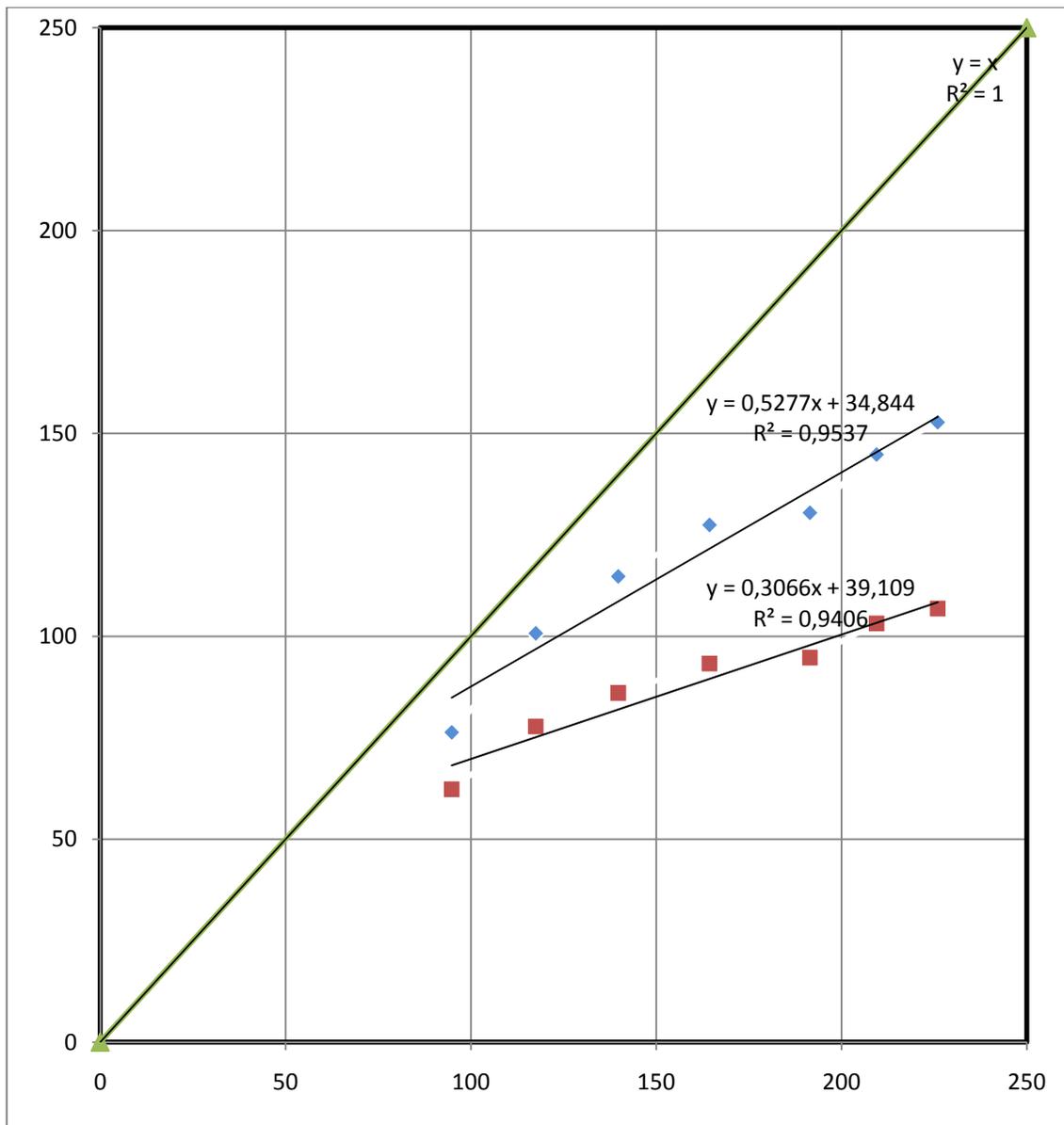
T (Años)	Q Medido (m ³ /s)	Q Verni King (m ³ /s)	Q Racional (m ³ /s)
2	114	241	146
5	169	318	182
10	207	363	201
20	243	403	218
25	254	412	222
50	289	458	241
100	323	483	250

Representación Gráfica Caudales Sin Ajustar Cuenca Río Cruces



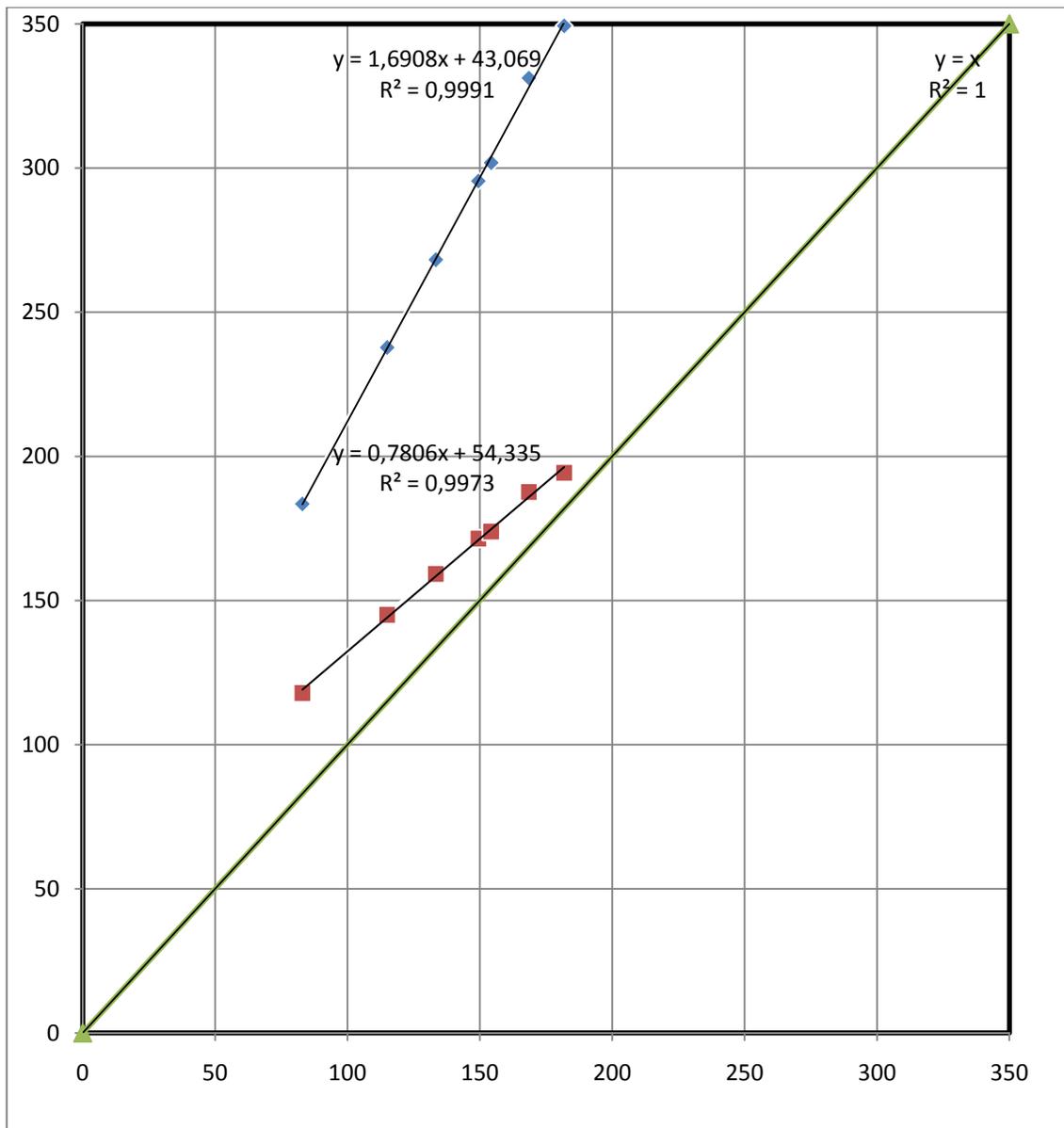
T (Años)	Q Medido (m3/s)	Q Verni King (m3/s)	Q Racional (m3/s)
2	593	836	512
5	744	1.103	639
10	819	1.256	707
20	879	1.395	767
25	896	1.428	779
50	944	1.585	848
100	986	1.672	878

Representación Gráfica Caudales Sin Ajustar Cuenca Santo Domingo



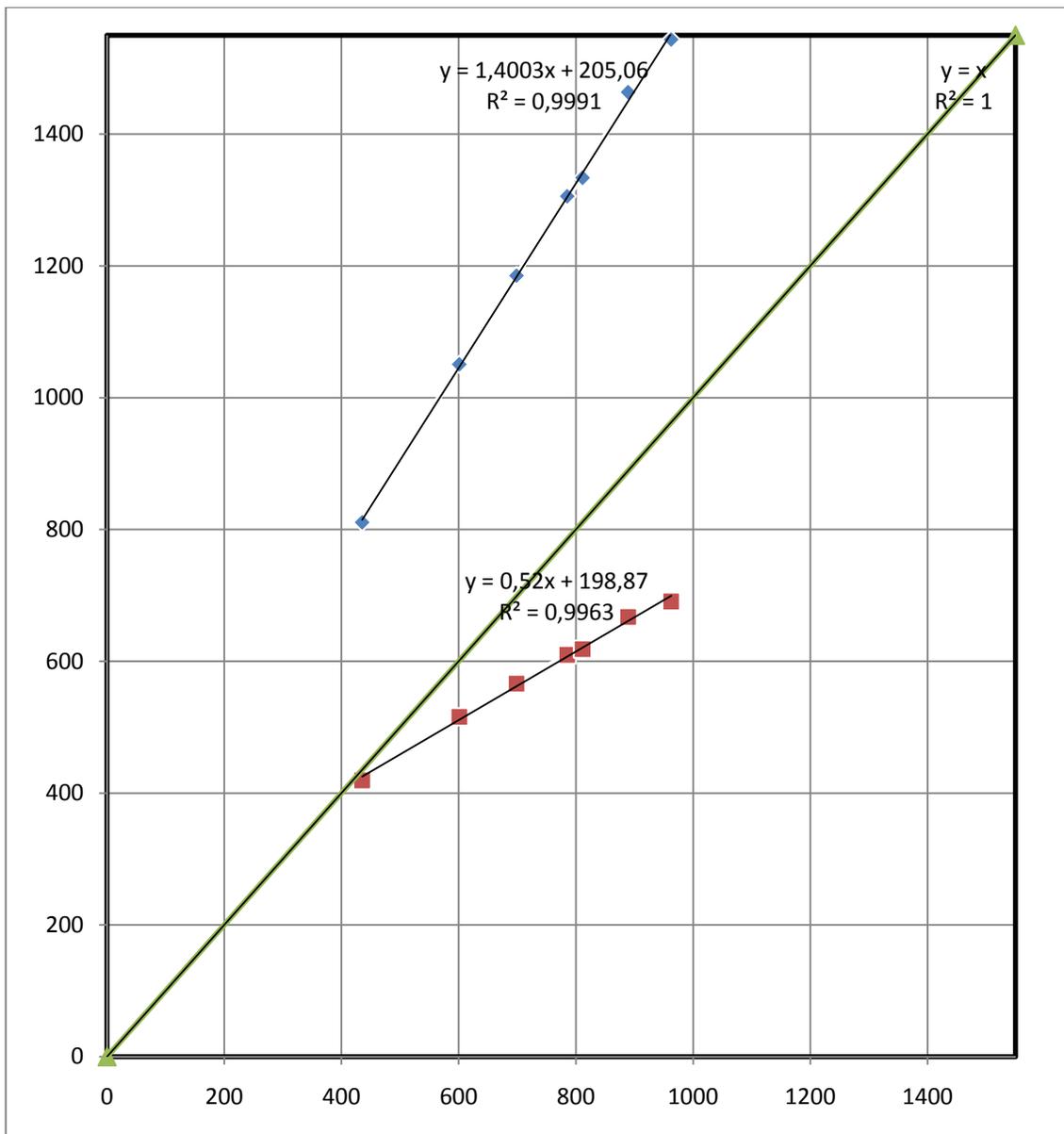
T (Años)	Q Medido (m3/s)	Q Verni King (m3/s)	Q Racional (m3/s)
2	95	76	62
5	118	101	78
10	140	115	86
20	164	127	93
25	191	130	95
50	209	145	103
100	226	153	107

Representación Gráfica Caudales Sin Ajustar Cuenca Damas



T (Años)	Q Medido (m3/s)	Q Verni King (m3/s)	Q Racional (m3/s)
2	83	184	118
5	115	238	145
10	133	268	159
20	149	296	171
25	154	302	174
50	169	331	188
100	182	349	194

Representación Gráfica Caudales Sin Ajustar Cuenca Río Negro

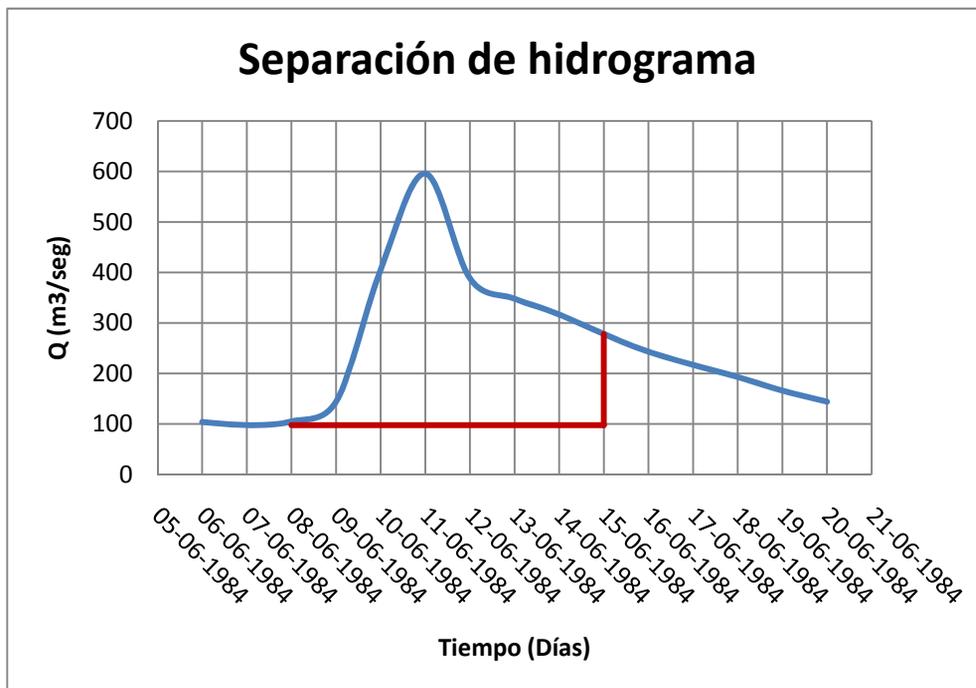
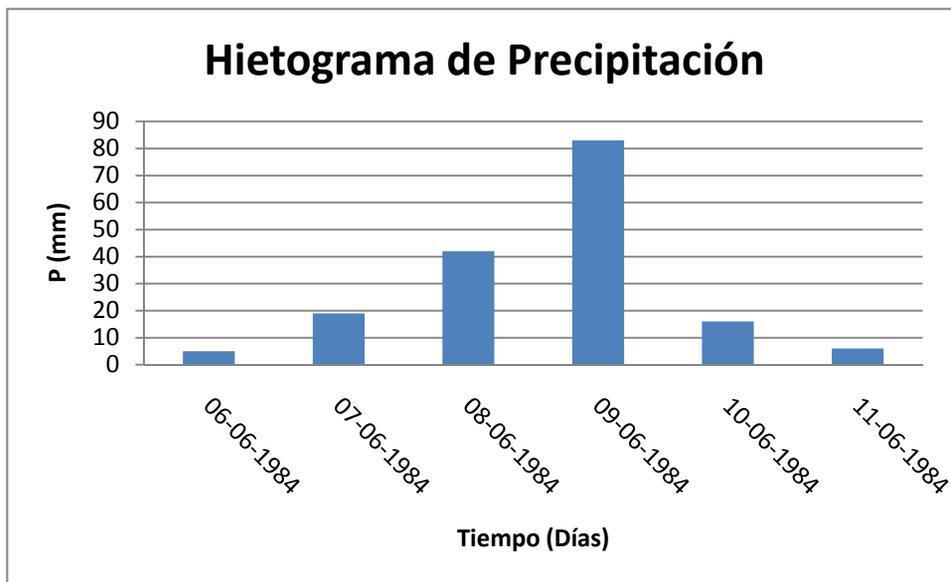


T (Años)	Q Medido (m3/s)	Q Verni King (m3/s)	Q Racional (m3/s)
2	435	811	419
5	601	1.051	516
10	699	1.185	566
20	785	1.306	610
25	811	1.334	618
50	889	1.464	667
100	963	1.544	691

ANEXO E

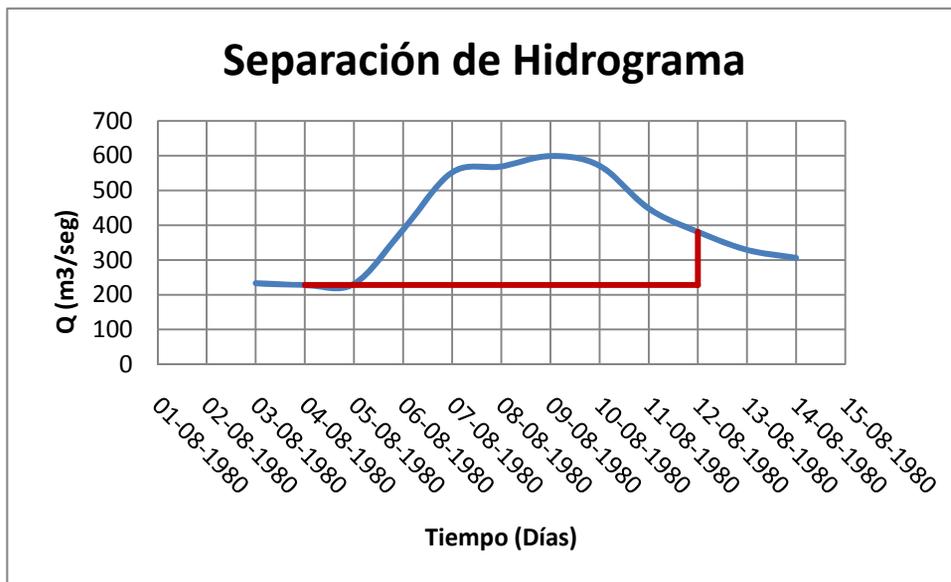
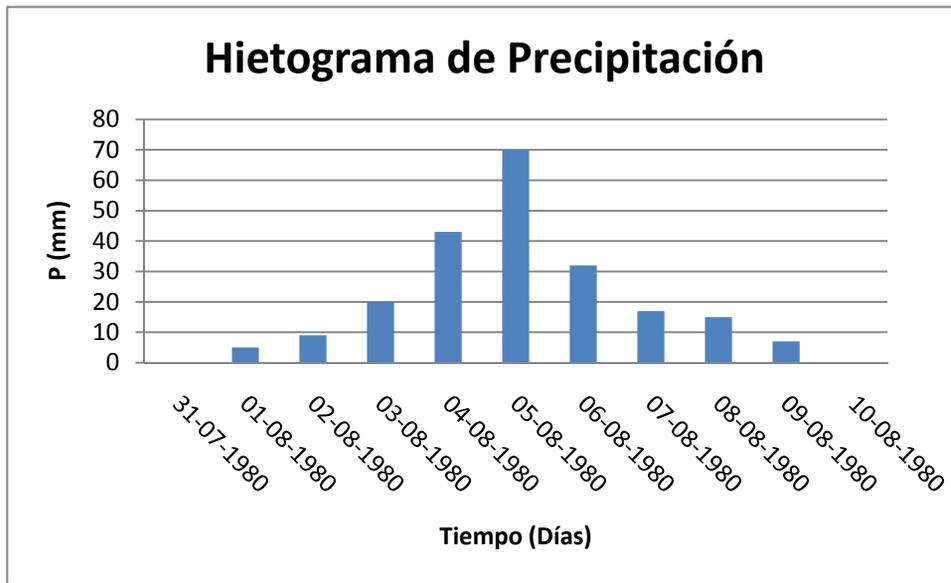
SEPARACION DE HODROGRAMAS DE CRECIDA

HIDROGRAMA N° 1 Q_{máx}=596 (m³/seg)



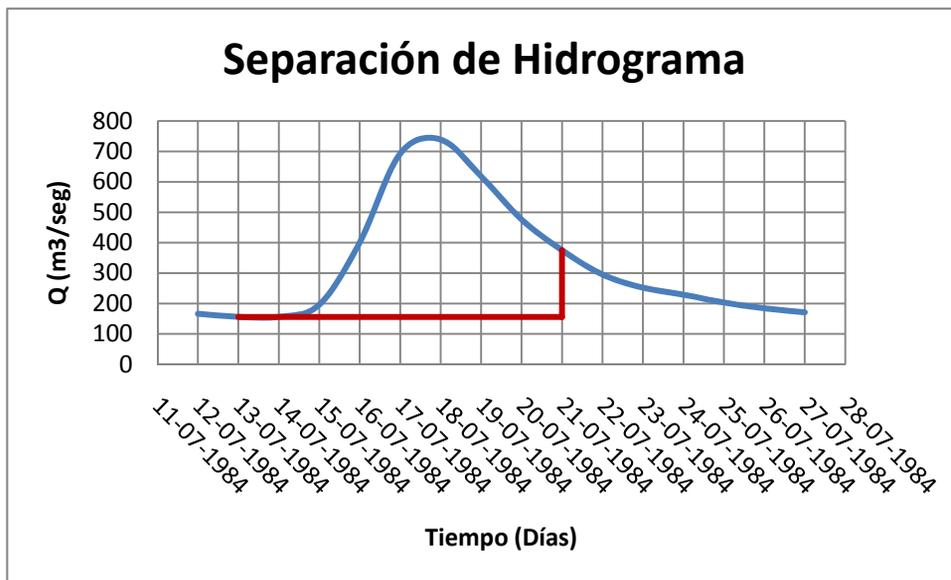
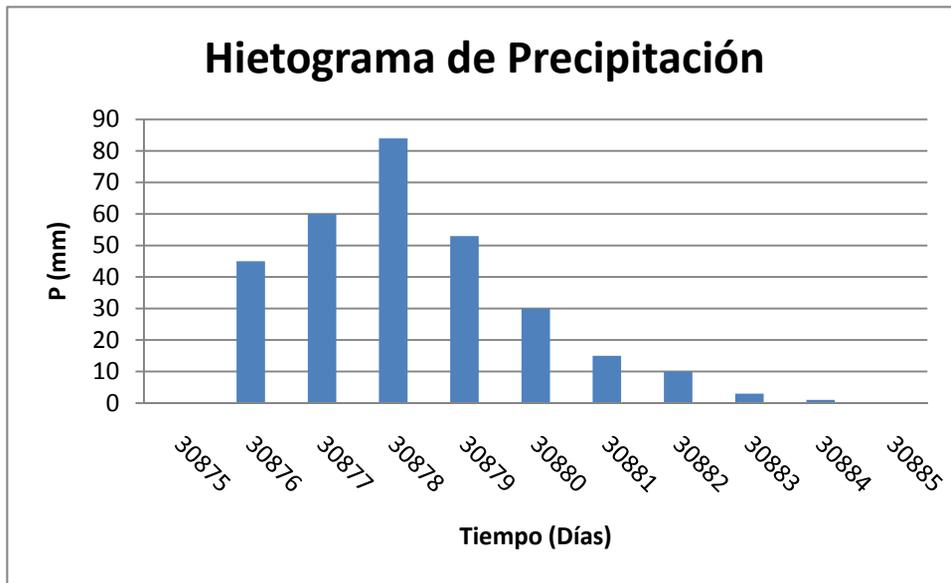
Volumen Precipitación Total(m ³)	Volumen Escorrentía base(m ³)	Volumen Escorrentía Total (m ³)	Volumen Escorrentía superficial(m ³)	C
337554000	67530240	215295840	147765600	0.43775396

HIDROGRAMA N°2 Qmáx=599 (3/seg)



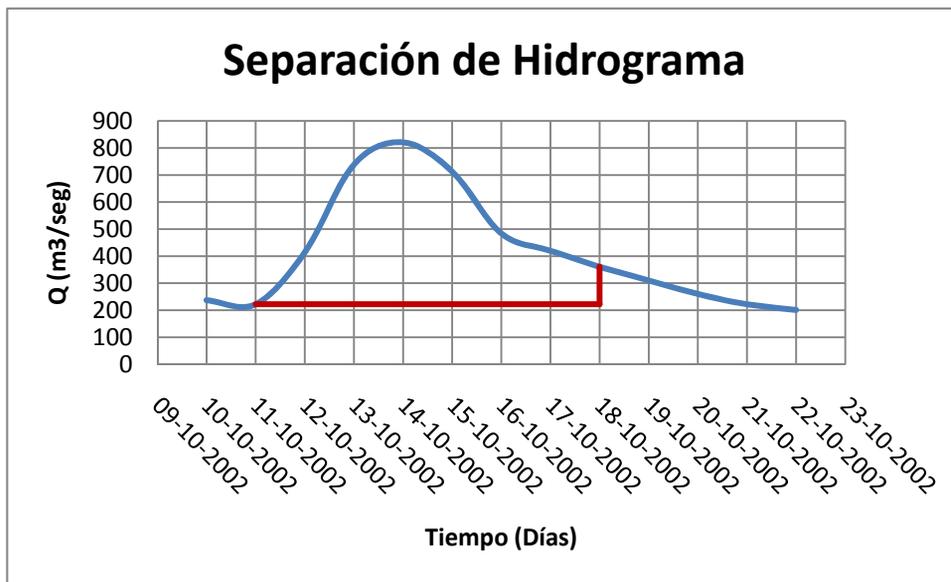
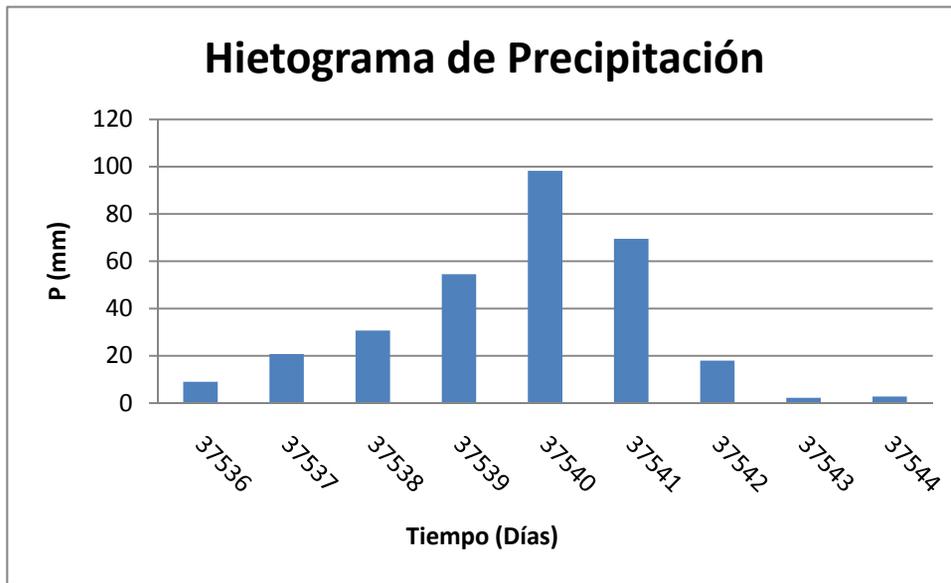
Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
391092000	157593600	316353600	158760000	0.40594029

HIDROGRAMA N°3 Qmáx=739 (3/seg)



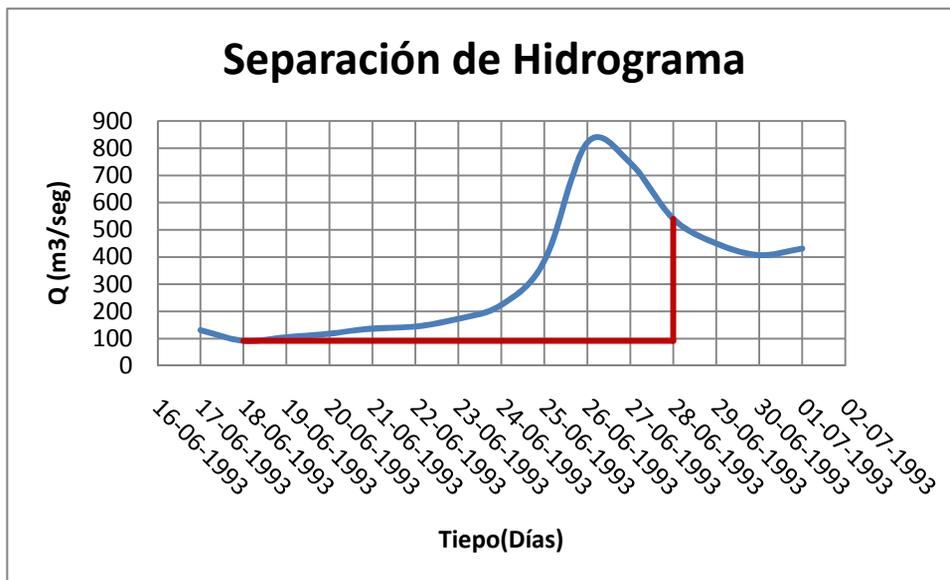
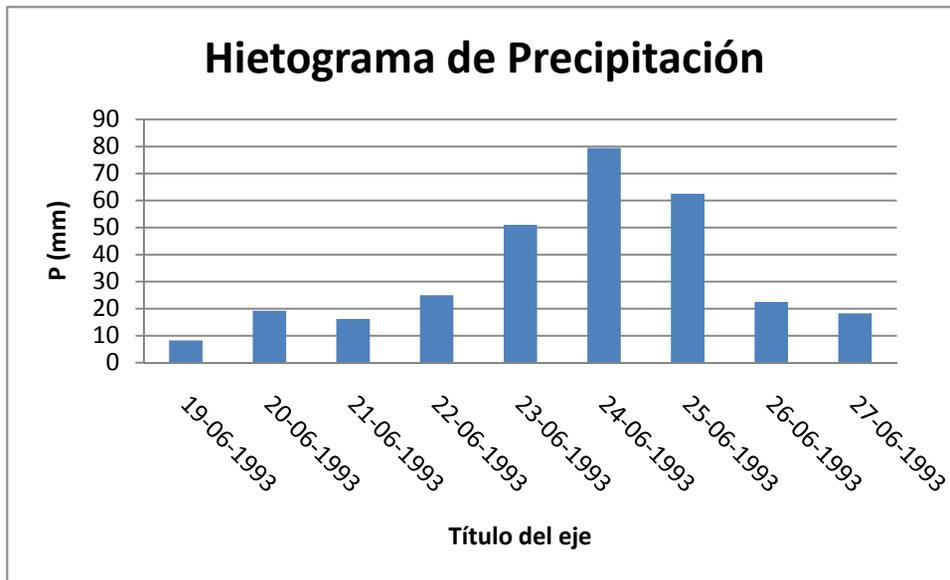
Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
539994000	107827200	306244800	198417600	0.36744408

HIDROGRAMA N°4 Qmáx=821 (3/seg)



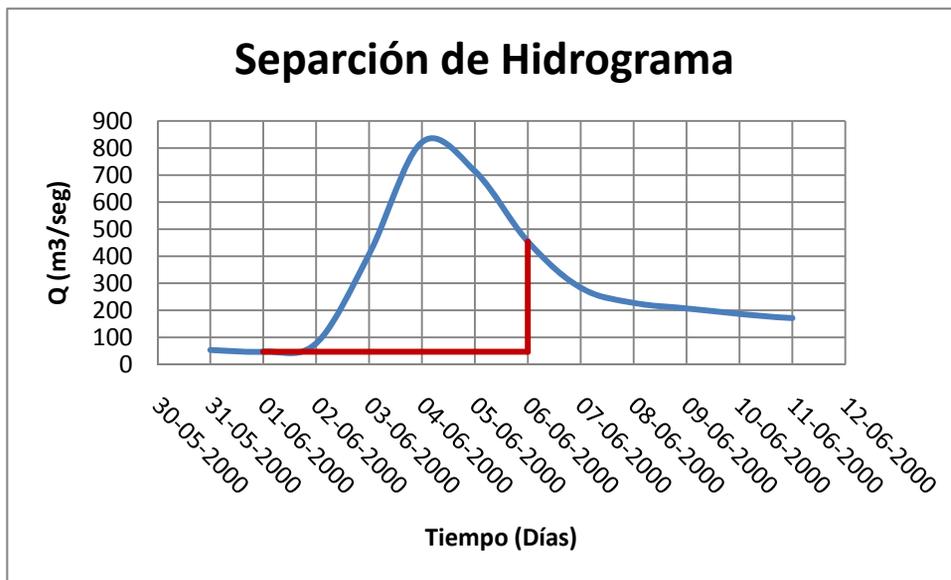
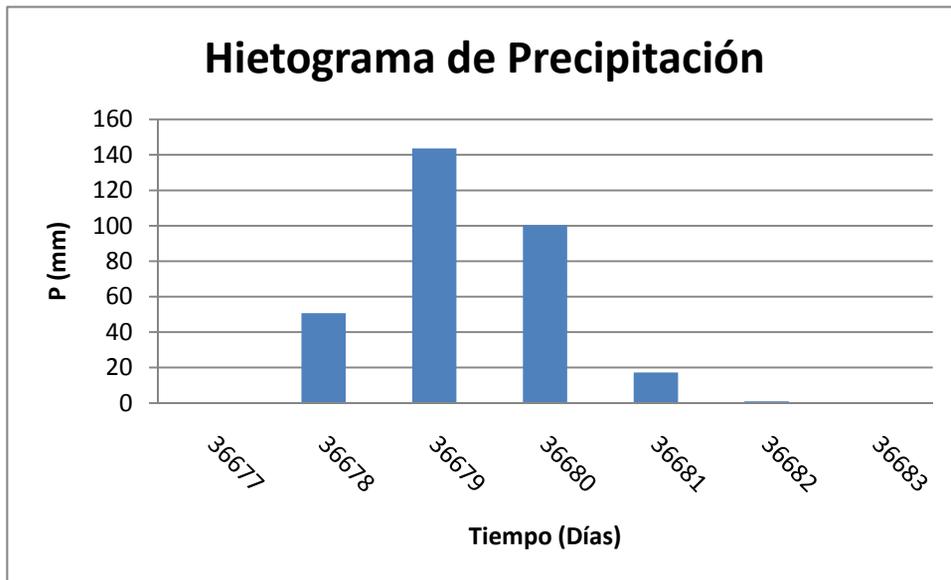
Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
548088200	134265600	335448000	201182400	0.36706209

HIDROGRAMA N°5 Qmáx=821 (3/seg)



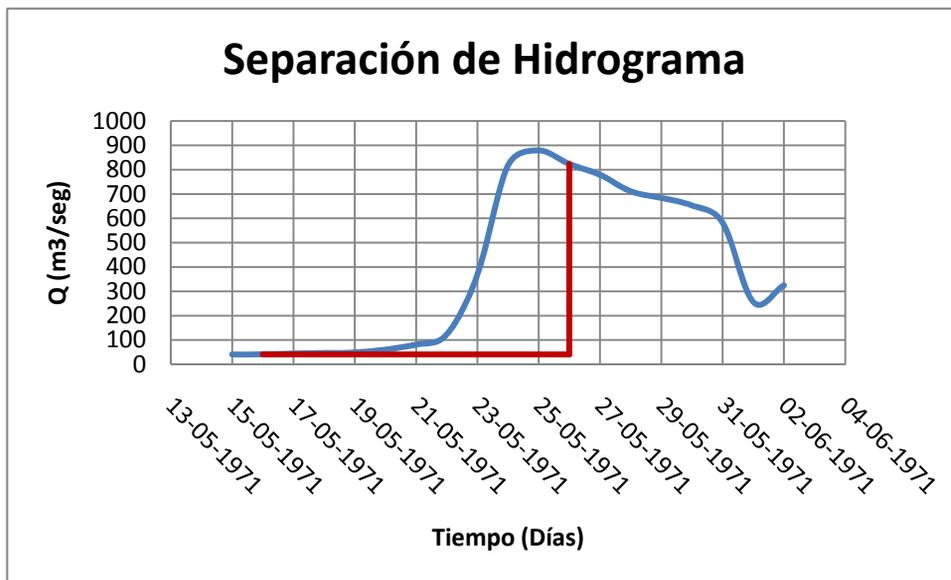
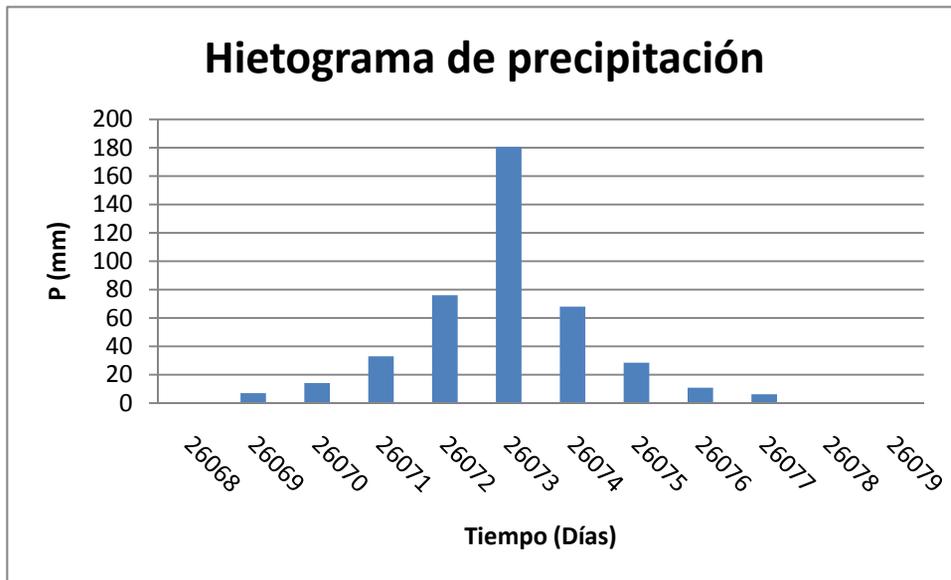
Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
542505600	79401600	267878880	188477280	0.34741997

HIDROGRAMA N°6 Qmáx=822 (3/seg)



Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
561362600	20174400	196279200	176104800	0.31370953

HIDROGRAMA N°7 Qmáx=879 (3/seg)



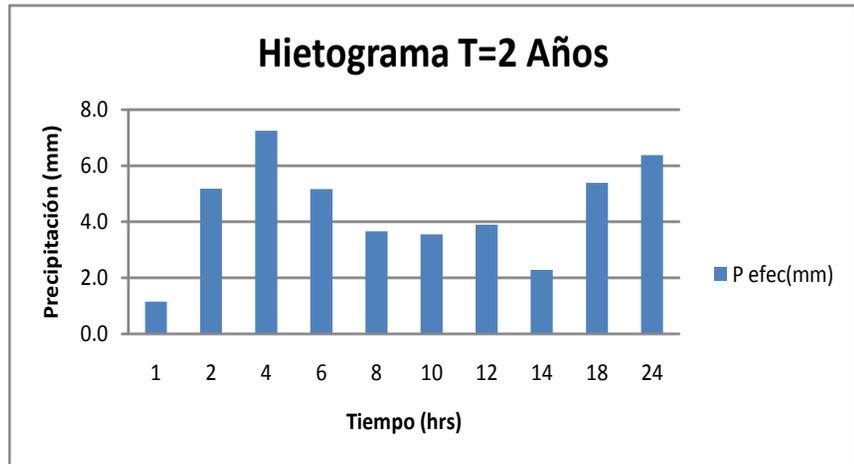
Volumen Precipitación Total(m3)	Volumen Escorrentía base(m3)	Volumen Escorrentía Total (m3)	Volumen Escorrentía superficial(m3)	C
760835400	35251200	250914240	215663040	0.28345558

ANEXO F

REPRESENTACIÓN GRAFICA DE HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN
EFFECTIVA EN LA CUENCA DEL RIO CRUCES

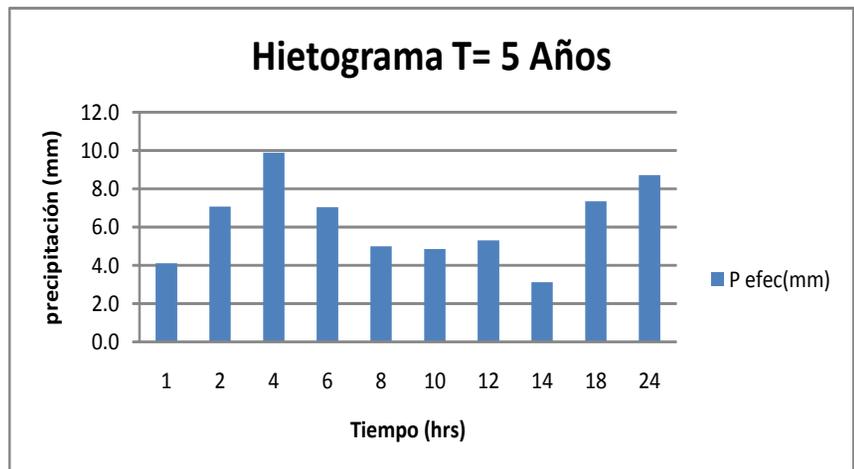
Hietograma de Precipitación efectiva para 2 años de periodo de retorno

T=	2 Años
Tiempo (hr)	Pefect(mm)
1	1.2
2	5.2
4	7.2
6	5.2
8	3.7
10	3.6
12	3.9
14	2.3
18	5.4
24	6.4



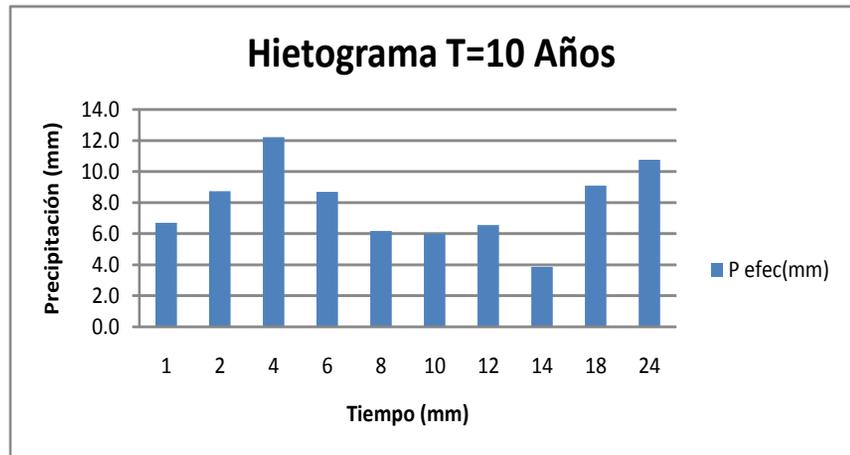
Hietograma de Precipitación efectiva para 5 años de periodo de retorno

T=	5 Años
Tiempo	Pefect(mm)
1	4.1
2	7.1
4	9.9
6	7.0
8	5.0
10	4.9
12	5.3
14	3.1
18	7.4
24	8.7



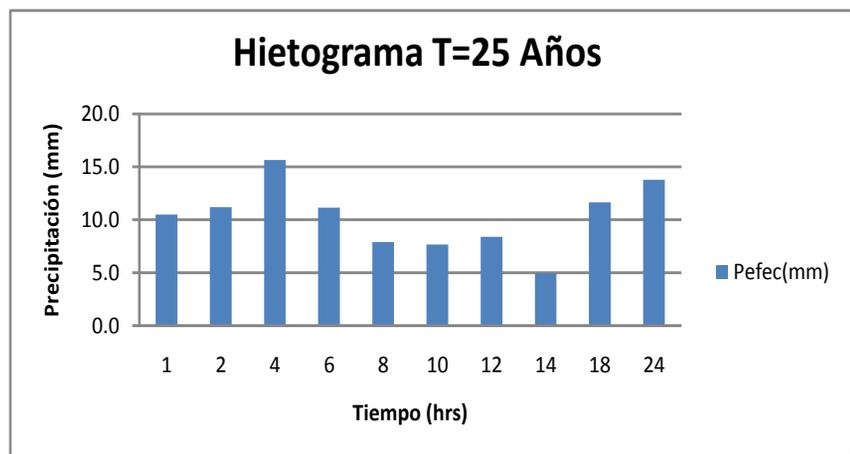
Hietograma de Precipitación efectiva para 10 años de periodo de retorno

T=	10 Años
Tiempo (hr)	Pefect(mm)
1	6.7
2	8.7
4	12.2
6	8.7
8	6.2
10	6.0
12	6.6
14	3.9
18	9.1
24	10.8



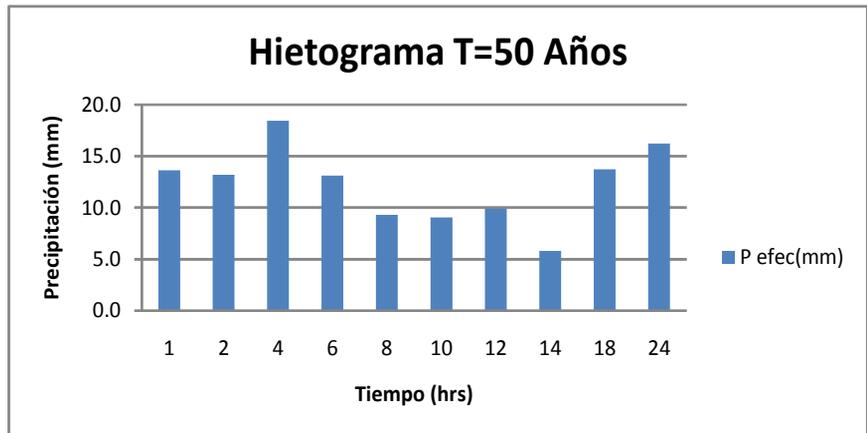
Hietograma de Precipitación efectiva para 25 años de periodo de retorno

T=	25 Años
Tiempo (hr)	Pefect(mm)
1	10.5
2	11.2
4	15.6
6	11.1
8	7.9
10	7.7
12	8.4
14	4.9
18	11.6
24	13.8



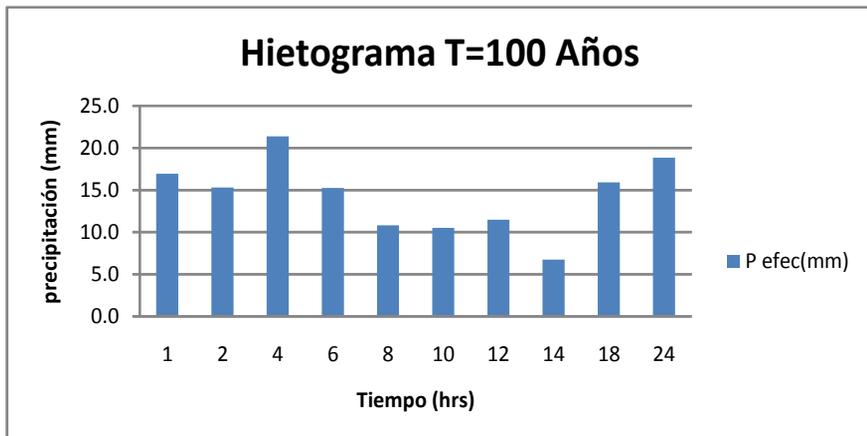
Hietograma de Precipitación efectiva para 50 años de periodo de retorno

T=	50 Años
Tiempo (hr)	Pefect(mm)
1	13.6
2	13.2
4	18.4
6	13.1
8	9.3
10	9.1
12	9.9
14	5.8
18	13.7
24	16.2



Hietograma de Precipitación efectiva para 100 años de periodo de retorno

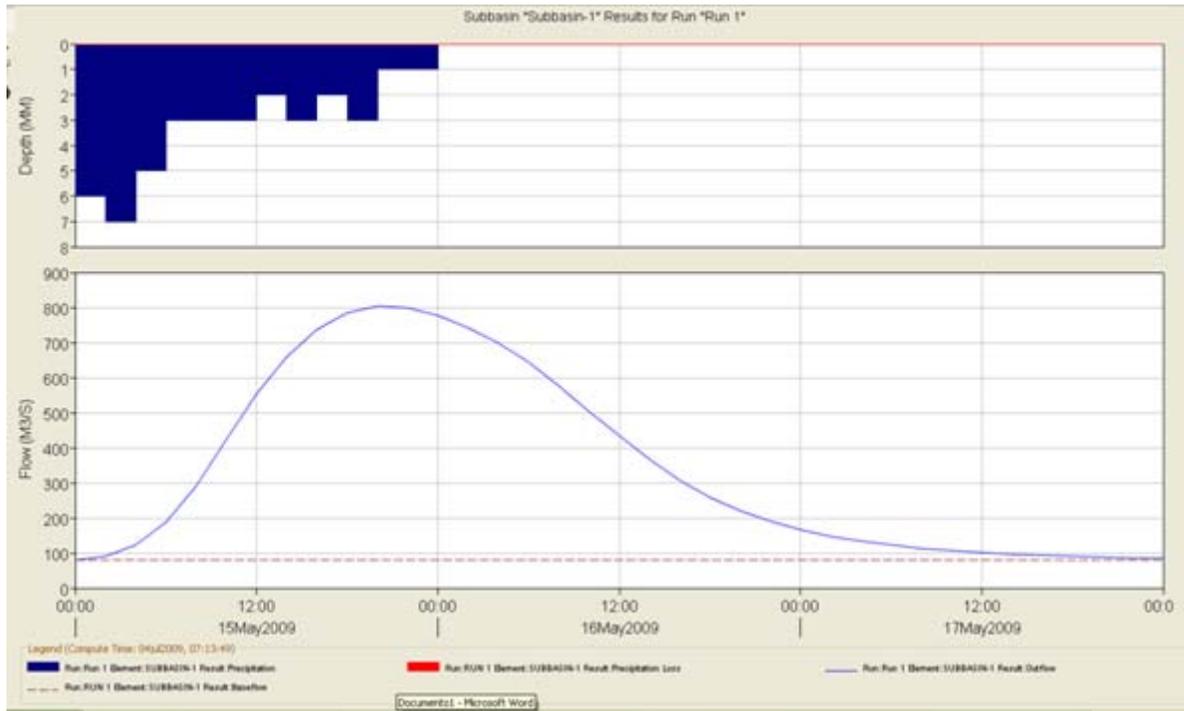
T=	100 Años
Tiempo (hr)	Pefect(mm)
1	17.0
2	15.3
4	21.4
6	15.2
8	10.8
10	10.5
12	11.5
14	6.8
18	15.9
24	18.8



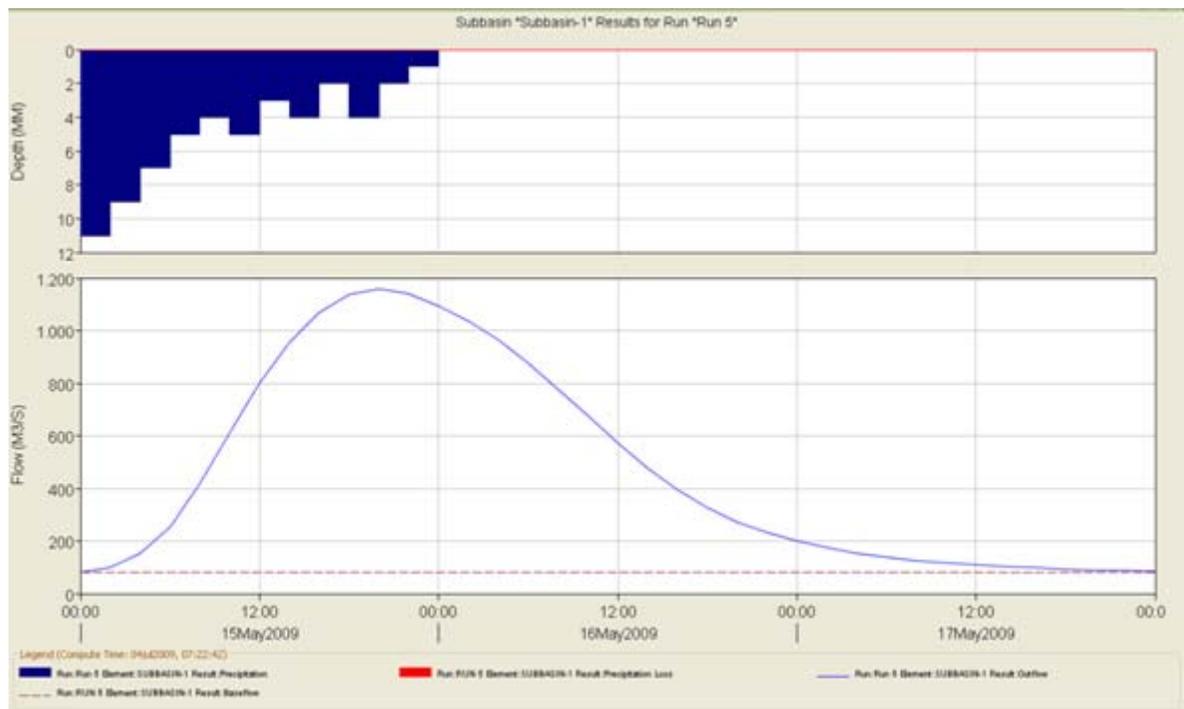
ANEXO G

MODELACION DE LA CUENCA DEL RIO CRUCES EN HEC-HMS

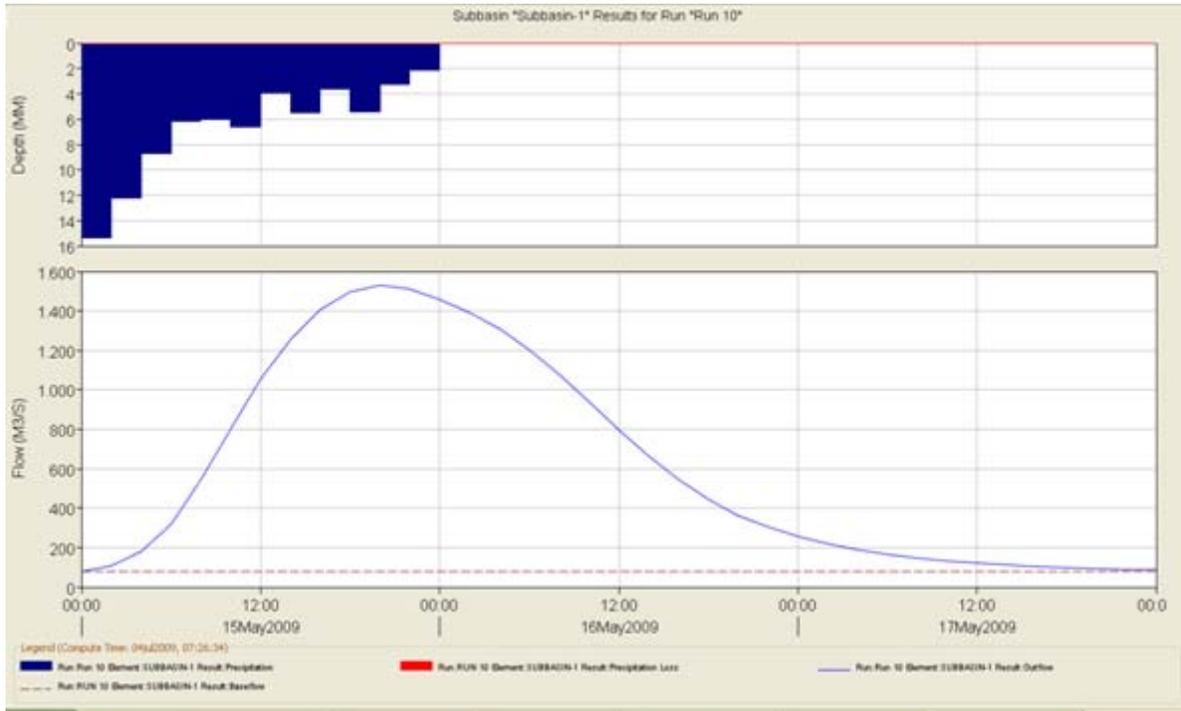
MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =2 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO



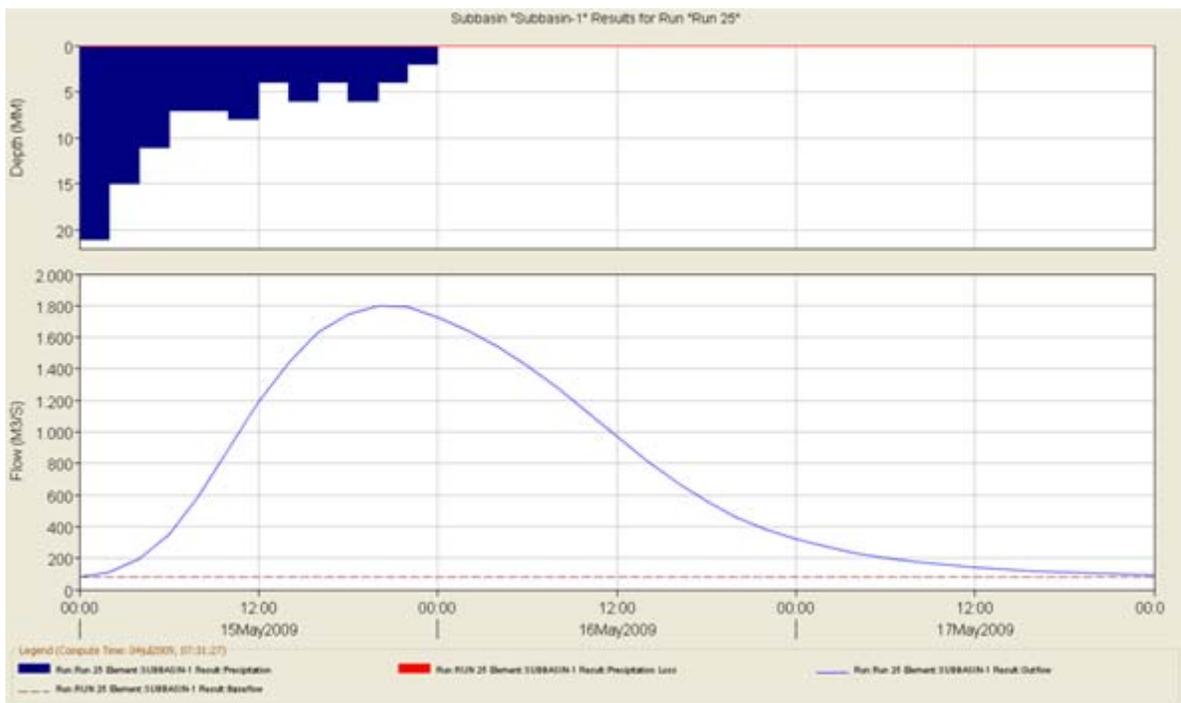
MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =5 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO



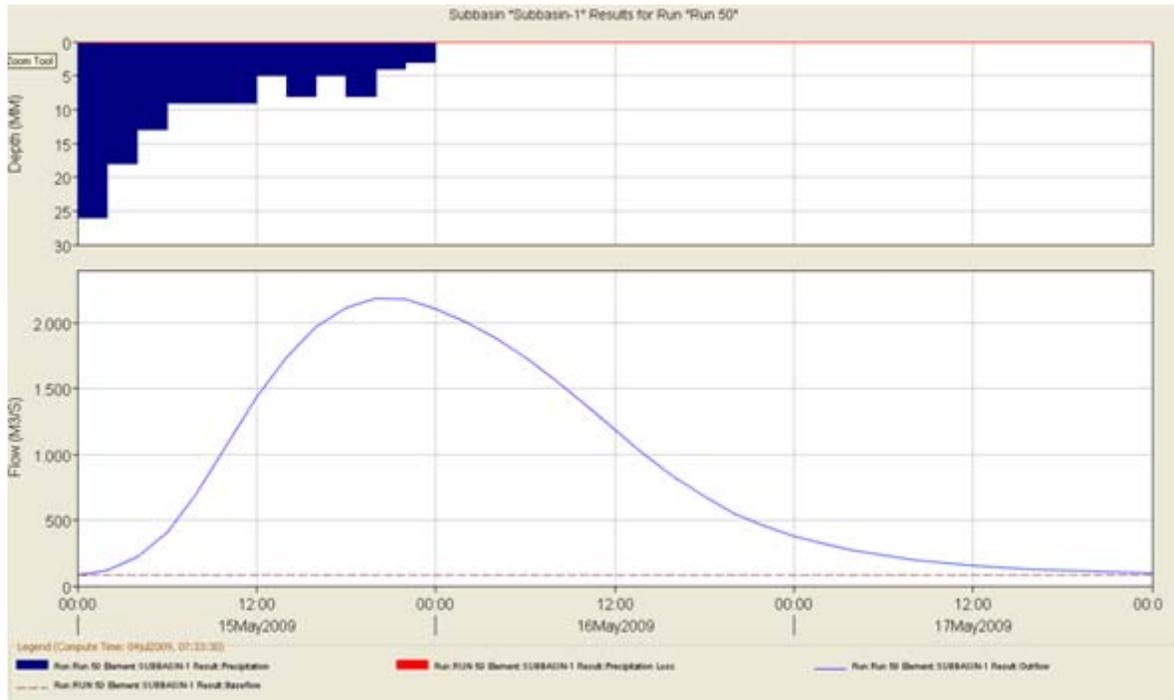
MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO



MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =25 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO



MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO



MODELACION CUENCA RIO CRUCES PARA T =100 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

