

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos por ser mi guía, al Programa Andrés Bello del Decanato de Desarrollo Estudiantil de la Universidad Católica Andrés Bello, por Financiar mis estudios a través de su programa de becas. A mis compañeros, profesores y amigos por apoyarme en este largo camino.

Francisco Bolinches Babiloni

DEDICATORIA

Este trabajo especial de grado, va dedicado personas que han sido claves en mi vida y por supuesto en lo que ha sido mi carrera universitaria.

A mi madre, Andreína Carnevali Camacho, quien con todo su esfuerzo pudo darme la oportunidad de realizar esta carrera universitaria, apoyándome incondicionalmente a lograr mis objetivos como próximo ingeniero civil; simplemente un ejemplo de lucha, constancia y superación en la vida.

A mi padre, Gustavo Pérez Olivares, quien a pesar de circunstancias de la vida, ya no se encuentra con nosotros en cuerpo, estoy seguro que está y estará por siempre a mi lado, brindándome todo su cariño y apoyo, pues siempre supo demostrar su orgullo por mí.

Federico Pérez Carnevali

AGRADECIMIENTOS

Agradecer antes que nada a nuestros padres, quienes nos han brindado todo su tiempo, esfuerzo y apoyo incondicional para brindarnos una educación de primera.

A nuestro tutor, Ing. Juan Carlos Martínez, su apoyo y confianza en nuestro trabajo y su capacidad para guiarnos. Sus ideas han sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de este tomo, sino también en nuestra formación como investigadores y próximos ingenieros civiles. Las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y experiencia profesional, han sido clave del buen trabajo que hemos realizado como equipo; esto no hubiera sido posible sin su constante y oportuna participación. De igual manera, le agradecemos por habernos facilitado los medios suficientes para llevar a cabo las investigaciones y cálculos requeridos.

Agradecemos al profesor e ingeniero Alejandro Rincón Vega, por haber estado en contacto de forma constante, siempre en disposición a proporcionarnos su apoyo.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1. Planteamiento del problema	1
2. Antecedentes	2
3. Alcance y limitaciones	2
4. Objetivos	3
4.1 Objetivo general	3
4.2 Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	1
1. Definiciones	1
2. Precipitación	2
2.1 Instrumentos y unidades para medición de la precipitación	2
2.2 Datos de precipitación más usados	3
3. Estimación de caudal	3
4. Variables que caracterizan el escurrimiento	4
4.1 Tiempo de Concentración	4
5. Abstracciones por infiltración	6
6. Hidrogramas	9
7. Método de Muskingum	10
8. Método de Clark	14
9. Análisis de Frecuencia	14
10. Estadística Hidrológica	15
11. Funciones de frecuencia y probabilidad	16
12. Distribución de Valores Extremos	17

12.1	Distribución Gumbel (distribución Tipo I)	18
12.2	Distribución Pearson Tipo III y Log-Pearson Tipo III	20
13.	Hietogramas de lluvia	22
13.1	Método de los bloques alternos	22
14.	Precipitación Máxima Probable (PMP)	23
14.1	Método Estadístico	24
15.	Estudio de tránsito de crecidas	28
16.	Ecuaciones de Saint-Venant	29
17.	Movimiento de ondas	30
18.	Tránsito de onda dinámica	32
18.1	Relaciones dinámicas de profundidad canal	32
18.2	Modelo implícito de onda dinámica	34
19.	Tránsito de crecidas en ríos con meandros	36
20.	Tránsito de crecidas causadas por rotura de presas	37
21.	Estimación de parámetros de la brecha de la presa	37
21.1	Dimensiones de la brecha	37
22.	Riesgo	42
22.1	Crecida de proyecto	43
22.2	Capacidad del aliviadero	44
22.3	Componentes	45
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO		47
1.	Tipo de Investigación	47
2.	Diseño de la Investigación	47
3.	Selección del embalse	48
4.	Fisiografía de la cuenca del río Socuy	48

5.	Caracterización General del Embalse Manuelote y la Presa Ing. Luciano Urdaneta	49
5.1	Valores característicos del Embalse Manuelote	50
5.2	Descripción de la presa	51
5.3	Aliviadero	51
5.4	Obras de Toma	53
5.5	Canal de trasvase	54
6.	Información recopilada	54
6.1	Cartografía	54
6.2	Información hidrológica	55
6.3	Climática e hidrométrica	55
7.	Estimación de láminas de lluvias extremas.	56
8.	Estimación de la precipitación máxima probable (PMP)	57
9.	Hietogramas de Tormentas Simples	57
10.	Hietogramas para tormentas complejas	58
11.	Instrumentación del modelo lluvia-escorrentía	58
12.	Metodología de simulación de la rotura.	60
13.	Metodología para la conceptualización del aliviadero	60
CAPÍTULO IV. DESARROLLO		61
1.	Mapa de la cuenca	61
2.	Análisis de lluvias extremas de diferentes duraciones y distintos períodos de retorno	61
3.	Distribución espacial de la lluvia	63
4.	Análisis de gastos máximos	63
5.	Precipitación Máxima Probable	66
6.	Hietogramas simples	67
7.	Hietogramas Complejos	69

8.	Modelado con el HEC-HMS _____	70
9.	Simulaciones _____	74
10.	Simulación de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta _____	86
10.1	Delimitación de la zona de estudio _____	86
10.2	Descripción general del modelo de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta _____	86
10.3	El embalse, la presa y el aliviadero. _____	88
10.4	Parámetros hidráulicos: _____	89
10.5	Aplicación de las ecuaciones para la estimación de la brecha. _____	92
10.6	Simulación de escenarios de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta. _____	95
10.7	Ajuste de las tolerancias permitidas durante la simulación _____	96
10.8	Ajuste de los intervalos de tiempo para la simulación _____	97
10.9	Resultados de la simulación _____	98
10.10	Hidrogramas de salida para la descarga del embalse durante el proceso de falla. _____	99
10.11	Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo del sitio de presa luego de los eventos de falla 101	
10.12	Envolvente de los gastos máximos simulados a lo largo del valle fluvial. _____	102
10.13	Envolvente de los niveles máximos de inundación _____	104
10.14	Envolvente de velocidades máximas _____	105
11.	Elaboración de mapas de inundación _____	106
11.1	Manchas de inundación para el evento de rotura de la presa por falla en el aliviadero en la crecida centenaria _____	107
11.2	Manchas de inundación para el evento de rotura de la presa por sobrevertido en la CMP _____	109
12.	Conceptualización del aliviadero _____	111
12.1	Propuesta _____	112
12.2	Resultado del tránsito de crecidas extraordinarias complejas por el aliviadero propuesto. _____	113

12.3	Manchas de inundación producidas por la descarga del aliviadero propuesto _____	116
	CAPÍTULO V: CONCLUSIONES _____	118
	CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES _____	120

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Constante K de Muskingum.	13
Gráfico 2. Ejemplo de hietograma de lluvia total.	23
Gráfico 3. Ajuste de la media para la precipitación máxima.	26
Gráfico 4. Diagramas de ajuste para tamaños de las muestras para media, desviación estándar, y coeficiente de variación.	27
Gráfico 5. Diagrama para ajustar la desviación estándar por la precipitación máxima observada.	28
Gráfico 6. Curvas de calibración.	32
Gráfico 7. Plano de solución $x-t$.	35
Gráfico 8. Láminas de lluvia totales en 24 horas para tormentas con distintos períodos de retorno.	62
Gráfico 9. Distribución de extremos graficados en papel de Gumbel	65
Gráfico 10. Estación Socuy en La Cabaña. Hidrograma de tormenta compleja medido en el año 1966.	67
Gráfico 11. Estación Socuy en La Cabaña. Hietogramas de diseño para tormentas simples	68
Gráfico 12. Estación Socuy en La Cabaña. Hietograma complejo de tres días de duración para 1.000 años de período de retorno.	69
Gráfico 13. Calibración de los picos de crecida.	73
Gráfico 14. Niveles de agua alcanzadas en crecidas simples para distintos períodos de retorno simulados.	75
Gráfico 15. Distribución de volúmenes de entrada diarios para distintos períodos de retorno.	76
Gráfico 16. Niveles Históricos cada 5 días del embalse de Manuelote.	78
Gráfico 17. Niveles máximos Históricos del embalse de Manuelote.	79
Gráfico 18. Niveles de agua en Manuelote considerando crecidas complejas.	80
Gráfico 19. Distribución de volúmenes de entrada en tres días para distintos períodos de retorno.	81
Gráfico 20. Hidrogramas simples afluentes al embalse de Manuelote.	82
Gráfico 21. Caudales descargados por el aliviadero luego del tránsito de crecidas simples en el embalse de Manuelote.	83
Gráfico 22. Niveles de agua alcanzados luego del tránsito de crecidas simples en el embalse de Manuelote.	83
Gráfico 23. Hidrograma complejos afluentes al embalse de Manuelote.	84
Gráfico 24. Caudales descargados por el aliviadero luego del tránsito de crecidas complejas en el Embalse de Manuelote.	85

Gráfico 25. Niveles de agua alcanzados luego del tránsito de crecidas complejas en el Embalse de Manuelote. _____	85
Gráfico 26. Curva de área capacidad de Embalse Manuelote. _____	89
Gráfico 27. Hidrograma de salida por la brecha de la presa debido a una falla del aliviadero durante la ocurrencia de la crecida centenaria. _____	100
Gráfico 28. Hidrograma de salida por la brecha de la presa debido a falla por sobrevertido durante la ocurrencia de la CMP. _____	100
Gráfico 29. Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo de la presa por la falla del aliviadero en la crecida centenaria. _____	101
Gráfico 30. Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo de la presa para la falla por sobrevertido en la CMP. _____	102
Gráfico 31. Envolvente de gastos máximos transitados sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria. _____	103
Gráfico 32. Envolvente de gastos máximos transitados sobre el valle fluvial luego de la falla por sobrevertido en la CMP. _____	103
Gráfico 33. Envolvente de niveles máximos sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria. _____	104
Gráfico 34. Envolvente de niveles máximos sobre el valle fluvial luego de la falla por sobrevertido en la CMP. _____	104
Gráfico 35. Envolvente de velocidades máximas sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria. _____	105
Gráfico 36. Envolvente de velocidades máximas sobre el valle fluvial luego de la falla por sobrevertido en la CMP. _____	105
Gráfico 37. Curva de descarga del sistema de aliviaderos propuesto de forma conceptualizada. _____	112
Gráfico 38. Hidrogramas de descarga por el sistema de aliviaderos propuesto para distintos períodos de retorno. _____	114
Gráfico 39. Niveles máximos en el río Socuy aguas abajo del embalse de Manuelote por la descarga de crecidas complejas a través del aliviadero propuesto. _____	115
Gráfico 40. Envolvente de velocidades máximas durante la descarga de crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto. _____	115

Gráfico 41. Curva de caudales máximos durante la descarga de crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto. _____ 116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Instrumentos de medición de la precipitación.	2
Figura 2. Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS.....	6
Figura 3. Componentes de un hidrograma.	9
Figura 4. Muestra de tipos de almacenamientos en un río.	11
Figura 5. Funciones de frecuencia para la muestra y funciones de probabilidad para la población.	17
Figura 6. Ondas cinemáticas y dinámicas en un tramo corto de un canal vistas por un observador estacionario.	31
Figura 7. Aspectos del flujo en ríos naturales.	33
Figura 8. Ríos con meandros en una llanura de inundación.....	36
Figura 9. Esquema geométrico de la brecha formada en la rotura de una presa.	38
Figura 10. Perfil esquemático del Embalse Manuelote.....	50
Figura 11. Cuenca del río Socuy hasta el embalse de Manuelote.	71
Figura 12. Geometría del valle fluvial introducido en el modelo.....	88
Figura 13. Coeficiente de Manning en los distintos sectores del cauce.	91
Figura 14. Foto aérea del cauce del río Socuy aguas abajo del embalse de Manuelote.	91
Figura 15. Geometría de la brecha.	94
Figura 16. Datos hidráulicos y geométricos de la brecha.....	95
Figura 17. Representación gráfica de la brecha de erosión lateral debida a la falla del aliviadero en contacto con talud de la presa.	96
Figura 18. Opciones y tolerancias introducidas la simulación de escenarios de rotura.	97
Figura 19. Tiempos e intervalos de simulación de los escenarios de rotura de la presa.	98
Figura 20. Mancha de inundación producida por la rotura de la presa para el escenario de falla del aliviadero en la crecida centenaria (sobre cartografía a escala 1:25.000).	107
Figura 21. Mancha de inundación producida por la rotura de la presa para el escenario de falla del aliviadero en la crecida centenaria (sobre imágenes satelitales de Google Earth).	108
Figura 22. Manchas de inundación producidas por la rotura de la presa para el escenario de falla por sobrevertido en la CMP (sobre cartografía a escala 1:25.000).....	109
Figura 23. Manchas de inundación producidas por la rotura de la presa para el escenario de falla por sobrevertido en la CMP (sobre imágenes satelitales de Google Earth).....	110

Figura 24. Manchas de inundación producidas por la descarga de las crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto (sobre cartografía a escala 1:25.000).....117

Figura 25. Manchas de inundación producidas por la descarga de las crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto (sobre imágenes satelitales de Google Earth).....117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Condiciones de humedad antecedente.	8
Tabla 2. Parámetros Estadísticos más comunes.	15
Tabla 3. Valores de la variable reducida de Gumbel	18
Tabla 4. Valores de Y_n y S_n para distribuciones tipo Gumbel.	20
Tabla 5. . Valores de K_n para la determinación de datos dudosos	22
Tabla 6. Resumen de ecuaciones de Saint-Venant	30
Tabla 7. Coeficiente función del tamaño del embalse C_b para la ecuación de estimación de la brecha de Von Thun y Gillette	41
Tabla 8. Cartografía recopilada	54
Tabla 9. Identificación de estaciones pluviográficas e hidrométricas utilizadas	56
Tabla 10. Láminas totales en 24 horas para tormentas con distintos períodos de retorno.	62
Tabla 11. Registros históricos – Socuy en La Cabaña.	64
Tabla 12. Análisis de gastos máximos – Socuy en La Cabaña.	64
Tabla 13. Análisis de gastos máximos - Socuy en Sierra Azul	65
Tabla 14. Análisis de gastos máximos – Socuy en Sierra Azul.	66
Tabla 15. Cálculo de velocidad en sección típica en estación hidrométrica La Cabaña	72
Tabla 16. Resultado del modelo HMS para crecidas simples	74
Tabla 17. Comparación de volúmenes afluentes estimados con el método de Gumbel y los obtenidos por simulación.	76
Tabla 18. Niveles máximos históricos anuales registrados en Manuelote	78
Tabla 19. Resultado del modelo HMS para crecidas complejas	80
Tabla 20. Comparación de volúmenes afluentes de la distribución de extremos de Gumbel y los obtenidos por simulación para crecidas complejas de tres días de duración.	81
Tabla 21. Valores mínimos, normales y máximos de coeficiente de rugosidad de Manning.	90
Tabla 22. Parámetros y resultados para el estudio de la brecha de la presa Ing. Luciano Urdaneta	93
Tabla 23. Resultados del análisis de tránsito de crecidas complejas a través del embalse con el aliviadero propuesto en funcionamiento.	113

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1. Planteamiento del problema

Es importante aumentar la vigilancia sobre las presas construidas en nuestro país, labor que debe ser llevada a cabo por parte de las autoridades responsables. Según Ferrer (2010), “en Venezuela existen alrededor de 100 presas en operatividad” (p. 1). Muchas de las represas se encuentran en zonas de alta sismicidad y precipitaciones, lo que pone en riesgo su funcionamiento y el aprovechamiento de sus recursos hidráulicos, así como el bienestar de las poblaciones que se encuentran aguas abajo, con posibilidades de sufrir pérdidas de vidas y daños a la infraestructura.

La falta de mantenimiento de los equipos y de las estructuras hidráulicas, específicamente de los aliviaderos; el desmantelamiento por robo de los centros de medición; el descuido en la conservación del ambiente en las cuencas; la falta de manuales de operación, así como la capacitación del personal para que los haga valer, y el crecimiento de vegetación en los taludes y espaldones de la presa, entre otros, son algunos de los problemas que pueden detectarse a simple vista.

Puede decirse que en Venezuela existen presas con aliviaderos en condición de capacidad de descarga insuficiente. De hecho, esta situación ya ha sido alertada en diversos trabajos de investigación. Un claro ejemplo de esto es el evento hidrológico que condujo a la falla de la presa El Guapo en 1999. Estudios recientes del ingeniero Diego Ferrer Fernández, en su trabajo “Observaciones relativas al mantenimiento y operación de presas de tierra en Venezuela”, señala o alerta sobre presas que presentan problemas críticos en su aliviadero: “Hay otras cuatro presas que presentan problemas serios en el aliviadero: El Isiro, Barrancas, El Cigarrón y El Ermitaño, éstas deben ser reparadas a la brevedad posible, para que no ocurra una tragedia como la de la presa El Guapo” (Ferrer, 2010: p.11).

En los registros de niveles de agua sobre la presa Ing. Luciano Urdaneta, la cual genera al embalse Manuelote, se observa en los años 1981, 1996, 1999, 2004 y 2010, la superación del nivel de aguas máximas de proyecto. Todo esto, según datos de la Dirección de Manejo de Embalses y Agua Potable, adscrita al Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo y Aguas, antiguo Ministerio del Ambiente. Ante estas circunstancias, se presume una situación de riesgo por incapacidad de respuesta de la obra de alivio.

A consecuencia de la falta de información hidrológica durante la etapa de diseño de presas que tienen más de treinta años en operación, es frecuente que los períodos de diseño sean superados por los períodos de ocurrencia de las crecidas, ya que estas últimas se estiman con escasa información y por métodos que en la actualidad han sido optimizados. Por otro lado, se debe considerar que los aliviaderos antiguos, presas de tierra y cambios de patrones de amenaza, bien sea por incidencia de los cambios meteorológicos o estimaciones hidrológicas poco acertadas, son factores que aumentan el riesgo de colapso de la obra y que, por lo general, solicitan una mayor capacidad de respuesta de la obra de alivio ante fenómenos de crecidas.

Tras haber detectado esta problemática, se presenta un estudio hidrológico e hidráulico de una presa en el territorio nacional, específicamente la presa Ing. Luciano Urdaneta, la cual genera al embalse de Manuelote, sobre el río Socuy, en el estado Zulia. Dicho análisis determina la situación de riesgo a la que la presa está expuesta. Finalmente se conceptualizará un diseño para un aliviadero que complemente al existente.

2. Antecedentes

Tras realizar una revisión de la bibliografía disponible relacionada con la temática del riesgo en obras hidráulicas en Venezuela, se encontraron dos trabajos de investigación. Luis Miguel Suárez en su libro titulado *Incidentes de presas en Venezuela* (2002), describe la situación actual de las distintas presas de nuestro país y reseña la historia de las más importantes, resaltando sus fallas y alertando sobre el riesgo bajo el cual se encuentran.

Por otra parte, Diego Ferrer presentó un estudio sobre la situación de los embalses en Venezuela: *Observaciones relativas al mantenimiento y operación de presas de tierra en Venezuela* (2010). Es un informe de la inspección de los principales componentes hidráulicos de las presas de tierra en Venezuela.

3. Alcance y limitaciones

Alcance:

- Se elaborará un análisis hidrológico e hidráulico de una presa ubicada en el territorio nacional, para cuya selección se tomarán en consideración aspectos como la cantidad de información

pluviométrica e hidrométrica disponible, al igual que datos de niveles máximos observados por la División de Operación y Mantenimiento de Embalses del Ministerio del Ambiente.

- Se estimarán las crecidas extraordinarias en la cuenca de interés.
- Se transitarán hidrogramas considerando la curva de descarga de la obra de alivio existente.
- Se describirán las consecuencias de la falla de la presa, incluyendo la pérdida de su función como obra hidráulica.
- Conceptualización y cálculo de obras de alivio complementarias a los efectos de prevenir la falla de la presa estudiada.

Limitaciones:

- Se considera la falla de la presa vinculada con la falta de capacidad de la obra de alivio, no tomándose en cuenta entonces fenómenos como tubificación, filtración en estribos y ocurrencia de sismos.
- La Escasez de información hidrométrica y pluviográfica es una limitación, pues no se mantiene en nuestro país una cultura de medición y conservación de la información.
- El tránsito de los gastos descargados de manera incontrolada a través de la brecha formada en el cuerpo de la presa, se realizará a partir de la información cartográfica en escala 1:25.000 disponible en el Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar (IGVSB), ya que no se cuenta con los planos topográficos del cauce y valle aguas debajo de la presa Ing. Luciano Urdaneta.

4. Objetivos

4.1 Objetivo general

Analizar un embalse venezolano en situación de riesgo hidrológico e hidráulico por falta de capacidad del aliviadero y simulación de rotura de la presa; proponiendo además una solución conceptual de un aliviadero con capacidad apropiada, tomando como caso de estudio el embalse de Manuelote en el estado Zulia.

4.2 **Objetivos específicos**

- Estimar las crecidas generadas en las cuencas tributarias al embalse.
- Evaluar hidráulicamente el aliviadero de la presa.
- Simular la rotura de la presa, resultado de la falta de capacidad de la obra de alivio.
- Conceptualizar un nuevo diseño de aliviadero que trabaje de forma óptima, de manera de evitar la falla de la presa con las consecuentes pérdidas humanas y económicas.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

1. Definiciones

- Hidrología:

La hidrología es una ciencia que estudia el agua en la tierra, su ocurrencia, circulación, distribución, propiedades físicas y químicas, y su relación con el ambiente incluyendo a los seres vivientes, según el US Federal Council for Science and Technology (1992). Como ciencia que es, la hidrología está relacionada de manera cercana con otras ciencias naturales como la climatología, la meteorología, la geología, la geomorfología, las ciencias del suelo, la mecánica de fluidos y la ecología.

- Cuenca:

Una cuenca es una superficie que si fuera completamente impermeable, el agua de lluvia podría llegar totalmente por el sistema de corrientes y cauces hasta un mismo punto de salida. En realidad, las cuencas no son completamente impermeables, lo que permite la ocurrencia del proceso de infiltración, el cual consiste en el flujo del agua desde la superficie del terreno hacia las capas subyacentes del suelo. Parte del agua infiltrada es absorbida por las plantas para su posterior transpiración. Otra parte drena de manera subsuperficial y otra percola hacia estratos más profundos donde se almacena como agua subterránea, formando así los acuíferos.

- Divisoria de aguas o parte aguas: :

Línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación de la cuenca y que muestra la separación entre cuencas vecinas.

- Área de la cuenca:

Superficie de la cuenca delimitada por el parte aguas hasta un punto de interés. Dicho punto es cualquiera donde se quiera conocer el comportamiento hidráulico de la cuenca, es el caso del sitio donde se vaya a construir una presa de embalse, derivación en una toma directa de agua de un río o quebrada, sitio de ponedero y cruce de tuberías, entre otros casos.

- Cauce o corriente principal:

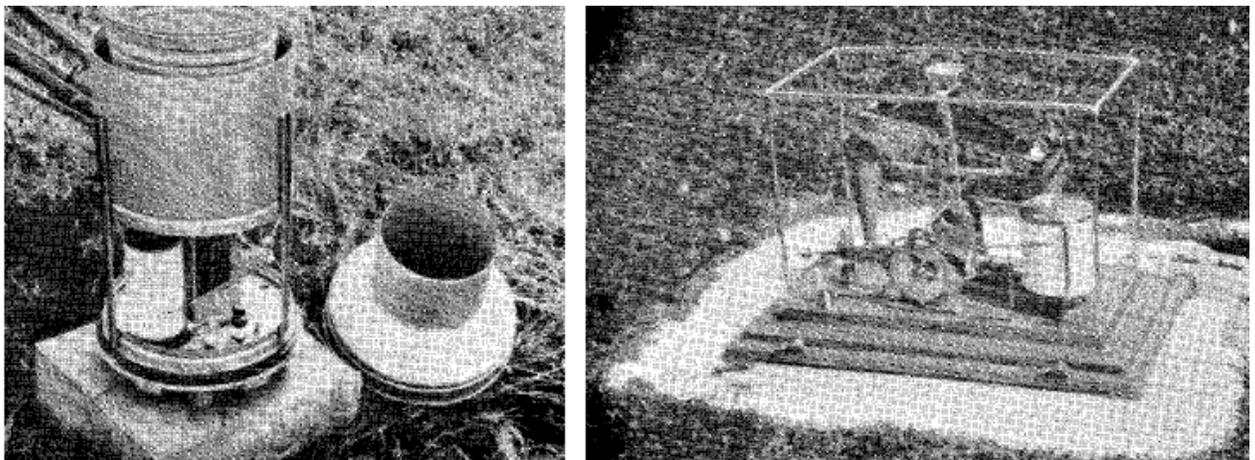
Cauce que pasa por el sitio previsto para la construcción de una obra hidráulica. A dicho curso le aportan otros cauces que reciben el nombre de tributarios, de manera que cada curso de agua posee su propia cuenca tributaria.

2. Precipitación

Fenómeno meteorológico que consiste en la caída sobre la superficie terrestre de la humedad procedente de la atmósfera en estado líquido o sólido.

2.1 Instrumentos y unidades para medición de la precipitación

La medición de la lluvia se lleva a cabo con pluviómetros y pluviógrafos. El primero de ellos es de medida directa. Este es uno de los aparatos más sencillos en observaciones meteorológicas y consiste en un recipiente de superficie recolectora conocida, medida en mm o en cm^3 . Por otro lado, los pluviógrafos consisten en un sistema de bandas con plumillas que permiten conocer la distribución temporal de la lluvia, la cual arroja un registro continuo. En la Figura 1 se puede observar el pluviómetro registrador (izquierda) y el pluviógrafo de cubeta basculante (derecha).



Fuente: Chow, 1998.

Figura 1. Instrumentos de medición de la precipitación.

2.2 Datos de precipitación más usados

- Lluvia diaria: Se obtiene del pluviómetro al hacer la medición de cada día, sobre las 8:00 am.
- Lluvia mensual: Es la suma de los datos diarios de cada mes.
- Lluvia anual: Es la suma de los datos diarios de los registros mensuales.
- Lluvias extremas para diferentes duraciones: El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH) , y más antiguamente el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y el Ministerio del Ambiente, publican los datos correspondientes a láminas de lluvias extremas para tiempos de 5, 10, 15, 30 y 60 minutos; y 3, 6, 9, 12 y 24 horas. Este último registro es empleado para el análisis de lluvias extremas para diferentes duraciones y para diferentes períodos de retorno.

3. Estimación de caudal

El caudal puede definirse como el volumen de agua que circula por el cauce de un río en un lugar y tiempo determinado. Básicamente representa el volumen de escorrentía de una cuenca hidrográfica y está constituido por el escurrimiento, es decir, por el exceso de agua proveniente de la precipitación que no se retiene y que circula sobre la superficie terrestre o debajo de ésta, hasta llegar a una corriente. Esto se genera en el momento en que la precipitación supera el índice de saturación del suelo y empiezan a fluir varias corrientes hasta formar un cauce principal. Durante este proceso, el agua va tomando diferentes tipos de escurrimientos, bien sea superficial, subsuperficial o subterráneo.

El escurrimiento superficial es la porción de la precipitación que en forma de lámina, circula sobre la superficie del suelo y que con el efecto de la gravedad, se dirige a los arroyos, canales, ríos, lagos u océanos. El escurrimiento subsuperficial es la parte de la precipitación que se infiltra en el suelo sin llegar al nivel freático y descarga desde la zona no saturada por medio de un drenaje lateral, durante e inmediatamente después de la lluvia, descargándose directamente a cauces fluviales o lagos. El escurrimiento subterráneo está constituido por la parte de flujo de agua que se forma principalmente por percolación profunda en los suelos.

4. Variables que caracterizan el escurrimiento

Las variables principales son:

Coefficiente de escurrimiento superficial: Relación que existe entre la precipitación que fluye superficialmente y la precipitación total, considerando que la parte superficial es menor que la precipitación total, descontando las pérdidas por evaporación y las abstracciones por infiltración, entre otros.

Período de retorno: puede definirse como el promedio de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada sea igualado o excedido.

Profundidad o tirante de agua: Altura de agua que alcanza un río, respecto de un punto de referencia establecido.

4.1 Tiempo de Concentración

Una de las principales variables que caracterizan el escurrimiento que debe ser detallada es el tiempo de concentración, el cual se define como el intervalo de tiempo que le toma a una gota de agua transitar el sistema hidráulico desde el momento que toca la superficie del suelo hasta el punto de estudio, se denomina tiempo de concentración, y éste está conformado por la suma de dos variables:

$$tc = tcs + tv$$

Donde,

- tc: tiempo de concentración.
- tcs: tiempo de concentración superficial.
- tv: tiempo de viaje.

El tiempo de concentración superficial es el tiempo que le toma a la gota de lluvia que cae en la superficie del suelo hasta el primer curso de agua definido, comenzando su tránsito a través de él. Después de esto, el tiempo que le toma transitar desde este punto hasta el punto de concentración, de le denomina tiempo de viaje.

El tiempo de concentración superficial se determina dividiendo la distancia que recorre la partícula de agua sobre la superficie con la velocidad a la que ésta realiza su recorrido, calculada como:

$$V_s = M\sqrt{S} [m/min]$$

Donde,

- M: Coeficiente variable de acuerdo a la cobertura vegetal.
- S: Pendiente media del terreno (valor decimal).

El tiempo de concentración superficial será:

$$t_{cs} = \Delta L / V_s$$

Donde,

- ΔL (m): Longitud de los elementos de escurrimiento superficial.

El tiempo de viaje puede ser estimado mediante la ecuación de Kirpich (Franceschi, 1984: p.76):

$$t_v = 0,0195 (L/\sqrt{S})^{0,77}$$

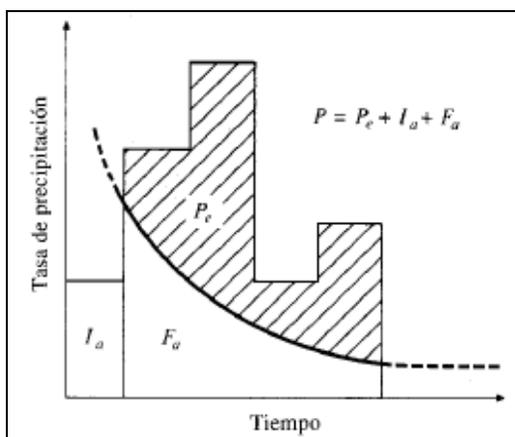
Donde,

- L (m): Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida.
- S: Pendiente promedio de la cuenca (valor decimal).

5. Abstracciones por infiltración

En la hidrología existen distintas metodologías para estimar las abstracciones por infiltración habiéndose seleccionado en este trabajo el método del Número de Curva del antiguo Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service) de los Estados Unidos el cual permite estimar las abstracciones de la lluvia total ocurrida durante una tormenta, pudiendo también ser utilizado en modelos de simulación hidrológica, donde se consideran tiempos más prolongados como días, semanas o meses. Parte de la premisa de que La lluvia efectiva (P_e) es siempre menor o igual que la lluvia ocurra (P).

Después que se inicia el proceso de escurrimiento superficial, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca (F_a), es menor o igual a la retención potencial máxima en ella (S). Al inicio de la tormenta, una fracción de ésta se convierte en abstracción antes de comenzar el proceso de escurrimiento superficial. Dicha fracción se denomina Abstracción Inicial (I_a). Por lo que el escurrimiento potencial es $P - I_a$. En la Figura 2 se muestran las variables utilizadas en este método, donde puede observarse gráficamente el comportamiento de las abstracciones por infiltración.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 2. Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS.

El método del SCS se basa en la hipótesis de que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P * Ia}$$

Por continuidad se tiene que:

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe, se obtiene:

$$Pe = \frac{(Pe - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

Al estudiar los resultados en muchas cuencas, se establece la siguiente la relación empírica.

$$Ia = 0,20S$$

Por lo que:

$$Pe = \frac{(Pe - 0,20S)^2}{P - 0,80S}$$

La ecuación anterior es la expresión básica para el cálculo de la precipitación efectiva generadora del escurrimiento superficial.

En este método interviene un parámetro que recibe el nombre de Número de Curva, el cual es adimensional, variado entre 0 y 100. El valor de cero corresponde a un suelo completamente permeable, donde toda el agua de lluvia se infiltra en el suelo. Por el contrario, el valor de cien, implica una superficie impermeable, donde toda lluvia se convierte en escurrimiento superficial.

El número de curva (NC) y la retención potencial máxima (S), se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{25400}{NC} - 254$$

Las condiciones de humedad antecedente han sido relacionadas con la cantidad de lluvia acumulada en los cinco días anteriores al evento considerado lo que se indica en la Tabla 1.

Tabla 1. Condiciones de humedad antecedente.

Condición	Lluvia acumulada (mm)
I	0-36
II	36-53
III	> 53

Fuente: Chow, 1998.

A partir de los valores de NC para (AMC II) es posible calcularlos para AMC I y AMC II.

$$NC(I) = \frac{4,20.NC(II)}{10 - 0,058.NC(II)} \quad NC(III) = \frac{23.NC(II)}{10 + 0,13.NC(II)}$$

Los números de curva (NC) han sido tabulados por el Soil Conservation Service, de acuerdo al tipo y uso del suelo.

Se definen cuatro grupos hidrológicos de suelo de acuerdo a su potencial de escurrimiento:

Grupo A (Bajo potencial de escurrimiento superficial): Suelos que tienen altas tasas de infiltración aun cuando estén muy húmedos. Corresponden con arenas o gravas profundas, bien o excesivamente drenadas.

Grupo B (Moderadamente bajo potencial de escurrimiento superficial): Suelos que tienen tasas de infiltración moderadas, cuando se encuentran muy húmedos. Corresponden con suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a drenados, suelos con texturas moderadamente gruesas a moderadamente finas y permeabilidad moderadamente lenta a rápida.

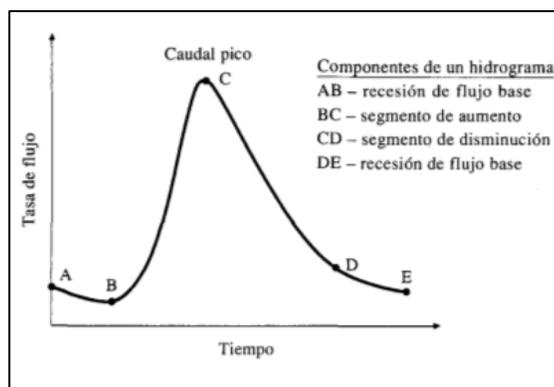
Grupo C (Moderadamente alto potencial de escurrimiento superficial): Suelos con infiltración lenta cuando muy húmedos. Consiste en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo. Suelos de textura moderadamente fina a fina y con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta.

Grupo D (Alto potencial de escurrimiento superficial): Suelos con infiltración muy lenta cuando muy húmedos. Consiste en suelos arcillosos con alto potencial de expansión y con nivel freático permanentemente alto. Puede ser también el caso de suelos poco profundo sobre material casi impermeable.

6. Hidrogramas

Un hidrograma se define como una tabla o grafica que muestra la variación del gasto en el tiempo, o bien una “expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular” (Chow, 1998: p.135).

En hidrogramas anuales, los caudales máximos se producen por eventos aislados como lluvias extremas, y ya que en la ingeniería hidráulica estos eventos son de gran importancia para el diseño de distintos tipos de obras, dichos eventos se discretizan mediante hidrogramas con intervalos de tiempo más cortos, a éstos se les denomina hidrogramas de crecidas. En la Figura 3 se muestra un hidrograma de crecida con sus distintos componentes como son los limbos ascendentes y descendentes, gasto máximo, tramos de recesión del flujo base, tiempo al pico, entre otros. En el hidrograma de crecida se identifican dos componentes que sumados generan el gasto total: el flujo base, gasto variable aportado por los suelos de la cuenca del cauce en función de sus condiciones estacionales, y la escorrentía directa, que corresponde al gasto aportado por la lluvia efectiva.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 3. Componentes de un hidrograma.

7. Método de Muskingum

El profesor Víctor Miguel Ponce, en su libro *Engineering Hidrology, Principles and Practices* (1989), el método se basa en la ecuación diferencial de almacenamiento, donde el hidrograma de entrada es amortiguado debido a las características de la cuenca, definido por los parámetros “K” y “x”; parámetros de tránsito en función de la longitud de alcance del canal, velocidad de la onda de crecida, así como características del flujo y canal, generando así un hidrograma de salida amortiguado.

El tránsito de hidrogramas (stream flow routing), es un procedimiento para determinar la magnitud del caudal en un punto de interés de una cuenca utilizando hidrogramas conocidos en uno o más puntos aguas arriba. Cuando el tránsito del hidrograma se calcula únicamente en un sitio particular en función del tiempo, se le conoce como tránsito agregado. El caso en el que el tránsito de hidrogramas se considere la variación del caudal como función del espacio y el tiempo, se conoce como Tránsito Distribuido o Tránsito Hidráulico. Ese es el caso de los modelos de tipo de onda cinemática, onda difusiva y onda dinámica. En el caso del presente trabajo se ha utilizado el método de Muskingum para el tránsito de hidrogramas producidos por la ocurrencia de crecidas.

Partiendo de la ecuación de continuidad con ocurrencia de almacenamiento:

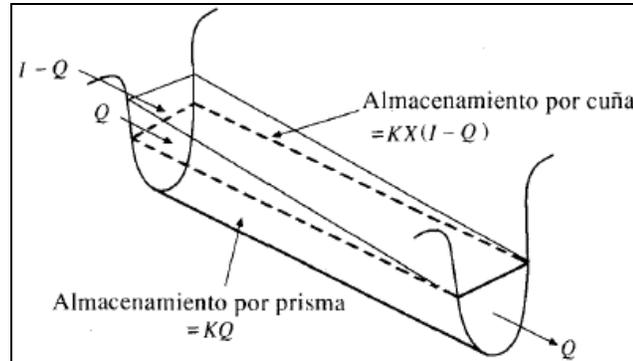
$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Donde,

- dS /dt : variación del almacenamiento de agua en el tiempo.
- $I(t)$: hidrograma afluente a un tramo de río (m^3/s).
- $Q(t)$: hidrograma efluente de un tramo de río. Gasto a calcular. (m^3/s).

Si el hidrograma de entrada $I(t)$ es conocido, la ecuación anterior no puede resolverse directamente para obtener el hidrograma de salida $Q(t)$, porque tanto Q como S , son incógnitas. Se requiere entonces una segunda ecuación llamada Función de Almacenamiento para relacionar I , S y Q . El acoplamiento de la función de continuidad y la función de almacenamiento proporcionan una combinación de dos ecuaciones y dos incógnitas.

Ese es el caso de tránsito de canales mediante tránsito agregado, cual es el caso del método de Muskingum, el cual permite manejar relaciones variables Caudal-Almacenamiento. El método de Muskingum modela el almacenamiento volumétrico de crecidas en un cauce de río mediante la combinación de almacenamientos en cuña y en prisma como se puede observar en la Figura 4.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 4. Muestra de tipos de almacenamientos en un río.

Durante el avance de la onda de crecida (hidrograma $I(t)$), el caudal de entrada es mayor que el de salida, ocurriendo así almacenamiento en cuña positivo. Durante la recesión del hidrograma de entrada, el caudal de salida es mayor que el de entrada, resultando así una cuña negativa. Adicionalmente existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal contante a lo largo de la longitud del canal prismático (se entiende por canal prismático, aquel que mantiene la forma y dimensiones de su sección transversal en un tramo dado).

Suponiendo que el área de sección transversal del flujo de crecida es directamente proporcional al caudal en la sección, el Volumen de Almacenamiento por Prisma es igual a KQ .

Donde,

- K : Coeficiente de proporcionalidad llamado Coeficiente de Almacenamiento (con unidades de tiempo); por su parte el volumen de almacenamiento en cuña es igual a:

$$Kx(I - Q)$$

Dónde,

- x : factor de ponderación en el rango $0 \leq x \leq 0,5$.

El almacenamiento total es por consiguiente:

$$S = KQ + Kx(I - Q)$$

La expresión anterior se reordena para dar la función de almacenamiento en el método de Muskingum:

$$S = K[xI + (1 - x)Q]$$

El valor de x depende del tipo de cuña:

Cuando $x=0$ si el almacenamiento es en un embalse (piscina nivelada). Es el caso de tránsito de hidrogramas de crecidas en embales. Donde $I(t)$ es el hidrograma que entra por la cola del embalse y $Q(t)$ es el hidrograma descargado por el aliviadero. El mayor valor de $Q(t)$ es el caudal con el que se diseña el aliviadero. El mayor valor de volumen almacenado se asocia con el nivel de aguas máximas y a ese valor se le agrega un borde libre que define la cota de cresta de la presa.

Cuando $x= 0,50$ Para una cuña completamente desarrollada.

Cuando $x= 0$ no existe cuña de almacenamiento y por consiguiente no existe Curva de Remanso, por ello se le conoce como el caso de piscina nivelada.

En cauces naturales x se encuentra entre 0 y 0,30 con un valor cercano a 0,20.

Considerando dos etapas de tiempo sucesivos se obtiene la siguiente expresión para el tránsito de hidrogramas en cauces de ríos:

$$Q(j + 1) = C_1I(j + 1) + C_2(Ij) + C_3(Qj)$$

Que es la ecuación de tránsito para el método de Muskingum.

Dónde:

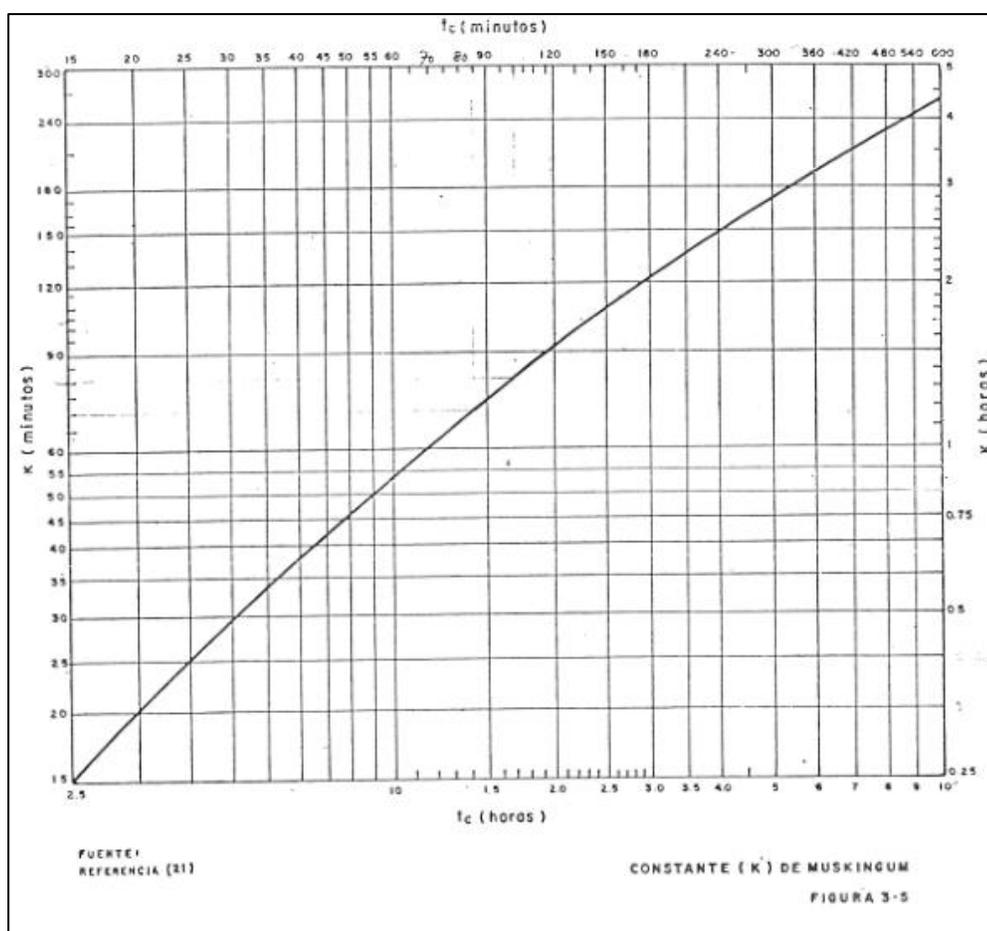
$$C_1 = \frac{\Delta t - 2Kx}{2K(1 - x) + \Delta t} \quad C_2 = \frac{\Delta t + 2Kx}{2K(1 - x) + \Delta t} \quad C_3 = \frac{2K(1 - x) - \Delta t}{2K(1 - x) + \Delta t}$$

Debiendo cumplirse que $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

En las ecuaciones anteriores, Δt corresponde al delta de tiempo de las ordenadas del hidrograma de entrada.

El valor de K (coeficiente de almacenamiento), se lee de la curva mostrada a continuación en el Gráfico 1.

Gráfico 1. Constante K de Muskingum.



Fuente: Franceschi, 1984.

8. Método de Clark

La transferencia del escurrimiento desde cualquier punto de la cuenca hasta su salida, puede ser modelado mediante la introducción de un hidrograma unitario distribuido en el tiempo, siendo el método propuesto por C.O. Clark en 1945, el más conocido. Éste fue creado con el objetivo de desarrollar un hidrograma unitario sintético que reflejara la influencia de la forma del área de drenaje y le permitiera modelar la respuesta de la lluvia en una cuenca, basando su técnica en un hidrograma de transferencia y un tránsito de almacenamiento lineal.

Cabe mencionar, que el hidrograma de la cuenca representa variaciones del escurrimiento superficial generado por la precipitación en función del tiempo. Se basa en la distribución de un volumen caído en la superficie por medio de líneas isócronas, curvas que unen puntos que poseen el mismo tiempo de concentración. Como se indicó este tiempo, es el que transcurre desde que una gota cualquiera de agua cae en el punto más lejano de la cuenca en estudio, hasta su llegada al punto de salida de la misma.

Franceschi (1983) considera el hidrograma total de una cuenca, como el conjunto de la suma de los hidrogramas de las subcuencas que la componen, tomando en cuenta los efectos de desfase y amortiguamiento del almacenamiento de la escorrentía. Esto quiere decir, que el hidrograma depende de las características físicas de la cuenca y de la lluvia efectiva que se genere sobre ésta, tomando en cuenta que la lluvia efectiva es el resultado de la lluvia total sobre la cuenca menos las pérdidas por la infiltración, evaporación y transpiración generadas por la vegetación.

9. Análisis de Frecuencia

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecidas y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El análisis de frecuencia intenta relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

Se supone que la información hidrológica analizada es independiente y está idénticamente distribuida, en donde el sistema hidrológico que la produce; como bien puede ser una tormenta, se considera estocástico, que no depende del tiempo y del espacio. La información hidrológica empleada debe seleccionarse de tal manera que se satisfagan las suposiciones de independencia y de distribución

idéntica. Normalmente esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable analizada, con la expectativa de que observaciones sucesivas de la misma variable sean independientes de un año a otro.

Los resultados del análisis de frecuencia de crecidas, pueden utilizarse en ingeniería para muchos propósitos: diseño de presas, puentes, estructuras de control de crecidas, delinear planicies de inundación y determinar el efecto de invasiones o construcciones en éstas.

10. Estadística Hidrológica

Su objetivo es caracterizar un gran conjunto de datos a través de un pequeño conjunto. Se presenta a continuación en la Tabla 2, algunos de los parámetros estadísticos más utilizados en hidrología.

Tabla 2. Parámetros Estadísticos más comunes.

	Definición	Parámetro de la población	Estadísticos de la muestra
Media Aritmética	Primer momento alrededor del origen de la variable aleatoria o tendencia central de la distribución de probabilidad	$E(X) = \mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n xi$
Varianza	Indicador de la variabilidad de los valores de la muestra o población	$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2$
Desviación Estándar	Indicador de la dispersión o compacidad de los valores de la muestra o población	$\sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{1/2}$	$s = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
Coficiente de Asimetría	Indicador de la simetría de la distribución de probabilidad alrededor de la media de la misma	$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

Fuente: Chow, 1998.

Un proceso hidrológico puede ser descrito por una variable aleatoria ajustada a una distribución de probabilidad, dicha distribución determinará la probabilidad de que al ser observada la magnitud de esta variable aleatoria pertenezca a un rango definido de valores.

A un conjunto de observaciones de una variable aleatoria se le denomina muestra, si dicha muestra está conformada por n observaciones que a su vez contiene na observaciones pertenecientes al rango de valores “A”, entonces la frecuencia relativa del rango de valores “A” será la relación entre “ na ” y “ n ”.

A medida que el número de observaciones sea mayor, dicha frecuencia relativa de “A” se aproximará a la probabilidad de observación del evento dentro del rango “A”, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{na}{n}$$

11. Funciones de frecuencia y probabilidad

La suma de los valores arrojados por funciones de frecuencias relativas hasta un punto determinado “ i ” (valor final del conjunto), es denominada la función de frecuencia relativa acumulada, y será la probabilidad de que una observación de la variable aleatoria sea menor o igual, al valor de “ x_i ”:

$$Fs(x_i) = \sum_{j=1}^i fs(x_j)$$

Esta ecuación se encuentra delimitada por el número de observaciones que tenga la muestra dada, mientras este número de observaciones sea de mayor o menor tamaño se podrán generar funciones de frecuencia y de probabilidad que describan con mayor exactitud la población muestral; esto es, si tomamos un número de observaciones $n \rightarrow \infty$ y un intervalo $\Delta x \rightarrow 0$, el límite de la función de frecuencia relativa dividido entre dicho intervalo será la función de densidad de probabilidad $f(x)$:

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{fs(x)}{\Delta x}$$

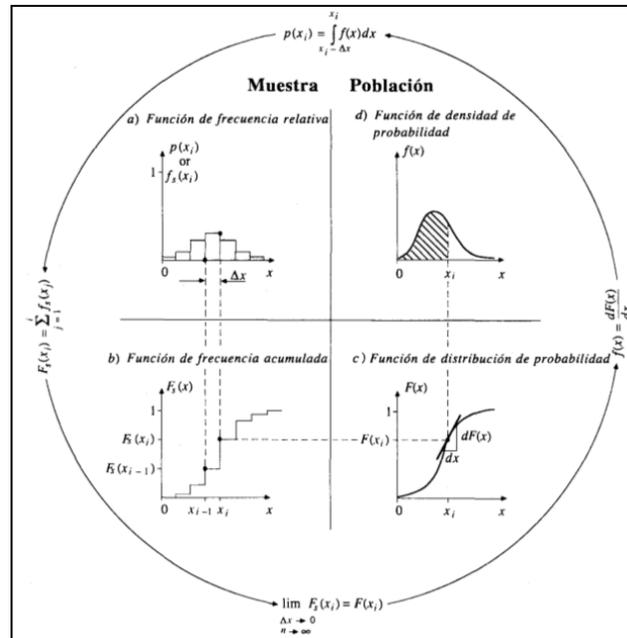
Este mismo procedimiento aplicado a la función de frecuencia acumulada generará la función de distribución de probabilidad $F(x)$:

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} Fs(x)$$

Para un valor dado de “ x ”, $F(x)$ será la probabilidad acumulada $P(X \leq x)$, entonces esta función representa la probabilidad de ocurrencia de un valor de la variable aleatoria, y en el campo de la

hidrología servirá para agrupar y estimar un gran número de observaciones hidrológicas bajo dicha función.

En la Figura 5 se muestran funciones de frecuencia para una muestra de datos y la distribución de probabilidad para la población a la que pertenecen los datos disponibles.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 5. Funciones de frecuencia para la muestra y funciones de probabilidad para la población.

12. Distribución de Valores Extremos

El estudio de eventos hidrológicos incluye la selección de una secuencia de observaciones máximas o mínimas de una serie histórica de datos. Por ejemplo, el estudio de los caudales picos medidos en una estación hidrométrica, utiliza solamente el máximo caudal registrado cada año entre muchos miles de valores medidos. Debido a que estas observaciones se localizan en la cola extrema de la distribución de probabilidad de todas las observaciones de la cual se extraen (la población matriz), no es sorprendente que su distribución de probabilidad sea diferente a aquella de la población matriz.

En este trabajo se utilizan tres formas o métodos para el cálculo de distribución de valores extremos: Tipo I (Gumbel), Tipo III (Pearson y Log-Pearson). Advirtiéndose que en la hidrología existe una cantidad mucho mayor de distribuciones par el análisis de eventos extremos máximos.

12.1 Distribución Gumbel (distribución Tipo I)

Corresponde a una doble exponencial.

$$P = e^{(-e)^{-y}}$$

Donde,

- P: Probabilidad de no ocurrencia de un evento.
- e: Base de logaritmo neperiano.
- y: Variable reducida de Gumbel (VRG), la cual es función del período de retorno.

Al aplicar logaritmos neperianos en la ecuación anterior se obtiene:

$$y = -\ln(-\ln(P)) \quad o \quad y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right)$$

La ecuación anterior permite calcular el valor de la variable reducida de Gumbel en función de diferentes períodos de retorno.

En la Tabla 3, se muestran valores de la variable reducida de Gumbel en función de diferentes períodos de retorno.

Tabla 3. Valores de la variable reducida de Gumbel.

Tr (años)	y	Tr (años)	y
1.58	0.000	20	2.970
2.00	0.367	25	3.199
2.33	0.579	50	3.902
5	1.500	100	4.600
10	2.250	200	5.296
15	2.575	500	6.214

Fuente: Bolinaga, 1979.

La magnitud X_t de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación Δx_t de la variable con respecto a la media (Chow, 1951).

$$X_t = \mu + \Delta x_t$$

Esta desviación respecto a la media, puede igualarse al producto de la desviación estándar σ y el factor de frecuencia K_t ; es decir, $\Delta x_t = K_t \sigma$. La desviación Δx_t y el factor de frecuencia K_t son funciones del período de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. Por consiguiente la ecuación puede expresarse como:

$$X_t = \mu + K_t \sigma \quad \text{o} \quad X_t = K_t S$$

Esta ecuación del factor de frecuencia o ecuación general de extremos de Chow (1951), se aplica a muchas distribuciones de probabilidad utilizadas en el análisis de frecuencia hidrológica. En este método el factor de frecuencia puede calcularse como:

$$K = \frac{y - y_n}{S_n}$$

Siendo " y_n " y " S_n ", factores que dependen de la longitud de registros de la muestra utilizada, en la Tabla 4 se muestran estos valores.

Mediante la utilización de este método es posible también, el análisis de lluvias extremas para la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia e Intensidad-Duración-Frecuencia.

Tabla 4. Valores de Y_n y S_n para distribuciones tipo Gumbel.

TABLA 6-5 - DISTRIBUCION DE GUMBEL - VALORES DE Y_n Y S_n								
$n^{(*)}$	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n
10	0,4987	0,9573	35	0,5403	1,1295	60	0,5521	1,1747
11	0,5008	0,9735	36	0,5410	1,1313	61	0,5524	1,1759
12	0,5043	0,9870	37	0,5418	1,1339	62	0,5527	1,1770
13	0,5075	0,9994	38	0,5424	1,1363	63	0,5530	1,1782
14	0,5103	1,0105	39	0,5430	1,1388	64	0,5533	1,1793
15	0,5128	1,0206	40	0,5436	1,1413	65	0,5535	1,1803
16	0,5152	1,0303	41	0,5442	1,1436	66	0,5538	1,1814
17	0,5175	1,0392	42	0,5448	1,1458	67	0,5540	1,1824
18	0,5196	1,0475	43	0,5453	1,1480	68	0,5543	1,1834
19	0,5214	1,0553	44	0,5458	1,1499	69	0,5545	1,1844
20	0,5236	1,0628	45	0,5463	1,1519	70	0,5548	1,1854
21	0,5252	1,0696	46	0,5468	1,1538	71	0,5550	1,1865
22	0,5268	1,0754	47	0,5473	1,1557	72	0,5552	1,1873
23	0,5283	1,0811	48	0,5477	1,1574	73	0,5555	1,1881
24	0,5296	1,0864	49	0,5481	1,1590	74	0,5557	1,1890
25	0,5309	1,0915	50	0,5485	1,1607	75	0,5559	1,1895
26	0,5320	1,0961	51	0,5489	1,1623	76	0,5561	1,1906
27	0,5332	1,1004	52	0,5493	1,1638	77	0,5563	1,1915
28	0,5343	1,1047	53	0,5497	1,1658	78	0,5565	1,1923
29	0,5353	1,1086	54	0,5501	1,1667	79	0,5567	1,1930
30	0,5362	1,1124	55	0,5504	1,1681	80	0,5569	1,1938
31	0,5371	1,1159	56	0,5508	1,1696	81	0,5570	1,1945
32	0,5380	1,1193	57	0,5511	1,1708	82	0,5572	1,1953
33	0,5388	1,1226	58	0,5515	1,1721	83	0,5574	1,1960
34	0,5396	1,1255	59	0,5518	1,1734	84	0,5576	1,1967

Fuente: Bolinaga, 1979.

12.2 Distribución Pearson Tipo III y Log-Pearson Tipo III

Para las distribuciones Pearson Tipo III y Log-Pearson Tipo III, se calcularán factores de frecuencia mediante las siguientes ecuaciones:

$$Kt = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

$$k = Cs/6$$

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (0 < p \leq 0.5)$$

Donde,

- Cs: Coeficiente de asimetría de los datos históricos.
- Z: Variable normal estándar.
- w: Variable intermedia.
- p: Probabilidad de excedencia.

En el caso de que $p > 0,5$, se sustituye p por p-1 en el cálculo de la variable intermedia w.

Es necesario acotar que antes de realizar el ajuste de los datos disponibles en las estaciones hidrométricas, se realizará una prueba de datos dudosos según la metodología establecida en el Water Resources Council (1981), pues ésta establece un límite numérico superior e inferior. Cualquier valor histórico que no pertenezca al dominio delimitado por ambos límites puede ser considerado como dudoso.

Límite superior:

$$y_H = \bar{y} + K_n \cdot s_y$$

Límite inferior:

$$y_L = \bar{y} - K_n \cdot s_y$$

Donde,

- y_H : Umbral de dato dudoso alto.
- y_L : Umbral de dato dudoso bajo.
- \bar{y} : Media aritmética de los datos históricos.
- s_y : Desviación estándar de los datos históricos.
- K_n : Valor dependiente del tamaño de la muestra, tal como se presenta en la Tabla 5.

Tabla 5. Valores de K_n , para la determinación de datos dudosos.

TABLA 12.5.3
Valores K_n para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de K_n de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

Fuente: Chow (1998).

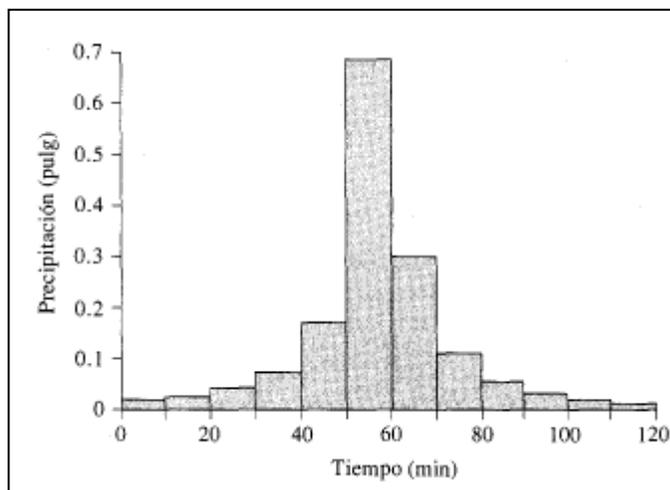
13. Hietogramas de lluvia

Un hietograma es un gráfico que relaciona la profundidad o intensidad de la lluvia con el tiempo. Puede ser de manera discreta en intervalos de tiempo determinados o de manera acumulada sumando las láminas de lluvia de forma sucesiva.

13.1 Método de los bloques alternos

Es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva profundidad-duración-frecuencia. Este hietograma especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo. Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal, de modo que la profundidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d , y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente a la derecha y a la izquierda del bloque central, formando el hietograma de diseño como se muestra en el Gráfico 2.

Gráfico 2. Ejemplo de hietograma de lluvia total.



Fuente: Chow, 1998.

14. Precipitación Máxima Probable (PMP)

Es conveniente aclarar previamente que el nombre de “Precipitación Máxima Probable” es un término confuso que se presta a la errónea interpretación de que se trata de la máxima tormenta en cuanto a profundidad de lluvia para una duración que podría jamás ser excedida en una cierta localidad. Lo anterior, obviamente no tiene mayor sentido y de lo que se trata, es de establecer un cierto límite más o menos racional con respecto a eventos ya en sí mismos de carácter extremo. Este límite por necesidad envuelve criterios subjetivos de algún tipo.

La bondad de este u otro tipo de método para estimar la PMP no puede desligarse de la superposición de dicha lluvia a una cuenca en particular, para calcular así la llamada Crecida Máxima Probable, CMP, que es el resultado de la respuesta de una cuenca a la PMP. En dicha respuesta, no solamente importan las características del pico de la descarga, sino también el volumen de la misma, a través del hidrograma resultante.

La Precipitación Máxima Probable suele calcularse de acuerdo a dos procedimientos: el método estadístico y los métodos determinísticos para este trabajo se utiliza el método estadístico.

La información de tormentas ocurridas en la zona y los análisis meteorológicos son utilizados en los métodos determinísticos para el cálculo de la PMP. Dicho método usa una combinación de modelaje físico

y una serie de parámetros meteorológicos que deben ser estimados. El modelaje físico supone que la precipitación puede expresarse como el resultado del suministro de humedad y del efecto de la eficiencia mecánica de la tormenta del patrón de vientos actuante. Los modelos tratan entonces de maximizar la combinación más efectiva de los diferentes parámetros en cuanto a la cantidad de precipitación que pueda producir una tormenta. La información de tormentas ocurridas en la zona y los análisis meteorológicos son utilizados para transponer tormentas entre diferentes regiones.

En Venezuela, existe muy poca información meteorológica de tormentas como para definir y cuantificar las causales de las grandes tormentas ocurridas del pasado. La red de estaciones de precipitación es más extensa que la red meteorológica. Por esta razón, en este trabajo solo se procesa información de precipitación necesaria para el análisis de la PMP con el método estadístico.

14.1 Método Estadístico

Este procedimiento está basado en la información de lluvias máximas ocurridas en la zona de estudio.

A continuación, se describe el método estadístico modificado por Hershfield (1971), el cual se basa en la ecuación de análisis de eventos extremos desarrollada por Chow (1951).

$$X_t = X_m + K_t * S * m$$

Donde,

- X_t : Precipitación asociada a un cierto período de retorno.
- K_t : Factor de frecuencia correspondiente a un cierto período de retorno.
- X_m : Valor promedio de la precipitación máxima anual.
- S_m : Desviación estándar de la precipitación máxima anual.

El factor de frecuencia “ K_t ”, depende del tamaño de la muestra, del intervalo de registros de lluvia y de los valores máximos observados en los datos.

El método de Hershfield procede de la manera que se describe a continuación.

La variable Kt es estimada individualmente para las diferentes estaciones de lluvia de la región, la cual se denominará a partir de ahora, K . Para esto se fija una duración, por ejemplo 24 horas, y de la serie de valores extremos anuales de lluvia en 24 horas, se calcula el promedio Xm y la desviación estándar Sm , omitiendo en el cálculo a la lluvia máxima, $Xmáx$ observada en la serie anterior. De estos valores se calcula la K obtenida de la diferencia entre el valor de la lluvia omitido y el promedio Xm , dividida entre la desviación Sm .

$$K = \frac{X_{máx} - X(n - m)}{S(n - m)}$$

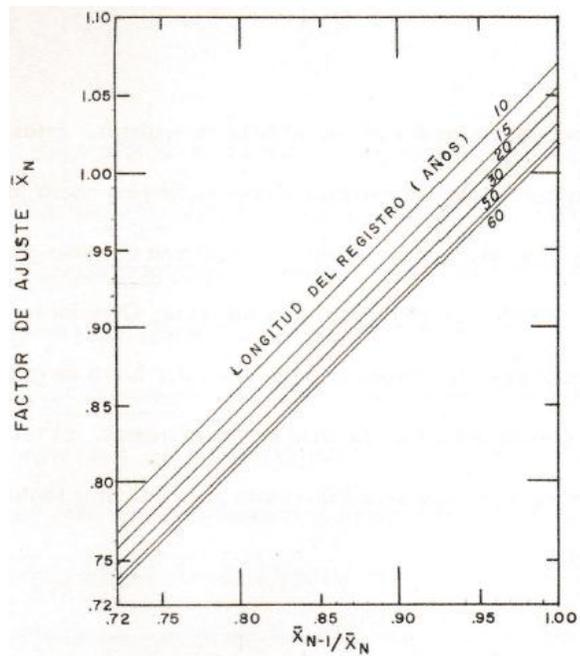
Donde,

- X_{n-m} : Media de la lluvia para una duración dada, omitiendo en el cálculo, la lluvia máxima registrada en esa duración.
- S_{n-m} : Desviación de la lluvia para una duración dada, omitiendo la lluvia máxima registrada en esa duración.
- $X_{máx}$: Lámina Máxima registrada para una determinada duración de lluvia. Valor omitido en el cálculo de X_{n-m} y S_{n-m} .

El método de Hershfield busca estimar valores de K de diseño que sean superiores a los calculados con la ecuación propuesta por Chow (1951).

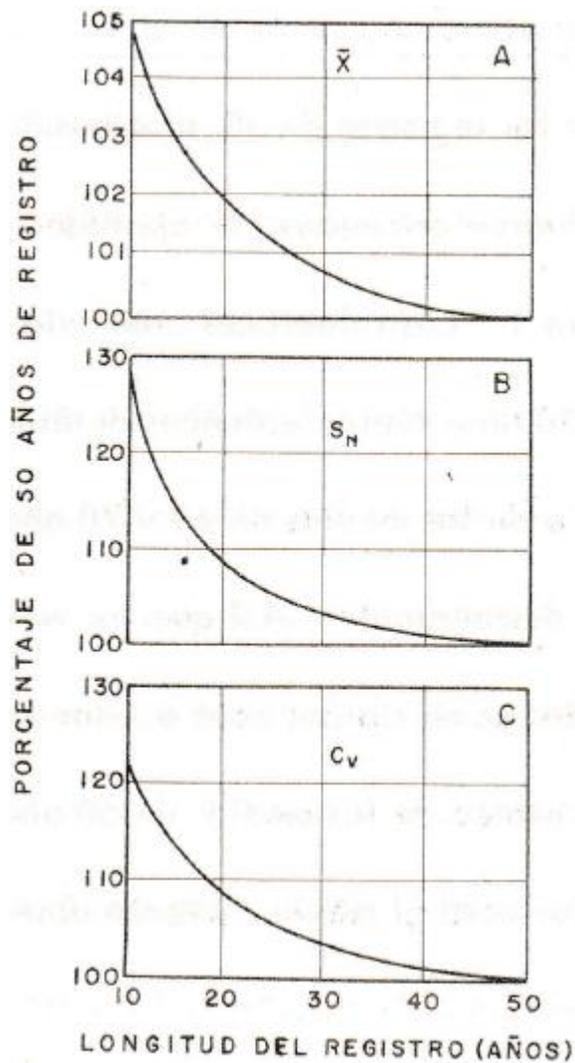
Se calculan las láminas de lluvia correspondiente a la Precipitación Máxima Probable en cada estación y para cada duración. Se necesitan a su vez, valores correspondientes a factores identificados como: $f1x$, $f2x$, $f1s$, $f2s$. Dichos factores son empleados para corregir a la media y a la desviación estándar por presencia en la muestra de láminas máximas y por el número de años registrados. A continuación se muestran las gráficas empleadas a los efectos de corregir los estadísticos. Los valores de ajuste del método estadístico se muestran en los Gráficos 3,4 y 5.

Gráfico 3. Ajuste de la media para la precipitación máxima.



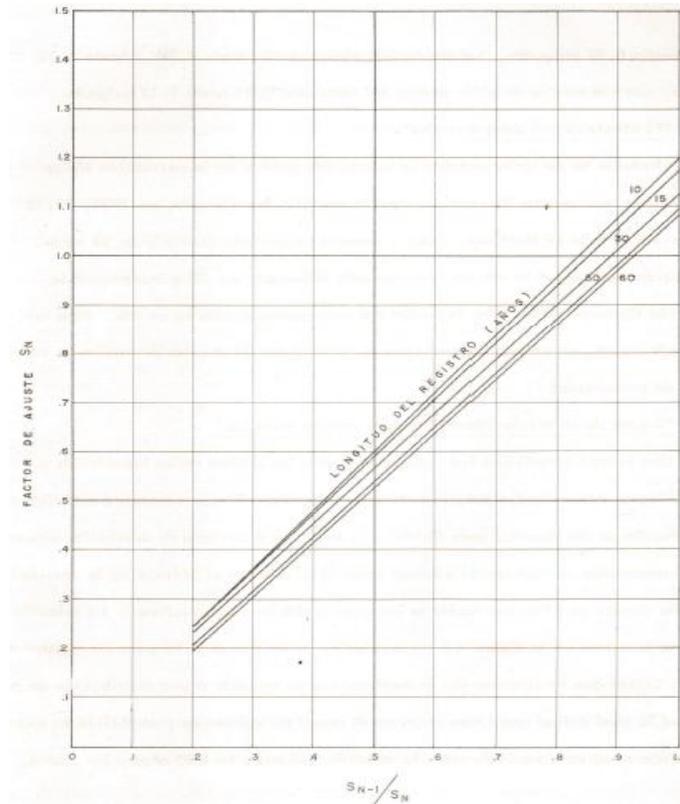
Fuente: Hershfield, 1961.

Gráfico 4. Diagramas de ajuste para tamaños de las muestras para media, desviación estándar, y coeficiente de variación.



Fuente: Hershfield, 1961.

Gráfico 5. Diagrama para ajustar la desviación estándar por la precipitación máxima observada.



Fuente: Hershfield, 1961.

En definitiva, la precipitación máxima probable se calcula como:

$$PMPd = f_{1x}f_{2x}X_m + Kf_{1s}f_{2s}S_m$$

15. Estudio de tránsito de crecidas

El estudio de tránsito de crecidas es necesario en un análisis de riesgo para analizar el escenario hidrológico. Su objetivo es conocer la respuesta del sistema presa-embalse frente a las solicitaciones hidrológicas mediante el cálculo del régimen de caudales evacuados por la presa hacia aguas abajo en función del tiempo, así como los niveles alcanzados en el embalse.

Estimaciones de caudales o niveles de agua en puntos importantes de sistemas de canales, pueden obtenerse utilizando un modelo de tránsito distribuido de caudales. Este tipo de modelos está basado en

ecuaciones diferenciales parciales por medio de la ecuación de Saint-Venant para flujo unidimensional que permiten el cálculo de caudal y del nivel agua como funciones del espacio y del tiempo.

El cálculo del nivel de agua asociado a una determinada crecida es necesario porque este nivel permite delinear la planicie de inundación y determina la altura requerida por estructuras tales como puentes y diques; de la misma forma el cálculo de los caudales es importante para determinar el nivel de agua y para estimar el hidrograma de flujo de entrada en el diseño de cualquier estructura de almacenamiento de la crecida, como el caso de un embalse.

16. Ecuaciones de Saint-Venant

Las siguientes suposiciones son necesarias para deducir las ecuaciones de Saint-Venant:

- El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal del canal. Esto implica que la velocidad del agua es constante y que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje longitudinal del canal.
- Se supone que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse (Chow, 1959).
- El eje longitudinal del canal es aproximadamente una línea recta.
- La pendiente de fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo; efectos de socavación y deposición son despreciables.
- Coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que relaciones tales como la ecuación de Manning, pueden utilizarse para describir efectos de resistencia.
- El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo.

Las ecuaciones de Saint-Venant tienen varias formas simplificadas, cada una de las cuales define un modelo de tránsito distribuido unidimensional. La ecuación de momentum consta de términos para los procesos físicos que gobiernan el flujo de momentum; entre ellos están el término de aceleración local, de aceleración convectiva, de fuerza de presión, de fuerza gravitacional y fricción.

Como se observa en la Tabla 6, se producen modelos de tránsito distribuido alternativos al utilizar la ecuación de continuidad completa, ya al eliminar algunos términos de la ecuación de momentum.

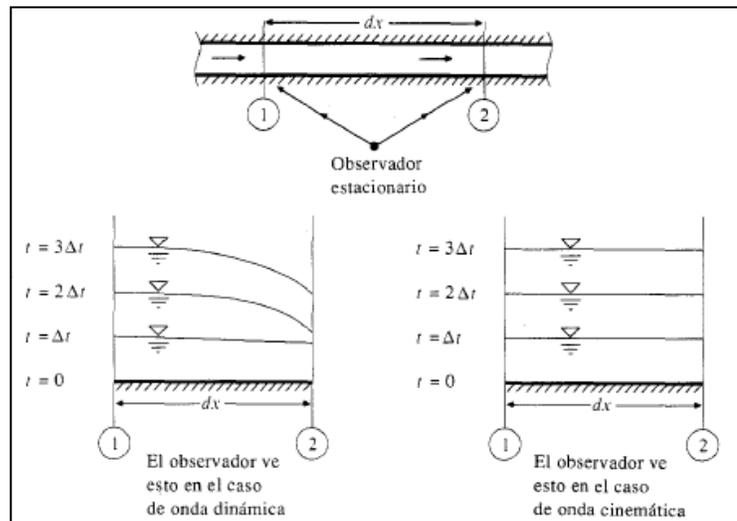
Tabla 6. Resumen de ecuaciones de Saint-Venant.

<i>Ecuación de continuidad</i>				
Forma conservativa		$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$		
Forma no conservativa		$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$		
<i>Ecuación de momentum</i>				
Forma conservativa				
$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$				
Término de aceleración local	Término de aceleración convectiva	Término de fuerza de presión	Término de fuerza gravitacional	Término de fuerza de fricción
Forma no conservativa (elemento de ancho unitario)				
$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$				
			Onda cinemática	
			Onda de difusión	
			Onda dinámica	
* Despreciando flujo lateral, cortante por viento, pérdidas por corrientes de <i>eddy</i> y suponiendo que $\beta = 1$.				

Fuente: Chow, 1998.

17. Movimiento de ondas

Las ondas cinemáticas dominan el flujo cuando las fuerzas inerciales y de presión no son importantes. Las ondas dinámicas dominan el flujo cuando estas fuerzas son importantes. En una onda cinemática, las fuerzas de gravedad y fricción están balanceadas de tal manera que el flujo no acelera apreciablemente. En la Figura 6 se ilustra la diferencia entre ambos tipos de onda en un elemento diferencial.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 6. Ondas cinemáticas y dinámicas en un tramo corto de un canal vistas por un observador estacionario.

Los métodos de tránsito unidimensionales se clasifican como tránsito de la onda cinemática, de difusión y de onda dinámica. Como se indicó, las ondas cinemáticas dominan el flujo cuando las fuerzas inerciales y de presión son poco importantes, es decir, cuando la fuerza gravitacional del flujo está balanceada por la fuerza de la resistencia a la fricción.

La aproximación de la onda cinemática es útil para aplicaciones en las cuales la pendiente del canal es alta y los efectos de remanso son despreciables. Cuando las fuerzas de presión se vuelven importantes pero las fuerzas inerciales siguen siendo poco importantes, es aplicable un modelo de onda difusiva. Ambos son útiles para describir la propagación de ondas aguas abajo en cauces con pendientes altas mayores a 0,01% y no existen ondas propagándose aguas arriba debido a perturbaciones tales como mareas, flujos tributarios u operación de embalses.

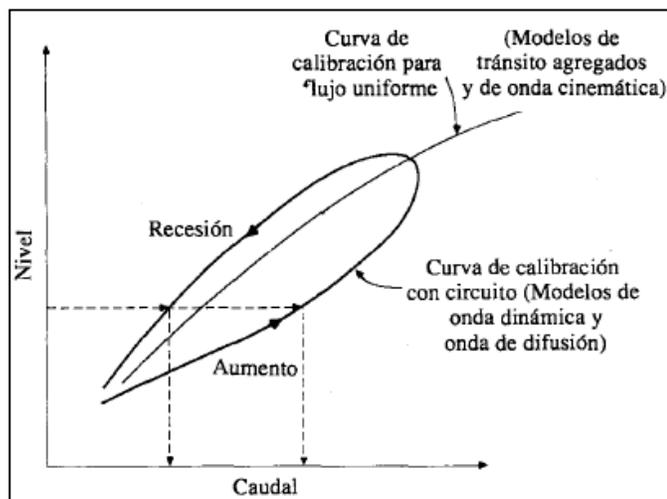
18. Tránsito de onda dinámica

Cuando tanto las fuerzas inerciales como las de presión son importantes, tal como ocurre en ríos de pendiente baja, con efectos de remando de perturbaciones aguas abajo que no son despreciables, es necesario el término de fuerza inercial y de presión en la ecuación de momentum. Bajo estas circunstancias se requiere el método de tránsito de onda dinámica, el cual involucra la solución numérica de la ecuación de Saint-Venant considerando todos sus términos.

18.1 Relaciones dinámicas de profundidad canal

El flujo uniforme ocurre cuando la pendiente del río es igual a la pendiente de fricción $S_o = S_f$ y todos los otros términos son despreciables, de tal manera que la relación entre el caudal y la profundidad de agua es biunívoca, deducida por la ecuación de Manning, tal como se muestra en el Gráfico 9. Cuando otros términos en la ecuación de momentum no son despreciables, dicha relación no es biunívoca, tal como se muestra por la otra curva del Gráfico 6, pues la profundidad no es simplemente función del caudal sino también de una pendiente variable de la línea de energía.

Gráfico 6. Curvas de calibración.



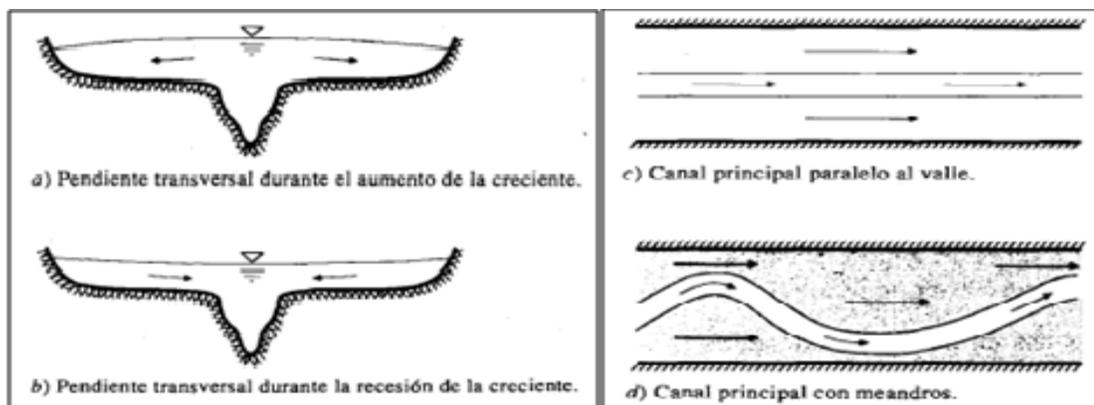
Fuente: Chow, 1998.

La propagación del flujo en cauces de ríos es compleja por diversos factores: uniones y tributarios, variaciones en la sección transversal, áreas inundadas y meandros en el río. La interacción entre el canal

principal y la planicie de inundación es uno de los factores más importantes que afectan la propagación de crecidas.

La planicie de inundación tiene un efecto en la celeridad de la onda, pues la onda de crecida se mueve más lento en el valle inundado que en cauce principal. Esta diferencia entre celeridades dispersa la onda de crecida y produce flujo desde el canal principal hacia la planicie de inundación durante el ascenso de la crecida, creando una pendiente transversal en la superficie del agua hacia afuera del canal. Durante la disminución de la crecida, la pendiente transversal se invierte desde el valle inundado hacia el canal principal, como se observa en la Figura 7 (a y b).

Los ejes longitudinales del canal principal y del valle de la planicie de inundación raramente son paralelos, complicándose aún más en un río con meandros. En una crecida lo suficientemente grande, el flujo se vuelve paralelo al eje del valle, como se observa en la Figura 7 (c y d).



Fuente: Chow, 1998.

Figura 7. Aspectos del flujo en ríos naturales.

18.2 Modelo implícito de onda dinámica

Los modelos implícitos de diferencias finitas avanzan la solución de las ecuaciones de Saint-Venant desde una línea de tiempo hasta la siguiente, simultáneamente para todos los puntos a lo largo de la línea del tiempo. Los métodos implícitos se desarrollaron por la limitación en el tamaño del intervalo del tiempo requerido para la estabilidad numérica de los métodos explícitos.

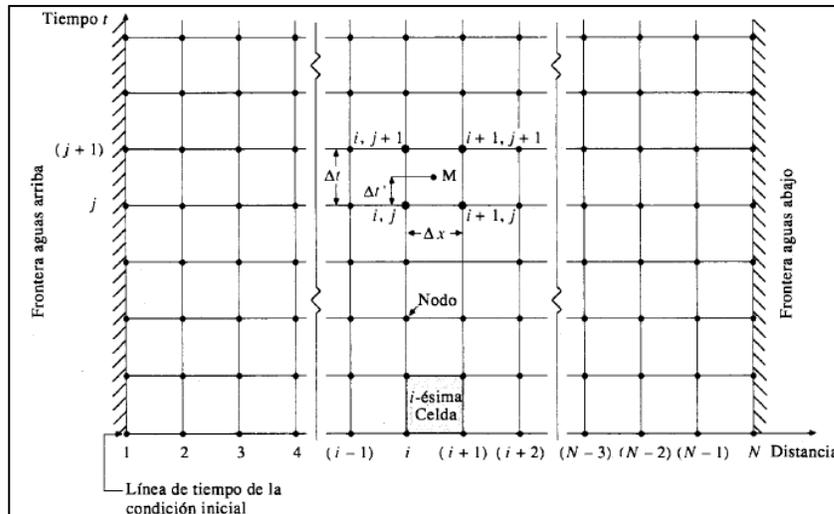
El esquema implícito de diferencias finitas usa un método ponderado de cuatro puntos entre líneas de tiempo adyacente en un punto M, tal como se muestra en el Gráfico 7. Si una variable que describe el flujo, se denota por u , su derivada temporal se aproxima promediando los valores de las diferencias finitas en los puntos de distancia i e $i+1$. La aproximación para el punto M localizado en la mitad entre i e $(i+1)$ es:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{u_i^{j+1} + u_{i+1}^{j+1} - u_i^j - u_{i+1}^j}{2 \Delta t}$$

Para estimar la derivada espacial $\partial u / \partial x$ y la variable u se adopta un método diferente: para la derivada espacial, los términos de diferencias entre las líneas de tiempo j y $(j+1)$ se calculan aplicándoles un factor de ponderación θ :

$$\frac{\partial u}{\partial x} \approx \theta \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{u_{i+1}^j - u_i^j}{\Delta x}$$

Gráfico 7. Plano de solución $x-t$.



Fuente: Chow, 1998.

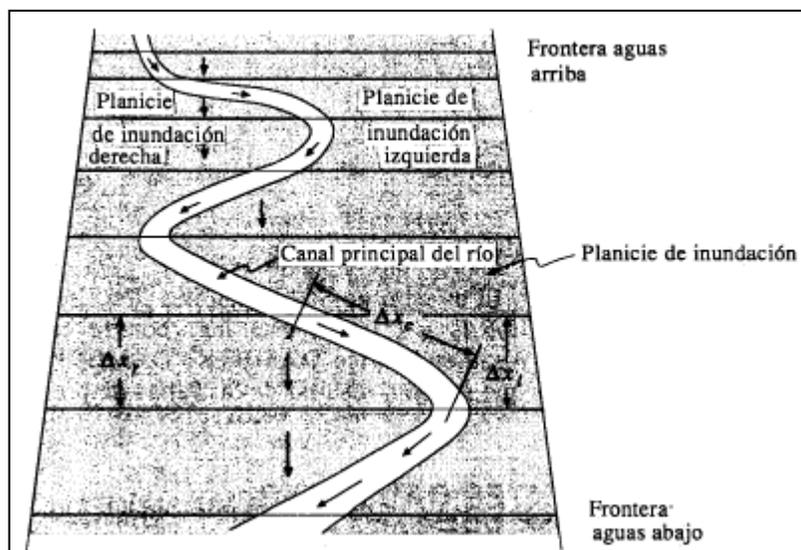
Un esquema que utiliza $\theta = 0,5$ se conoce como el esquema de caja. Cuando $\theta = 0$, el punto M se localiza en la línea de tiempo j y el esquema es completamente explícito, mientras que un valor de $\theta = 1$ se utiliza en un esquema completamente implícito con M localizado en la línea de tiempo $(j+1)$. Los esquemas implícitos son aquellos con θ entre 0,5 y 1,0. Fread (1973) recomienda un valor de 0,55 a 0,60.

Una diferencia importante entre los métodos explícitos e implícitos es que los segundos son incondicionalmente estables para cualquier intervalo de tiempo, mientras que los primeros son estables sólo para intervalos menores que un valor crítico determinado por la condición de Courant. Fread (1973a, 1974a) demostró que el esquema ponderado de cuatro puntos es incondicional y linealmente estable para cualquier intervalo de tiempo si $0,5 \leq \theta \leq 1,0$. Este esquema tiene una aproximación de segundo orden cuando $\theta=0,5$ y una aproximación de primer orden cuando $\theta=1,0$.

19. Tránsito de crecidas en ríos con meandros

El modelo de onda dinámica desarrollado en la sección previa puede ampliarse, considerando el tránsito de crecidas a través de ríos con meandros y llanuras de inundación amplia, como se presenta en la Figura 8. El flujo no permanente en este tipo de ríos se complica por los siguientes factores:

- Diferencias entre las resistencias hidráulicas entre el canal principal y la planicie de inundación.
- Variación en la geometría de las secciones transversales del canal y la planicie.
- Efectos de corto circuito, donde el flujo se aleja del canal principal buscando una ruta más directa a través de la planicie.
- Porciones de la planicie de inundación que actúan como áreas de almacenamiento muerto o inefectivo, donde la velocidad de flujo es despreciable.
- El efecto en las pérdidas de energía causadas por la interacción de flujos entre el canal principal y la planicie de inundación, dependiendo de la dirección del intercambio lateral del flujo.
- Debido a estas diferencias, la atenuación y el tiempo del tránsito de flujo en el canal pueden ser significativamente diferentes del flujo en la planicie de inundación.



Fuente: Chow, 1998.

Figura 8. Ríos con meandros en una llanura de inundación.

20. Tránsito de crecidas causadas por rotura de presas

El pronóstico de crecidas violentas originadas por fallas de presas, es una aplicación para el uso del tránsito de crecidas que ha recibido atención en los últimos 40 años. Existen modelos que poseen tres componentes: descripción temporal y geométrica de la brecha que se forma en el cuerpo de la presa; cálculo del hidrograma de salida a través de la brecha; tránsito aguas abajo del hidrograma de salida a través de la brecha.

21. Estimación de parámetros de la brecha de la presa

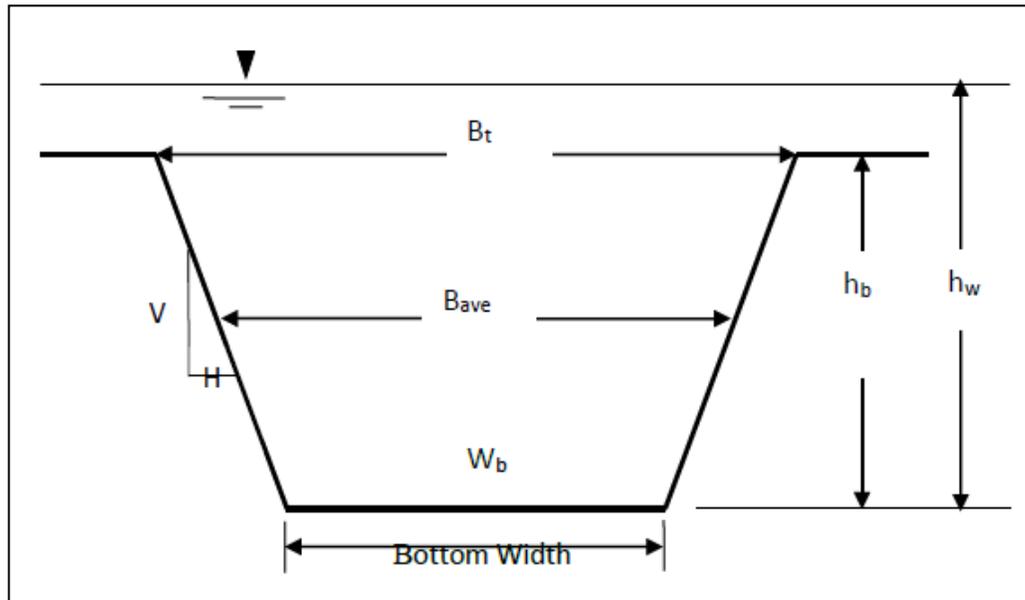
La estimación del lugar, dimensiones y tiempo de falla de la presa son cruciales en etapas de valoración del riesgo potencial que representa una presa. Esto es especialmente tomado en cuenta cuando la ruptura de presas conlleva a pérdidas de vidas y afectaciones económicas.

Las dimensiones y desarrollo de la brecha deben ser estimadas para cada tipo de falla evaluada. Entre los mecanismos que pueden generar la ruptura de una presa se pueden considerar los siguientes: eventos de inundación, tubificación, deslizamiento del terreno, sismo, falla de fundación, falla estructural, falla de equipos, falla de la presa aguas arriba, rápida reducción de niveles del embalse, sabotaje y eliminación planificada. Para efectos de este trabajo de investigación se realizan fallas por aliviadero y por sobrevertido.

21.1 Dimensiones de la brecha

La descripción física de la brecha consiste en estimar su altura y ancho, así como la pendiente de los taludes laterales (Figura 9). Varios investigadores han desarrollado ecuaciones para calcular las dimensiones de la brecha, así como el tiempo de falla de la presa. Estas ecuaciones son utilizadas frecuentemente en estudios de seguridad y se presentan a continuación:

- Froehlich (1995^a).
- Froehlich (2008).
- MacDonald y Langridge-Monopolis (1984).
- Von Thun y Gillette (1990).



Fuente: manual de aplicación de HEC-RAS.

Figura 9. Esquema geométrico de la brecha formada en la rotura de una presa.

Ecuación de Froehlich (1995^a):

$$B_{ave} = 0.1803 K_o V_w^{0.32} h_b^{0.19}$$

$$t_f = 0.00254 V_w^{0.53} h_b^{-0.90}$$

Donde,

- Bave (m) = ancho promedio de la brecha.
- Ko = Constante de 1,4 para fallar por sobrevertido y 1,0 para tubificación.
- Vw (m³) = Volumen del embalse al tiempo de falla.
- hb (m) = altura final de la brecha.
- tf (h) = tiempo de formación de la brecha.

De la misma forma establece para la pendiente de los laterales:

- 1,4H: 1V para fallas por sobrevertido.

- 0,9H: 1V para el resto de tipos de falla.

Se establece que la altura de la brecha es asumida desde el tope de la presa hasta la altura que tenga el fondo de la cuenca.

Ecuación de Froehlich (2008):

$$B_{ave} = 0.27 K_o V_w^{0.32} h_b^{0.04}$$

$$t_f = 63.2 \sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$$

Donde,

- Bave (m) = ancho promedio de la brecha.
- Ko = Constante de 1,3 para fallas por sobrevertido y 1,0 para tubificación.
- Vw (m³) = Volumen del embalse al tiempo de falla.
- hb (m) = altura final de la brecha.
- tf (h) = tiempo de formación de la brecha.
- g (m²/s) = aceleración de la gravedad.

De la misma forma establece para la pendiente de los laterales:

- 1,0H: 1V para fallas por sobrevertido.
- 0,7H: 1V para el resto de tipos de falla.

Se establece que la altura de la brecha es asumida desde el tope de la presa hasta la altura que tenga el fondo de la cuenca.

Ecuación de MacDonald y Langridge-Monopolis (1984):

Para presas de tierra:

$$V_{eroded} = 0.0261 (V_{out} * h_w)^{0.769}$$

$$t_f = 0.0179 (V_{eroded})^{0.364}$$

Para presas de tierra con núcleo de arcilla o presas de piedra:

$$V_{eroded} = 0.00348 (V_{out} * h_w)^{0.852}$$

Donde,

- V_{eroded} (m^3) = Volumen del material erosionado del terraplén de la presa.
- V_{out} (m^3) = Volumen de agua que pasa a través de la brecha.
- h_w (m) = Profundidad de agua por encima del fondo de la brecha.
- t_f (h) = tiempo de formación de la brecha.

Como recomendación se debe tomar el volumen de agua que pasa a través de la brecha, como el volumen de agua que tiene el embalse al tiempo que se inicia el rompimiento.

Estos investigadores establecen las pendientes de los laterales de la brecha como 0,5H: 1V. El tamaño de la brecha es computado asumiendo que ésta erosiona verticalmente hacia el fondo de la presa y horizontalmente hasta la máxima cantidad de material ha sido erosionada. El ancho de la presa se calcula de la siguiente manera:

$$W_b = \frac{V_{eroded} - h_b^2 (CZ_b + h_b Z_b Z_3 / 3)}{h_b (C + h_b Z_3 / 2)}$$

Donde,

- W_b (m) = ancho del fondo de la brecha.
- h_b (m) = altura del tope de la presa al fondo de la brecha.
- C (m) = ancho de la cresta de la presa.
- Z_3 = pendiente promedio del lado aguas arriba de la presa.
- Z_2 = pendiente promedio del lado aguas debajo de la presa.
- Z_b = Pendientes laterales de la brecha, 0,5 para el método de MacDonald.

Ecuación de Von Thun y Gillette (1990):

$$B_{ave} = 2.5 h_w + C_b$$

Donde,

- Bave (m) = ancho promedio de la brecha.
- hw (m) = profundidad de agua por encima del fondo de la brecha.
- Cb = Coeficiente función del tamaño del embalse. (Ver tabla a continuación).

Tabla 7. Coeficiente función del tamaño del embalse Cb para la ecuación de estimación de la brecha de Von Thun y Gillette.

Reservoir Size, m ³	C _b , meters	Reservoir Size, acre-feet	C _b , feet
< 1.23*10 ⁶	6.1	< 1,000	20
1.23*10 ⁶ - 6.17*10 ⁶	18.3	1,000-5,000	60
6.17*10 ⁶ - 1.23*10 ⁷	42.7	5,000-10,000	140
> 1.23*10 ⁷	54.9	>10,000	180

Fuente: Manual técnico de HEC-RAS.

Von Thun y Gillette desarrollaron dos grupos de ecuaciones diferentes para el cálculo del tiempo de falla de la presa. El primero de ellos está en función de la profundidad de agua existente por encima del fondo de la brecha:

Resistente a la erosión:

$$t_f = 0.02 h_w + 0.25$$

Fácilmente erosionable:

$$t_f = 0.015 h_w$$

Donde,

- tf (h) = tiempo de formación de la brecha.
- hw (m) = profundidad del agua por encima del fondo de la brecha.

Un grupo de ecuaciones muestra el desarrollo del tiempo en función de la profundidad de agua por encima del fondo de la brecha y el ancho promedio de la brecha:

Resistente a la erosión:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4 h_w}$$

Fácilmente erosionable:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4 h_w + 61.0}$$

22. Riesgo

La posibilidad o probabilidad de que se produzca un evento que genere daños, representa un peligro cuando al mismo tiempo están presentes la amenaza y la vulnerabilidad. El riesgo se materializa mediante el impacto, representado en el grado de daño o cambio ocurrido a un destinatario definido, bien sean personas, comunidades, poblaciones, entre otros.

La amenaza es un peligro latente que aun cuando no se ha desencadenado, sirve como una alerta para prevenir de la ocurrencia de un evento peligroso.

Para el Departamento de Asuntos Económicos y Sociales de las Naciones Unidas (2003) la vulnerabilidad es “un estado de alta exposición a ciertos riesgos e incertidumbres, en combinación con una habilidad reducida para protegerse a uno mismo contra aquellos riesgos e incertidumbres y hacer frente a sus consecuencias negativas. Existe a todos los niveles y dimensiones de la sociedad y forma parte integral de la condición humana, afectando tanto al individuo como a la sociedad de un todo.”

Existen diferentes tipos de amenazas, entre las que se puede mencionar a la de tipo ambiental, pues está relacionada directamente con eventos que puedan ocurrir debido a factores naturales o provocados por el hombre. Entre los factores naturales se hace mención a las intensas lluvias que pueden generar inundaciones e incluso producir situaciones que representen un riesgo tanto para la infraestructura, como a las personas que habitan en los centros poblados cercanos a la parte media y baja de las cuencas de los

ríos. Entre los factores provocados por el hombre se hace mención a las fallas que pueden presentarse en una central nuclear o derrames químicos en cuerpos de agua.

2.18 Aliviaderos de presas

2.18.1 Funciones

Los aliviaderos tienen como función evacuar los excesos de agua no regulables de los embalses, de tal forma que se cumpla lo siguiente:

- Se garantice la integridad física de la presa y de las obras de embalse conexas.
- Se garantice que no se causen daños inaceptables aguas abajo.

Los aliviaderos son con frecuencia estructuras independientes de las otras obras de embalse (presas y tomas), pero en algunas ocasiones están integrados a ellas y, en cualquier caso, su proyecto está atado al proyecto de esas obras y viceversa.

22.1 Crecida de proyecto

La capacidad del aliviadero de un embalse debe ser igual o mayor que el gasto de diseño, entendiendo como este último al caudal máximo de salida (pico). El caudal de diseño provendrá de la amortiguación que sufra la crecida de proyecto que se seleccione, a través de su tránsito en el embalse. Por lo tanto, la crecida citada es el dato fundamental para el proyecto de un aliviadero. La escogencia del período de retorno de diseño de la obra estará relacionada con los siguientes aspectos:

- Daños que se puedan ocasionar aguas abajo a causa de la ruptura de la presa, especialmente si existe la posibilidad de pérdidas humanas.
- El tipo de presa, una presa de concreto admite un moderado flujo de agua sobre su cresta, sin poner en peligro su integridad; pero una de tierra no lo admitiría.
- Las funciones o usos del embalse, este criterio podría medirse por la magnitud de daños que ocasionaría la suspensión de la operación del embalse; como la falta de suministro a una planta hidroeléctrica, a una población o a un sistema de riego.

Cuantificar los tres criterios mencionados para establecer las normas numéricas de selección del período de retorno, es casi imposible; por lo que en la práctica este se escoge de forma subjetiva basándose en los tres criterios anteriores, especialmente en el primero.

“En Francia, país con larga experiencia en materia de embalses, la mayoría de las crecidas de proyecto corresponden a valores de período de retorno entre 1.000 y 10.000 años. En los Estados Unidos, la mayor parte de los aliviaderos de grandes e importantes embalses han sido proyectados para evacuar la crecida máxima físicamente probable (CMP) y en ningún caso se han adoptado valores menores a los 100 años.” (Bolinaga, 1999: p.298).

Si bien la Crecida Máxima Probable no se le puede asignar un período de retorno exacto, en teoría, el valor pico se le puede, estadísticamente hablando, asignar un valor en la curva de frecuencia respectiva. Por lo general este valor termina siendo mayor a la crecida milenaria. Tomando en cuenta eso, se mencionan directrices generales que ayudan a la selección del valor recientemente hablado. En ningún caso, el período de retorno debe ser inferior a 100 años y para presas de mediana a gran envergadura la cifra debe ser al menos 500 años (Bolinaga, 1999: p.299).

Si el embalse está situado aguas arriba de poblaciones de mediana y gran magnitud, el valor de T no debe ser menor de 1.000 años y se debe utilizar la CMP preferiblemente. Es prudente en estos casos, realizar un análisis hidráulico del efecto de la onda de crecida que generaría la ruptura de la presa con el fin de medir apropiadamente el impacto que ella tendría sobre la ciudad, y establecer así realmente el grado de exposición de la población.

Cuando la ruptura de la presa signifique que queda suprimido el servicio prestado, sin existir alternativas mínimas de sustitución a corto plazo, y se afecten áreas y poblaciones importantes, el valor mínimo de T debe ser de 1.000 años y preferiblemente la CMP (Bolinaga, 1999: p.300).

22.2 Capacidad del aliviadero

La determinación del gasto máximo de salida del aliviadero, que determina su capacidad, se calcula haciendo uso de las técnicas de tránsito de crecidas en embalses. Una vez conocido el hidrograma de la crecida de proyecto y para el período de retorno seleccionado, puede calcularse el valor del gasto de diseño (valor máximo del hidrograma de salida del aliviadero). Una suposición fundamental para realizar el tránsito de crecida en el embalse, es que el nivel de aguas correspondientes al inicio del tránsito, es el

nivel normal de operación. Este nivel coincide con el nivel de alivio, cuando no existe capacidad de control de crecidas. Esta suposición es conservadora y se justifica plenamente por la importancia de la seguridad en obras de embalse.

En cualquier caso, la forma del hidrograma de salida, y por lo tanto, de su valor máximo depende de:

- La forma de operación de los volúmenes de control: capacidad de control de crecidas y capacidad adicional de control.
- La curva de gastos del aliviadero.
- La curva de área-capacidad del embalse.

En resumen, el valor del caudal de diseño depende del tipo y forma del aliviadero (curva de gasto), de su posición altimétrica en el embalse (área-capacidad) y de si existe o no capacidad de control (CC) y mecanismos de regulación (compuertas). Esto significa que para cada tipo, posición y forma de funcionamiento del aliviadero, existirá un valor de caudal de diseño, por tanto, unas dimensiones y costos. Adicionalmente, cada valor supone una carga H de agua diferente sobre el nivel de alivio, y en consecuencia una altura diferente de la presa. (Bolinaga, 1999: p.299).

22.3 Componentes

Existe una variedad de vertederos, lo que dificulta generalizar una clasificación o enumeración de los componentes. Por ello se da una descripción que no debe tomarse como exhaustiva para todos los aliviaderos:

Canal de Aproximación: Con marcada frecuencia, especialmente en presas de tierra, para que las aguas alcancen a la estructura de control del aliviadero se hace necesario construir un canal de aproximación.

Estructura de control: Controla las aguas, es decir, establece la forma de la curva de gastos y fija el nivel de alivio.

Estructura de conducción: Conduce las aguas desde la estructura de control hacia el cauce del río o quebrada que recibirá las aguas aliviadas. Es común, que la conducción sea a través de canales, uno de

ellos de relativa poca pendiente, y otro, denominado rápido, de fuerte inclinación. También es usual que la conducción se realice en conductos cerrados.

Estructura de disipación: Al final de la estructura de conducción, normalmente existe una alta energía cinética. Para impedir que ese exceso cause socavaciones que pongan en peligro las obras de embalse o erosionen el río o quebrada que recibe las aguas, esta estructura es capaz de disiparlo. (Bolinaga, 1999: p.300).

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

Con el fin de dar cumplimiento a los objetivos generales y específicos del presente Trabajo Especial de Grado, se realiza una recopilación de información básica fundamental para el estudio del embalse de Manuelote, desde la delimitación de la cuenca, el análisis hidrológico de eventos extremos, hidráulico y la simulación de la rotura de la presa por incapacidad del aliviadero, para finalmente conceptualizar un aliviadero seguro.

Mediante este análisis y el uso de modelos hidrológicos e hidráulicos como el HEC-HMS y el HEC-RAS, se logra predecir el comportamiento que tiene la cuenca, el embalse y la presa, ante eventos de crecidas, con la información recopilada al momento.

1. Tipo de Investigación

Este Trabajo Especial de Grado, de acuerdo con lo expresado en el “Manual de Tesis de Grado, Especialización, Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Libertador” (2003), se enmarcó dentro de un “Proyecto Factible”, ya que a través de la investigación documental y de campo, planteamiento teórico, procedimiento metodológico, actividades y recursos necesarios, se logró identificar, analizar y caracterizar los factores hidrológicos e hidráulicos del embalse de Manuelote, permitiendo conocer la gravedad de la situación actual del aliviadero y su riesgo a falla por incapacidad; demostrando de esta manera la posibilidad de realización de este trabajo.

2. Diseño de la Investigación

Se concretó en varias etapas que consistieron en la selección del embalse a estudiar, el trazado de la divisoria hasta el sitio de interés en la cuenca, el tránsito de crecidas por el sistema hidráulico, comparación de valores con los de diseño del embalse, rotura de la presa por incapacidad de alivio y finalmente la conceptualización de un aliviadero eficiente.

3. Selección del embalse

Para la selección del embalse a ser estudiado, se solicitó al Ministerio del Poder Popular de Ecosocialismo y Aguas, específicamente en la Coordinación de Operación de Embalses, información sobre cuál embalse en el país había reportado niveles de aguas máximas mayores a los niveles de proyecto, dentro de los que se encontraba el embalse de Manuelote en el Estado Zulia, el cual se seleccionó como objeto de estudio.

Se procedió entonces a considerar la cantidad y distribución de estaciones pluviográficas e hidrométricas en la cuenca del río Socuy hasta el sitio de la presa. Se observó un número apropiado de estaciones pluviográficas, de las cuales se podrían obtener los registros para realizar el estudio, al igual que la presencia de dos estaciones hidrométricas: Socuy en La Cabaña y Socuy en Sierra Azul de las cuales se encontraron 15 años de registro para la Cabaña y 12 años de registro en Sierra Azul.

4. Fisiografía de la cuenca del río Socuy

La cuenca del río Socuy se encuentra localizada en la parte occidental del Estado Zulia (ver mapa de ubicación Anexo 1 con un área aproximada de 480 km² hasta la presa Ing. Luciano Urdaneta la cual genera el embalse de Manuelote ubicado en las coordenadas N: 1.210.591,54; E: 803.387,82.

Las altitudes máximas de la cuenca alcanzan más de 2.000 metros sobre el nivel del mar, en áreas de acceso muy difíciles debido a la abrupta topografía y la densa vegetación. El cauce presenta una pendiente longitudinal media de 25/1.000 (m/m).

A medida que se desciende de nivel, las características fisiográficas van cambiando progresivamente hasta zonas de altitudes entre los 800 a 500 metros, donde se puede diferenciar el contacto entre el pie de monte y la región de las llanuras más altas, las cuales presentan un declive gradual hacia el Este, hasta llegar a confundirse con las partes bajas de la llanura costera que bordean el Occidente del Lago de Maracaibo. Las mayores pendientes de la cuenca se encuentran en las zonas altas, donde la capacidad de degradación del río es mayor, y su cauce va encajando en la Sierra; en la cuenca media y baja, la capacidad de erosión disminuye. Es de notar, tanto en las zonas de mayor elevación, como las áreas en los valles de los mayores tributarios existentes, que la vegetación es muy densa, llegando a constituir verdaderos bosques tropicales.

Hacia las partes llanas, específicamente, hacia el Sur del río Limón, se observa una extensa llanura costera, cuyo clima y suelos reflejan características semiáridas, con algunas colinas alargadas y aisladas cerca del río Socuy, correspondientes a afloramientos de rocas blandas del Plioceno, Mioceno-Oligoceno. También esta zona incluye un área pantanosa en proceso de agradación por los sedimentos que acarrear los ríos y que lentamente van avanzando sobre el Lago de Maracaibo.

El río Socuy al igual que otros adyacentes tales como los ríos Guasare y Cachirí, tienen un rumbo aproximado Noreste, paralelos a la Sierra de Perijá; desembocando en el río Limón con un rumbo Oeste-Este; rumbo controlado por la gran falla de Oca. Esta estructura corta abruptamente el Sistema Orográfico y estructural de Perijá.

5. Caracterización General del Embalse Manuelote y la Presa Ing. Luciano Urdaneta

En el mes de Julio de 1971 la Dirección General de Recursos Hidráulicos del Ministerio de Obras Públicas ordenó una modificación al Proyecto Socuy, Embalse Manuelote, el cual se encontraba para este momento, es sus últimas fases de diseño. Esta modificación consistió en diseñar la sección de la presa para ser ejecutada su construcción en dos etapas. En la primera se llevaría la presa hasta la cota 50,00 msnm y en la segunda hasta la cota 56,00 msnm o sea la cota propuesta en el proyecto original. El lapso entre estas dos etapas dependería de las necesidades comprobadas de abastecimiento de agua para la ciudad de Maracaibo y para el Complejo Petroquímico de El Tablazo. Las dos etapas indicadas involucran cambios en la sección de la presa, en la toma auxiliar y en el aliviadero, diseñadas e incluidas en el Informe del Proyecto del Embalse Manuelote de fecha Octubre de 1971.

El embalse de Manuelote se encuentra ubicado aproximadamente a unos 100 km al noroeste de la ciudad de Maracaibo y a unos 25 km aguas arriba de la confluencia de los ríos Socuy y Guasare en la subcuenca denominada Alto Socuy, perteneciente al río Socuy, el cual nace en las estribaciones de la Sierra del Perijá a una altura aproximada de 2.000 metros sobre el nivel del mar, siguiendo una dirección noreste hasta unirse con el río Guasare para formar el río Limón. Está localizado entre los $72^{\circ}18'$ y los $72^{\circ}13'$ longitud oeste, y entre los $10^{\circ}54'$ y los $10^{\circ}57'$ latitud Norte.

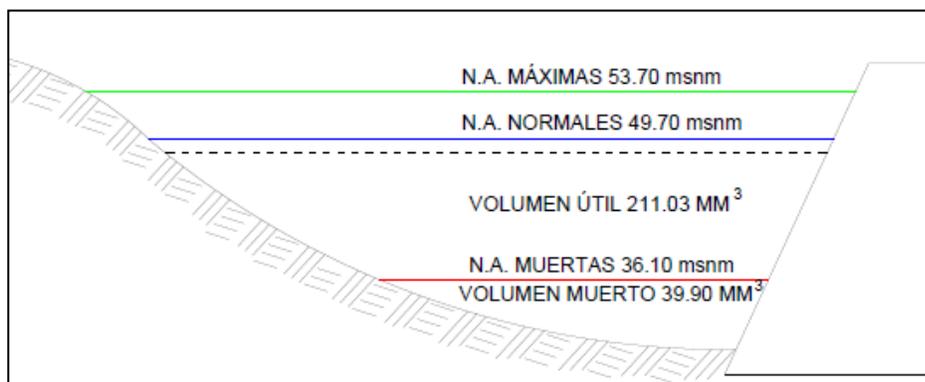
5.1 Valores característicos del Embalse Manuelote

A continuación se presentan valores correspondientes a las características físicas más importantes de cada una de las partes que constituyen el Embalse de Manuelote, así como su perfil esquemático. Los valores que se muestran a continuación han sido tomados del Proyecto Socuy- Embalse de Manuelote.

Valores de Almacenamiento:

- Capacidad muerta (Hm^3): 39,90
- Capacidad útil (Hm^3): 211,03
- Capacidad total (Hm^3): 250,93
- Cota de aguas muertas (msnm): 36,10
- Cota de aguas normales (msnm): 49,70
- Cota de aguas máximas: 53,7
- Área a la cota de aguas normales (ha): 2.209,16
- Área a la cota de aguas máximas (ha): 2.584,00

En la Figura 10 se muestra el perfil esquemático del embalse de Manuelote donde se aprecia la información anterior de forma esquemática.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 10. Perfil esquemático del Embalse Manuelote.

5.2 Descripción de la presa

El cuerpo de la presa Ing. Luciano Urdaneta es de tipo zonificada de tierra y presenta las siguientes características:

- Cota de la cresta (msnm): 56,00
- Altura máxima de la presa (m): 37,00
- Longitud de la cresta (m): 1.300
- Ancho de la cresta (m): 10
- Borde libre seco (m): 2,30
- Pendientes de taludes
- Aguas arriba: 2:1
- Aguas abajo
 - 2,5:1 (hasta la cota 40 msnm)
 - 3,5:1 (debajo de la cota 40 msnm)

5.3 Aliviadero

El aliviadero fue localizado hacia el estribo derecho de la presa y a unos 70 m dirección noreste del mismo. El sitio fue escogido después de estudiar una serie de alternativas, en la cual no solo se tomaron en cuenta tanto las condiciones hidráulicas del aliviadero, sino que además se consideraron las condiciones de la roca de fundación.

El eje del aliviadero intercepta dos formaciones rocosas que aun cuando son concordantes, son geológicamente distintas. La formación Mostrencos, primera en ser interceptada, se muestra compuesta, hasta una profundidad de unos 16 metros por una lutita meteorizada descompuesta blanda, algo arenosa; por debajo de esta profundidad la condición física de la misma mejora hasta presentarse como una lutita fresca blanca de condiciones litológicas similares a la anterior, pero con algunos módulos carbonosos.

Más adelante se intercepta la formación La Sierra, constituida por una arenisca de grano fino a medio con una condición física meteorizada poco dura y sin planos de estratificación.

Uno de los objetivos que debe cumplir el embalse Manuelote es el control de las crecidas del río Socuy, para lo cual fue necesario estudiar el gasto efluente por el aliviadero de tal manera que no se

produzcan desbordamientos del río, cuyo cauce es capaz de conducir un gasto cercano a los 200 m³/s, gasto para el cual se diseñó el aliviadero.

En un estudio preliminar se propuso utilizar un aliviadero de 20 metros de ancho controlado por compuertas; sin embargo, en la etapa de proyecto, analizando más detalladamente el funcionamiento del sistema de compuertas y la gran capacidad de regulación del embalse, se decide utilizar un aliviadero sin compuertas efectuando el control del gasto, disminuyendo el ancho de la cresta vertedora.

Luego de efectuados una serie de tránsitos por el embalse, se decide controlar la crecida con período de retorno de cien (100) años mediante un aliviadero de 12 m de ancho. El aliviadero principal de la presa se complementó con otro auxiliar. A continuación se presentan las características de ambos.

Aliviadero principal:

Está localizado en el estribo derecho de la presa.

Crecida máxima de diseño:

- Gastos máximo afluente (para período de retorno de 100 años)(m³/s): 1.995
- Volumen (para período de retorno de 100 años)(Hm³): 114,70
- Tipo de vertedero: eje recto de cresta libre.
- Ancho del vertedero (m): 12
- Lámina vertiente (m): 4,10
- Gasto de diseño (m³/s): 197,20

Aliviadero auxiliar:

El aliviadero auxiliar o de emergencia está localizado en la margen izquierda de la presa y tiene las siguientes características.

- Ancho (m): 30
- Cota (msnm): 55
- Tipo: Aliviadero en tierra, excavación protegida por pangola.
- Sección trapezoidal de taludes: 2:1

5.4 Obras de Toma

El embalse de Manuelote tiene dos obras de toma sumergida, una de trasvase al embalse de Tulé y otra con descarga al río Socuy, cuyas características se presentan continuación.

Toma principal de trasvase:

La toma principal del trasvase se encuentra localizada en la parte derecha del embalse y a 1,3 km del sur-este de la presa. Cuenta con las siguientes características:

- Compuerta deslizando de emergencia:
 - Forma: Rectangular
 - Dimensiones (m): 3,20 x 3,725
- Compuerta de regulación Número 2:
 - Tipo: Alta presión
 - Dimensiones (m): 1,524 x 1,829
- Cota mínima (msnm): 36,10
- Dimensiones del túnel (m): 3,60 x 3,00
- Longitud del túnel (m): 1.035

Toma Auxiliar:

- Diámetro del túnel (m): 3,00
- Longitud del túnel (m): 301
- Diámetro de la compuerta de emergencia (m): 1,524
- Tipo de la compuerta de emergencia: anillo seguidor (Ring follower)
- Diámetro de la tubería de acero (m): 1,524
- Válvula de regulación para gasto continuo en el río.
- Diámetro (m): 0,381
- Tipo: Chorro hueco (hollow jet)

5.5 Canal de trasvase

Se encuentra ubicado entre los embalses Manuelote y Tulé, constituye el principal aporte al último de éstos, trasvasando un caudal máximo de 54 m³/s. Sus características se presentan a continuación:

- Longitud (m): 5.240
- Sección: Trapezoidal
- Pendiente: 0,0325
- Taludes: 1,5:1
- Tirante máximo (m): 4,99
- Borde Libre (m): 1
- Velocidad de diseño (m/s): 1,80
- Capacidad (m³/s): 54

6. Información recopilada

6.1 Cartografía

Los mapas contenidos en la Tabla 8 fueron recopilados en las oficinas del Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar (IGVSB).

Tabla 8. Cartografía recopilada.

Planos escala 1:25000		
Número	Cuadrante	Sub cuadrante
5647	I	NE
5648	II	NE, SE
5748	III	NE, NO, SE, SO
5748	I	NE, NO, SE, SO
5748	IV	NE, NO, SE, SO
5749	II	SE, SO
5849	III	SO

Planos escala 1:100000	
Referencia	nombre
5647	Alto Guasare
5648	Montes de Oca
5748	Tulé

Fuente: Elaboración propia, basado en información del IGVS.

6.2 Información hidrológica

En el Proyecto Socuy – Embalse Manuelote (Informe y planos), se da un resumen de las principales características hidrológicas del río Socuy en el sitio de la presa, extractadas de los informes: “Estudio Hidrológico del Río Socuy” de fecha 16-02-1970, “Transporte de Sedimentos en el río Socuy” de fecha 27-02-1970 y “Aportes del río Cachimí a la Laguna de Tulé” de fecha 31-05-1970; efectuados por la División de Hidrología de la Dirección de Obras Hidráulicas del antiguo Ministerio de Obras Públicas (MOP).

- Área de la cuenca (km²) = 509
- Volumen Apartado Medio Anual (Hm³) = 661,72
- Gasto Medio (m³/s) = 20,98
- Volumen de Sedimentos (100 años en Hm³) = 8,8
- Gasto Máximo de la Crecida de diseño (1:100 años en m³/s) = 1.995
- Volumen de la crecida centenaria (Hm³) = 114,7

6.3 Climática e hidrométrica

En el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH), se recabó información referente a las estaciones pluviográficas e hidrométricas. Éstas se presentan a continuación. El período de registros para las estaciones pluviográficas es entre los años 1967-1994, y para la estaciones hidrométricas se tienen registros entre los años 1963-1977, estas se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Identificación de estaciones pluviográficas e hidrométricas utilizadas.

Estación Pluviográfica	Serial	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)
La Cabaña	1008	10°55'10''	72°17'12''	55
Caño Frío	1111	10°55'40''	72°21'55''	360
Las Carmelitas	1101	10°40'57''	72°22'42''	260
El Diluvio	1032	10°37'04''	72°23'54''	105
La Yolanda	1100	10°52'05''	72°29'50''	220
La Armenia	1079	10°50'27''	72°21'03''	720
Santa María	1031	10°51'35''	72°13'25''	70
Las Delicias	1080	10°52'15''	72°24'10''	440

Estación Hidrométrica	Serial	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)
Socuy en La Cabaña	379	10°55'10''	72°17'12''	40
Socuy en Sierra Azul	510	10°54'21''	72°19'23''	65

Fuente: Elaborada con datos del INAMEH.

7. Estimación de láminas de lluvias extremas.

De acuerdo a las coordenadas REGVEN del sitio de presa (N: 1.210.591,54; E: 803.387,82), con los mapas disponibles en escala 1:25.000, se procede a la delimitación de una poligonal cerrada que indique la divisoria de cuencas hasta el sitio de presa del embalse Manuelote. La cuenca hasta el sitio de presa alcanza una superficie de 480 km² la cual se dividió en 38 subcuencas.

Luego de trazada la divisoria de cuenca hasta el sitio de presa, se utilizó la información recopilada con datos de las estaciones de lluvias provenientes de las estaciones pluviográficas e hidrométricas del Estado Zulia, teniendo en consideración a las que están situadas cerca de la cuenca en estudio; de forma que se tienen 8 estaciones pluviográficas y dos estaciones hidrométricas, ya presentadas. En el Anexo 1 se muestra la cuenca en estudio, al igual que la ubicación de las estaciones.

La estimación de las láminas de lluvia se lleva a cabo por medio de la aplicación del método de distribución de valores extremos de Gumbel, expuesto en el marco teórico de este trabajo.

8. Estimación de la precipitación máxima probable (PMP)

La precipitación máxima probable fue estimada mediante el método estadístico propuesto por Hershfield presentado anteriormente. Luego de haber consultado el libro donde David M. Hershfield publica su método, para la estimación del valor del factor de frecuencia K , con los datos registrados en las estaciones pluviográficas tomadas para el estudio hidrológico en la cuenca del río Socuy, se tendría un valor promedio aproximado de 3,5 para una duración de tormenta de 24 horas.

Cabe destacar que el trabajo especial de grado titulado *Investigación sobre las magnitudes de las lluvias máximas probables en Venezuela*, donde se concluye que “se observó un valor de $K=12$, que engloba a todos los promedios máximos de lluvias anuales” (p.72). También se observó que generalmente las envolventes (K) tienen la tendencia a disminuir a medida que se incrementan los promedios de lluvias máximas anuales. “De las distribuciones de frecuencia de los valores de este parámetro se puede concluir que, para el caso de Venezuela, valores sobre el orden de 15 son demasiado altos, ya que la mayor K_m calculada fue de 11 y sus promedios están todos en el orden de $K=3$ ” (Guzmán, 1991).

Para el estudio hidrológico realizado en la rehabilitación de la presa El Guapo, el cual está basado en el trabajo antes señalado, en la sección correspondiente a la Precipitación Máxima Probable, se decide tomar un valor de $K=8$ para todas las duraciones, dado que es superior incluso a cualquier valor de K observado y/o utilizado en Venezuela. A efectos de este trabajo especial de grado se inició el cálculo de la PMP con un $K=6$, pero debido a que los caudales arrojados por el modelo en la CMP eran muy cercanos a los resultados de la crecida de mil (1.000) años de período de retorno, se lleva a cabo el cálculo de la PMP utilizando $K=8$.

9. Hietogramas de Tormentas Simples

A partir de los datos históricos disponibles para diferentes duraciones, se realizó un análisis de extremos, por medio de la distribución de Gumbel, a los efectos de obtener láminas de lluvia máximas para diferentes duraciones y períodos de retorno, a partir de los cuales se determinaron hietogramas acumulados de lluvias totales, donde se consideran intervalos de cinco minutos entre lluvias consecutivas. A tal efecto se realiza un ajuste de la siguiente manera:

$$\ln(I) = \ln(a) - c \cdot \ln(t + b)$$

Donde,

- I: Intensidad de lluvia (mm/h).
- a, b, c: Coeficientes de regresión.
- t: Duración de lluvia (min).

A partir de las láminas de lluvia acumuladas desde 5 hasta 1.440 minutos, se calcula un hietograma de lluvia total, el cual representa la distribución temporal de la lluvia. Este hietograma se construye mediante la utilización del método de Bloques Alternos, expuesto anteriormente.

En este trabajo se realiza el ajuste para las láminas de lluvia correspondientes a la estación La Cabaña, para la cual se construirán hietogramas de distintos períodos de retorno, de esta manera se determinará la distribución temporal de la precipitación de las demás estaciones, así se simplifica la cantidad de datos de entrada del modelo hidrológico en el HEC-HMS.

10. Hietogramas para tormentas complejas

El diseño de hietogramas de lluvias complejas para distintas frecuencias se realiza para una duración de tres días, siguiendo el patrón de los hidrogramas complejos medidos en la estación hidrométrica La Cabaña, a manera de ejemplo en el Anexo 11 se muestran algunos de los hidrogramas registrados en esta estación.

La estación pluviográfica de La Cabaña es seleccionada con la finalidad de describir la distribución temporal de la lluvia en la cuenca, la cual acompañada de las magnitudes de lluvia medidas en cada estación, definirán los hietogramas complejos de tormentas en cada una de ellas. Teniendo en cuenta esta consideración, se procede al diseño de los hietogramas para las distintas estaciones pluviométricas seleccionadas para este trabajo, con los datos de lluvias diarias.

11. Instrumentación del modelo lluvia-escorrentía

Para lograr los objetivos de este trabajo especial de grado, es necesario crear un modelo matemático. Éste fue realizado con el programa HEC-HMS 4.1, desarrollado por el US Army Corps of Engineers. Este modelo por medio de la introducción de datos de lluvias, así como de características de las

subcuencas que forman la cuenca del río Socuy; genera hidrogramas de crecidas y los transita a través del sistema de cauces hasta el embalse de Manuelote.

- Delimitación de subcuencas.
- Parametrización de las subcuencas, que consiste en la medición de parámetros físicos tales como longitud y pendiente de los elementos de escurrimiento superficial (*overland flow*), longitud y pendiente de los cauces principales, estimación de coeficientes de rugosidad de Manning, entre otros.
- Estimación de los tiempos de concentración superficial y de viaje para cada subcuenca con el fin de determinar tiempos de concentración totales.
- Estimación de coeficientes de almacenamiento (K) y aplicación del método de C.O. Clark en cada una de las subcuencas en que se dividió la cuenca del río Socuy hasta el embalse de Manuelote.
- Consideración de tránsitos en tramos de cauces con hidrogramas afluentes mediante el método de Muskingum. Selección de valores del parámetro x de ponderación de manera de asegurar la estabilidad numérica.
- Análisis de lluvias extremas para diferentes duraciones y para distintas frecuencias y diseño de hietogramas de lluvia total mediante el método de los Bloques Alternos.
- Estimación de las abstracciones por infiltración con el método del Número de Curva.
- Análisis de gastos máximos hasta la estación hidrométrica río Socuy en La Cabaña mediante el uso de las distribuciones de probabilidades indicadas en el capítulo precedente.
- Calibración de picos de crecidas, gasta la estación hidrométrica en La Cabaña, mediante el ajuste de valores del Número de Curva.
- Simulación de eventos de crecidas hasta el embalse de Manuelote.
- Selección del factor de frecuencia para la estimación del hietograma correspondiente a la Precipitación-Máxima-Probable (PMP).
- Diseño del hietograma de lluvia total correspondiente a la PMP.
- Obtención de la Crecida Máxima Probable (CMP) afluente al embalse de Manuelote.
- Tránsito de crecidas en el embalse considerando sus características mediante la consideración de la curva elevación-área-capacidad y las dimensiones y tipos de las obras de alivio existentes.
- Simulación de eventos de rotura de la presa y tránsito de hidrogramas hasta la confluencia del Socuy con el río Guasare, aguas arriba de la población de Carrasquero.

- Propuesta conceptual de vertedero que complemente la capacidad de alivio de las obras existentes a los efectos de asegurar la integridad de la presa para crecidas complejas con período de retorno de 1.000 años.
- Tránsito de la crecida compleja con frecuencia de 1.000 años. Verificación del borde libre remanente.

12. Metodología de simulación de la rotura.

Partiendo del estudio hidrológico anteriormente expuesto, las características geométricas y estructurales de la presa y de un registro cartográfico existente a escala 1:25.000 que representa la geomorfología del valle fluvial, se utilizó un modelo HEC-RAS 5.0.1 para simular distintos escenarios de rotura de la presa del embalse de Manuelote, tomando como base las ecuaciones de predicción para el desarrollo de la brecha, los cuales arrojan valores aproximados para las condiciones finales de la geometría y el tiempo de su formación. Estos valores, representan datos de entrada indispensables para ejecutar mediante el modelo, la simulación lineal en el tiempo de la rotura de la presa, a través de la formación de la brecha que gobierna la descarga del embalse durante la falla.

Los resultados del modelo consisten en una descripción gráfica y numérica del evento general, con los datos necesarios para crear mapas de inundación correspondientes para cada escenario de falla, que incluyen diagramas con las envolventes de niveles máximos y la representación gráfica del avance de la onda de rotura en el tiempo.

13. Metodología para la conceptualización del aliviadero

Para la conceptualización de un aliviadero que cumpla con los requerimientos hidráulicos demandados, el presente trabajo se basa en la simulación de los eventos hidrológicos que se calculan a través del uso de la herramienta HEC-HMS, en la cual se simularán distintas alternativas de aliviadero seguro. Finalmente se presentará aquel que se crea más adecuado, dando los resultados de la simulación del tránsito a través del embalse de las crecidas para distintas frecuencias que se calculan en el modelo hidrológico y que serán descargadas del embalse con el aliviadero propuesto en funcionamiento.

CAPÍTULO IV. DESARROLLO

1. Mapa de la cuenca

En el plano del Anexo 1 se muestra la cuenca del río Socuy hasta el embalse Manuelote, donde se encuentran representados los siguientes elementos de importancia para este trabajo especial de grado.

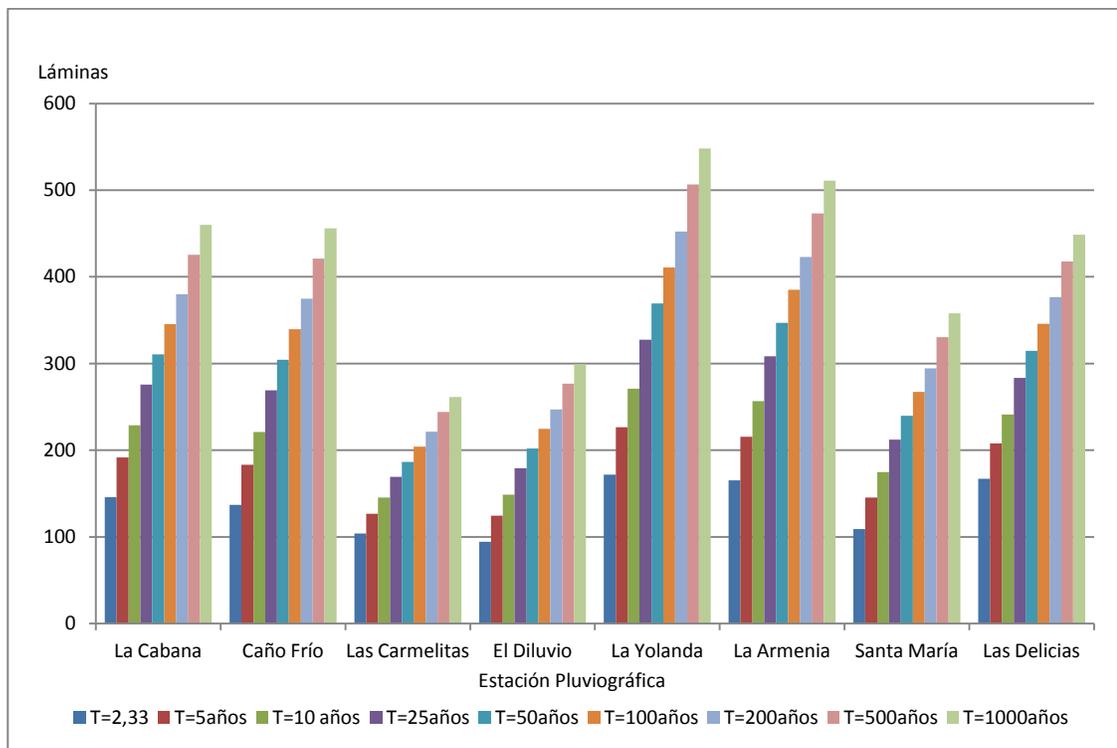
- Ubicación de las ocho estaciones pluviográficas para el análisis de eventos extremos.
- Ubicación de las dos estaciones hidrométricas utilizadas en el proceso de calibración para la selección del número de curva a ser utilizado.
- Ubicación del embalse de Manuelote.
- Polígonos de Thiessen, utilizados para la estimación de la influencia de cada estación de lluvia sobre la cuenca.
- Delimitación de las 38 subcuencas consideradas en la cuenca del río Socuy hasta el embalse Manuelote.

2. Análisis de lluvias extremas de diferentes duraciones y distintos períodos de retorno

Los resultados del análisis de eventos extremos para los registros de láminas de lluvias máximas anuales, de duraciones 5, 10, 15, 30, 60, 180, 360, 540, 720 y 1.440 minutos de las 8 estaciones pluviográficas estudiadas, son presentadas en el Anexo 3. De igual manera, se muestra en el Anexo 4 las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) y precipitación-duración-frecuencia (PDF), de cada una de ellas.

A manera resumida, en el Gráfico 8 y en la Tabla 10 se presentan las láminas máximas en 24 horas estimadas para el conjunto de estaciones pluviográficas utilizadas en este trabajo.

Gráfico 8. Láminas de lluvia totales en 24 horas para tormentas con distintos períodos de retorno.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10. Láminas totales en 24 horas para tormentas con distintos períodos de retorno.

T (años)	Estación Pluviográfica (Láminas en mm)							
	La Cabana	Caño Frío	Las Carmelitas	El Diluvio	La Yolanda	La Armenia	Santa María	Las Delicias
2,33	145,76	136,91	103,90	94,51	171,70	165,21	109,22	167,00
5	191,49	183,37	126,83	124,34	226,48	215,57	145,41	207,98
10	228,73	221,20	145,50	148,63	271,10	256,58	174,89	241,36
25	275,79	269,01	169,10	179,33	327,47	308,40	212,13	283,53
50	310,70	304,48	186,61	202,10	369,30	346,84	239,76	314,82
100	345,35	339,69	203,98	224,71	410,81	385,00	267,19	345,87
200	379,88	374,76	221,29	247,23	452,17	423,01	294,52	376,82
500	425,43	421,04	244,14	276,95	506,74	473,17	330,57	417,64
1000	459,86	456,02	261,40	299,41	547,98	511,08	357,82	448,49

Fuente: Elaboración Propia.

3. Distribución espacial de la lluvia

La distribución espacial de la lluvia se realizó aplicando el método de los polígonos de Thiessen, de esta manera se determinó sobre que área de la cuenca actúa la lluvia correspondiente a cada estación. Los polígonos de Thiessen se encuentran trazados sobre el plano de la cuenca y se muestran en el Anexo 1.

El mapa de isoyetas medias anuales es presentado en el Anexo 2, en dicho mapa se pueden apreciar la forma en la que, en promedio se distribuye la lluvia en la cuenca. El procedimiento para generar el mapa de isoyetas consiste en realizar una interpolación espacial de los valores promedios anuales de precipitación en cada estación, en base a los datos de precipitación media anual de las estaciones en estudio, teniendo así una aproximación de la precipitación no solo de las zonas donde se encuentran las estaciones pluviométricas, si no en el extenso área de estudio de la cuenca.

4. Análisis de gastos máximos

En el Anexo 5 se presentan los resultados del análisis de extremos para la estimación de gastos, por medio de los registros máximos instantáneos anuales en las estaciones hidrométricas de Socuy en La Cabaña y Socuy en Sierra Azul.

En la Tabla 11 se muestran los datos históricos registrados en la estación Socuy en La Cabaña. En la Tabla 12 se hace un resumen de los valores estimados de picos de crecidas para la estación hidrométrica mencionada, por medio de las distribuciones de Gumbel, Pearson y Log-Pearson. Teniendo como ejemplo que el caudal pico para un evento de crecida de 50 años de período de retorno está en el orden de 1.940 m³/s según Gumbel, un valor de 1.537 m³/s para la distribución de Pearson y de 1.437 m³/seg para la distribución Log Pearson. La cantidad de registros obtenidos para Socuy en La Cabaña es de tan solo 15 años.

Tabla 11. Registros históricos – Socuy en La Cabaña.

AÑO	Q (m ³ /s)
1963	1,023
1964	1,045
1965	915
1966	951
1967	935
1968	807
1969	880
1970	1,529
1971	913
1972	438
1973	705
1974	1,376
1975	848
1976	252
1977	608

Fuente: Elaboración propia con registros del INAMEH.

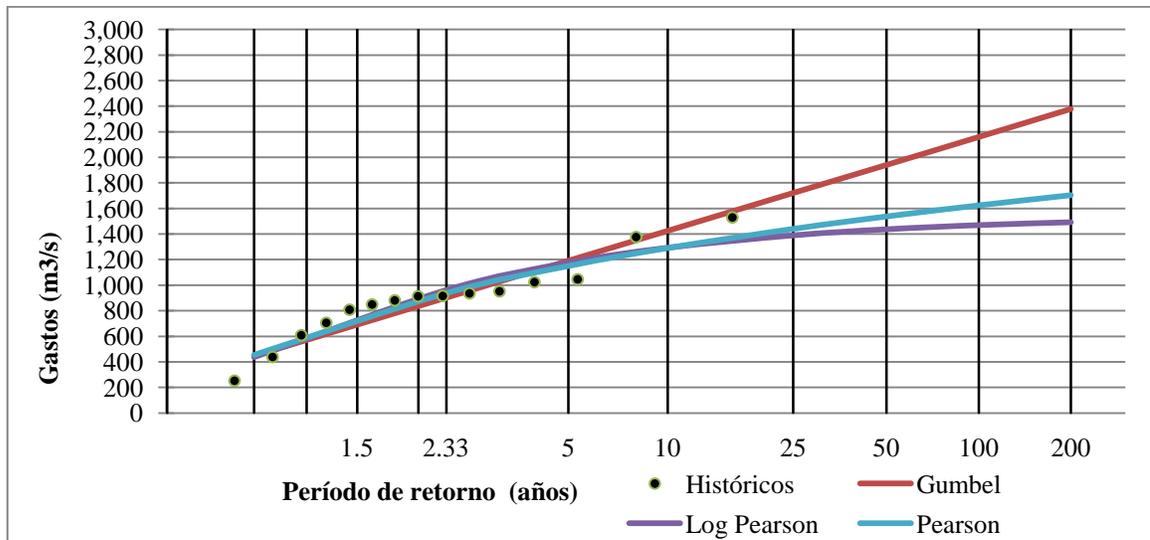
Tabla 12. Análisis de gastos máximos – Socuy en La Cabaña.

Tr (años)	Caudales (m ³ /seg)		
	Gumbel	Pearson	Log-Pearson
2	902	938	962
5	1,190	1,150	1,176
10	1,425	1,291	1,293
25	1,722	1,441	1,390
50	1,942	1,537	1,437
100	2,160	1,624	1,470
200	2,378	1,704	1,493
500	2,665	1,800	1,511
1,000	2,882	1,868	1,520

Fuente: Elaboración propia a partir de registros del INAMEH.

En el Gráfico 9 se muestran las distribuciones de extremos en la estación de Socuy en La Cabaña, donde se puede observar que la distribución que mejor se ajusta a los datos históricos es la Gumbel.

Gráfico 9. Distribución de extremos graficados en papel de Gumbel



Fuente: elaboración propia.

En la Tabla 13 se presentan los gastos máximos registrados para la estación de Socuy en Sierra Azul. Para esta estación se presentan tan solo 12 años de registro. En la Tabla 14 se encuentra el análisis de gastos máximos, reportando que para 50 años de período de retorno con la distribución Gumbel se tiene un valor de 1.130 m³/s, para la distribución Pearson arroja 928 m³/s y para la distribución Log Pearson 932 m³/s.

Tabla 13. Análisis de gastos máximos - Socuy en Sierra Azul.

AÑO	Q (m3/s)
1980	538,4
1981	701,2
1982	566,8
1983	574
1984	724,6
1985	635,2
1986	419,5
1987	615,3
1988	882,2
1989	719,2
1990	791,6
1991	382,5

Fuente: Elaboración propia con registros del INAMEH.

Tabla 14. Análisis de gastos máximos – Socuy en Sierra Azul.

Tr (años)	Caudales (m ³ /seg)		
	Gumbel	Pearson	Log-Pearson
2,33	640,16	655,13	655,56
5	776,03	751,68	756,16
10	886,69	815,76	821,93
25	1026,51	884,07	889,96
50	1130,23	928,19	932,28
100	1233,19	967,86	969,02
200	1335,78	1004,17	1001,40
500	1471,12	1048,16	1038,89
1000	1573,40	1079,02	1063,96

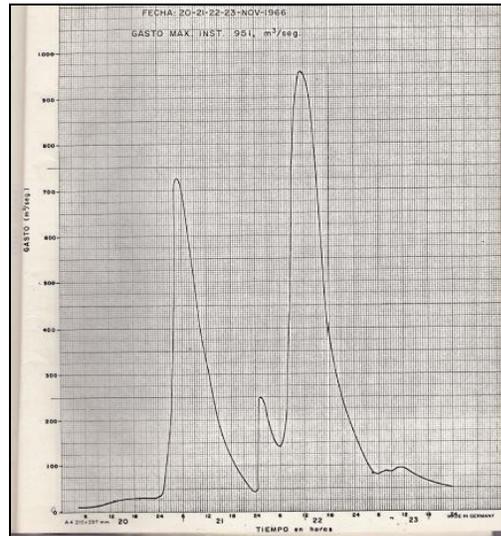
Fuente: Elaboración propia con registros del INAMEH.

Es destacable que en las estimaciones anteriores se presentan los siguientes inconvenientes; series cortas de registros históricos disponibles con lo que se realiza el análisis de eventos extremos, errores de lecturas o en la transcripción de datos, falta de aforos en la parte alta de la curva de gastos, entre otros.

5. Precipitación Máxima Probable

En el Anexo 6 se presentan los resultados obtenidos en la estimación de la precipitación máxima probable con una duración de 24 horas, para cada una de las ocho estaciones pluviográficas tomadas como parte de este trabajo. Se muestra en el Gráfico 10 un hidrograma de una tormenta compleja medida en la estación La Cabaña en el año 1963.

Gráfico 10. Estación Socuy en La Cabaña. Hidrograma de tormenta compleja medido en el año 1966.



Fuente: Ministerio de Obras Públicas – Estudio Hidrológico del río Socuy

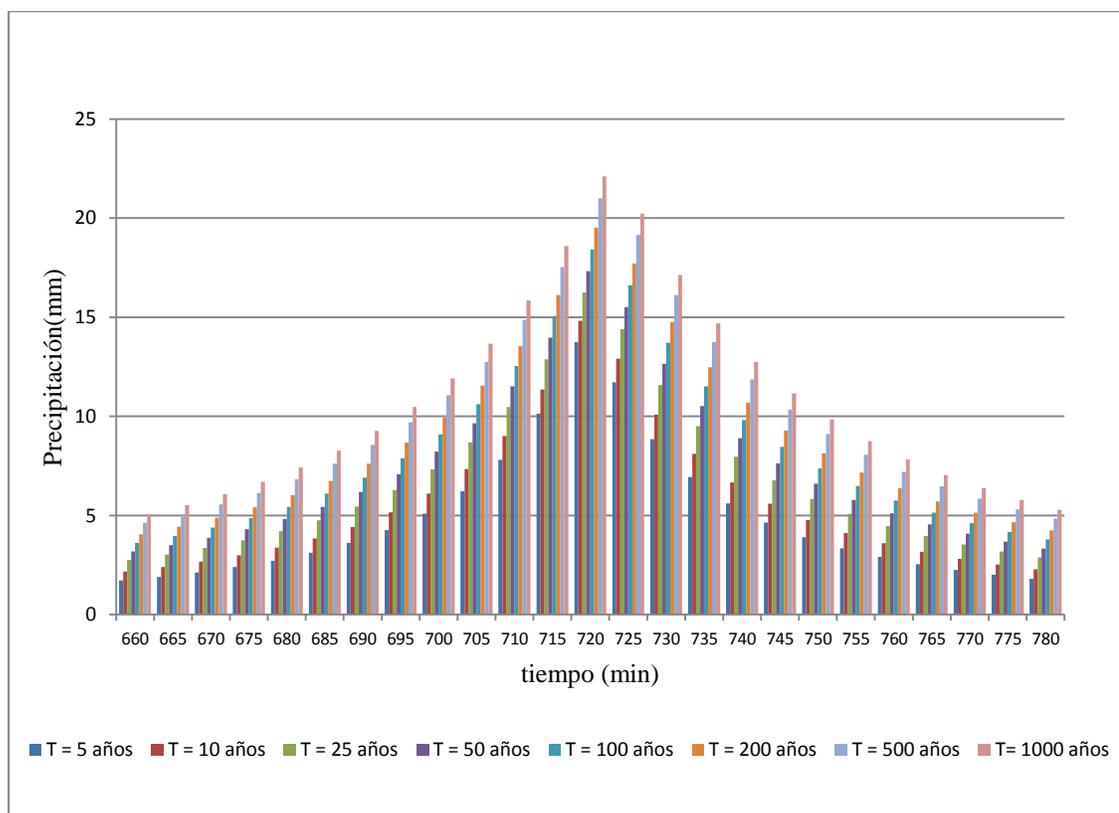
De la misma forma, fue necesario calcular la precipitación máxima probable para una tormenta compleja de tres días de duración, siguiendo una metodología similar a la utilizada para las tormentas simples para cada una de las estaciones pluviográficas, de forma de lograr un estudio hidrológico completo que comprenda tanto eventos de crecidas simples como crecidas complejas, determinado a través del modelo hidrológico las correspondientes crecidas máximas probables CMP. Los resultados están presentados en el Anexo 7 y 8.

6. Hietogramas simples

En el Anexo 3 se presentan las hojas de cálculo con el análisis de datos, utilizadas para la construcción y obtención de las láminas de lluvia acumuladas durante 5, 10, 15, 30, 60, 180, 360, 540, 720, 1.440, con distintas frecuencias hasta mil años, tomando como patrón de distribución a la estación pluviométrica La Cabaña. En el Anexo 6 se presenta la obtención de láminas incrementales de láminas de lluvia con intervalos de tiempo de cinco minutos, su reordenamiento para realizar el método de bloques alternos y obtener hietogramas para tormentas con duración de un día.

En el Gráfico 11 se muestra el hietograma de la estación pluviométrica de La Cabaña para distintas frecuencias consideradas desde el inicio del trabajo y una duración de 24 horas. Es importante hacer notar, que en el gráfico solo se coloca el tiempo correspondiente de 650 a 780 minutos, de forma que sea posible observar el intervalo de tiempo donde cae la mayor cantidad de agua en la estación pluviográfica que será aquella que definirá la distribución espacial de las demás estaciones usadas en el estudio. Para consultar el hietograma completo, éste se encuentra en el Anexo 10.

Gráfico 11. Estación Socuy en La Cabaña. Hietogramas de diseño para tormentas simples



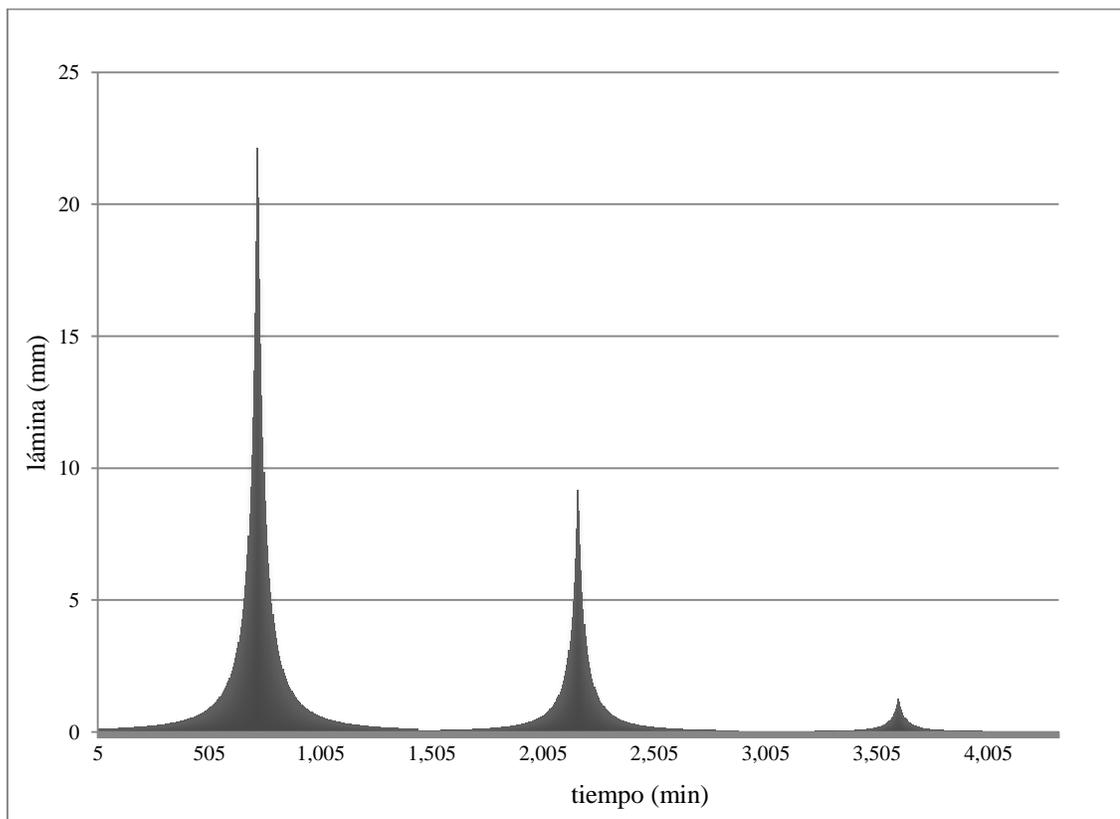
Fuente: Elaboración propia.

7. Hietogramas Complejos

Es necesaria la estimación de los picos de los hietogramas complejos de tres días de duración, para cada una de las estaciones pluviográficas, donde se utiliza a la tormenta compleja de la misma estación pluviográfica La Cabaña, para elaborar la distribución temporal de las láminas de lluvia en el resto de las estaciones pluviográficas, realizando una equivalencia entre un día y otro, ésta se encuentra en el Anexo. Esta distribución temporal de la estación de La Cabaña se encuentra en el Anexo 8. Se muestra en el Gráfico 13 un hidrograma ejemplo de una tormenta compleja típica en la estación recién mencionada.

A continuación, se presentan en el Gráfico 12, el hietograma complejo de período de retorno de 1.000 años. El resto de los hietogramas se encuentran en el Anexo 12.

Gráfico 12. Estación Socuy en La Cabaña. Hietograma complejo de tres días de duración para 1.000 años de período de retorno.



Fuente: Elaboración Propia

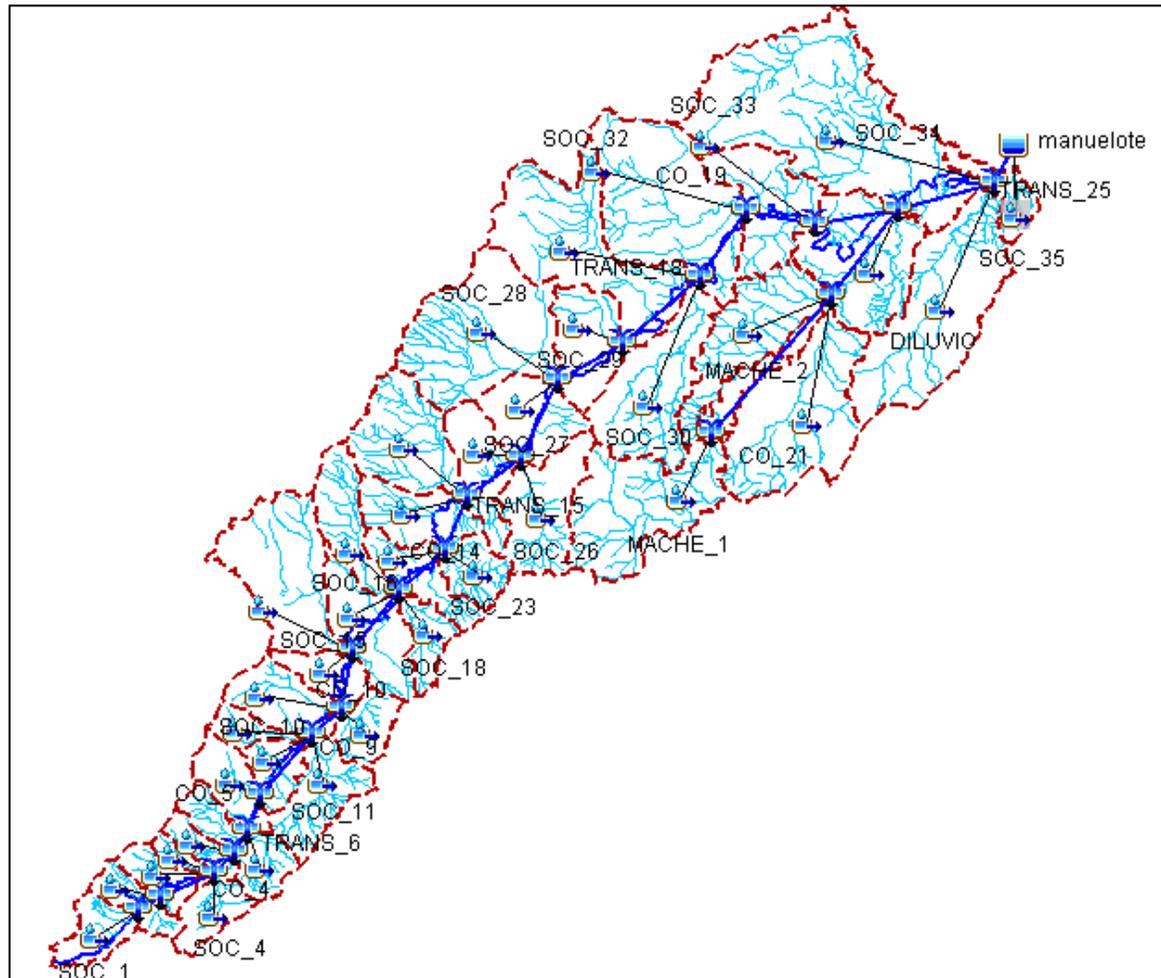
8. Modelado con el HEC-HMS

En la Figura 11, se muestra de manera esquemática la cuenca del río Socuy hasta el embalse de Manuelote. La idealización de la cuenca consta de treinta y ocho (38) subcuencas, veinticinco (25) tramos de tránsito y un embalse.

Se pueden observar, las características necesarias para definir una cuenca como lo son el área, la longitud del cauce principal y su pendiente, las laderas de escurrimiento superficial y el tiempo de concentración de la misma. La generación de la precipitación en el modelo se realizó introduciendo los distintos hietogramas, los cuales se realizaron siguiendo el método de los bloque alternos como se mencionó anteriormente, en los que se consideraron tormentas simples y complejas, estas últimas con una duración de tres días, basándonos en la forma y duración de los hidrogramas medidos en la estación hidrométrica de La Cabaña los cuales se presentan en el Anexo 13.

El modelo realiza el tránsito de hidrogramas en el cauce con el método de Muskingum, donde como fue mencionado anteriormente, se debió calcular el tiempo de viaje en el cauce transitado y el respectivo coeficiente de almacenamiento K, valores que fueron calculados previamente y se muestran en el Anexo 14.

El tiempo de viaje se calculó con la ecuación de Kirpich, siempre y cuando la pendiente del tramo de cauce se encontrara dentro de los rangos con los que funciona esta ecuación (entre el tres y diez por ciento). Para los tramos de tránsito, que por características propias en el cauce, no se ajustaron a los rangos de utilidad de la ecuación; se procedió a calcular el tiempo de viaje, estimando una velocidad característica del río Socuy, sobre todo para las zonas bajas de la cuenca donde la pendiente empieza a ser menor.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 11. Cuenca del río Socuy hasta el embalse de Manuelote.

La estimación de la velocidad, se hizo con la sección del cauce del río Socuy en la estación hidrométrica de La Cabaña. Aplicando la ecuación de Manning para flujo normal y asumiendo además, la pendiente promedio en la zona de La Cabaña y un coeficiente de Manning característico de cauces similares, se obtienen los resultados que se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15. Cálculo de velocidad en sección típica en estación hidrométrica La Cabaña.

Altura de la Mira	Área (m ²)	Perímetro (m)	n Manning	Pendiente S	Q (m ³ /seg)	V (m/seg)
1.0	10.92	22.1	0.03	0.0021	10.3	0.9
2.0	45.89	45.1	0.03	0.0021	70.1	1.5
3.0	91.53	48.6	0.03	0.0021	210.6	2.3
4.0	139.60	51.8	0.03	0.0021	408.0	2.9
5.0	189.94	55.1	0.03	0.0021	654.2	3.4
6.0	243.24	59.3	0.03	0.0021	940.7	3.9
7.0	300.06	63.8	0.03	0.0021	1271.9	4.2

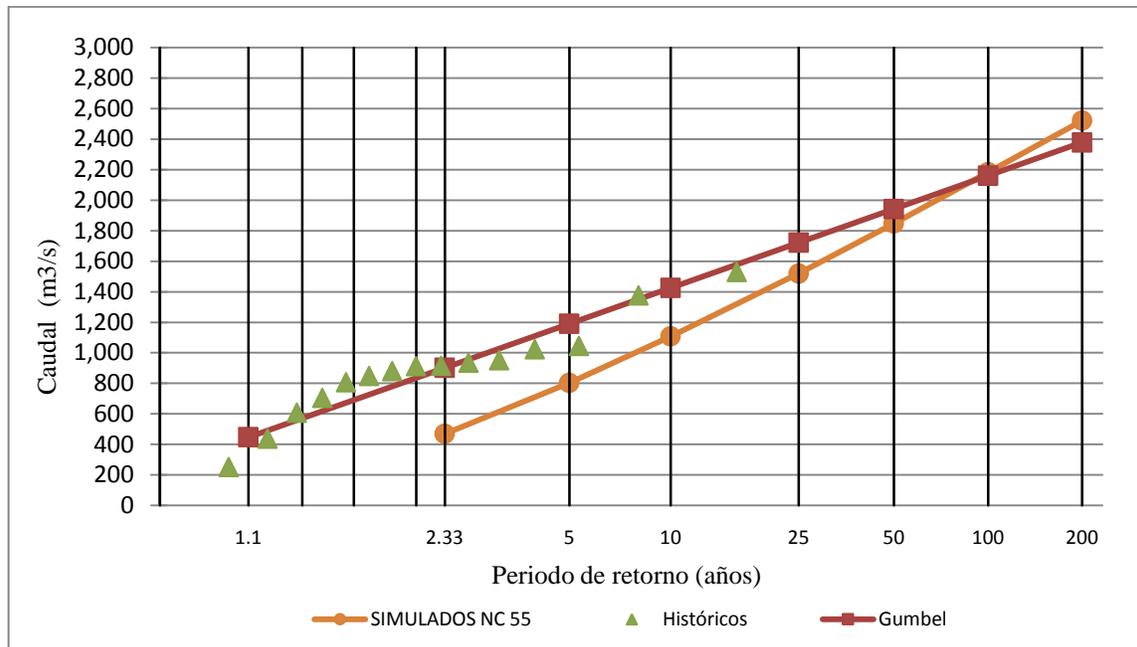
Fuente: Elaboración Propia

El valor de velocidad asumido finalmente fue de 3,5 m/s, ya que ocurre en un caudal en el orden de lo esperado para los eventos de crecidas.

Para el cálculo de las abstracciones por infiltración, se utilizó el método del Número de Curva del antiguo Servicio de Conservación de Suelos (USSCS), el cual permite estimar las abstracciones de la lluvia total ocurrida durante una tormenta, donde era necesaria la estimación del número de curva promedio, característica de la cuenca del río Socuy.

Por comparación con estudios hidrológicos de otras cuencas Venezolanas se estimó que en principio el Número de Curva debía estar entre 50 y 60, por lo cual se procedió a correr el modelo utilizando números de curva en el rango indicado. La calibración del Número de Curva, consiste en medir los picos de caudal en el hidrograma generado para distintas frecuencias y compararlos con los valores esperados según la distribución de gastos máximos seleccionada a partir de los registros máximos históricos medidos en la estación de calibración, en nuestro caso la estación hidrométrica de La Cabaña, valores que se muestran en el Gráfico 13.

Gráfico 13. Calibración de los picos de crecida.



Fuente: Elaboración Propia.

En el Gráfico 13 se observa que para períodos de retorno bajos, los valores no se ajustan de la mejor manera; sin embargo, para períodos de retorno mayores sí, donde se encuentran las frecuencias utilizadas para el diseño de estructuras hidráulicas de envergadura como lo son las presas. Por lo tanto, luego de ajustar el modelo y sus variables se determina que éste, debe utilizar un número de curva de 55 para simular de mejor manera las crecidas para los períodos de retorno de interés. También se utilizó la distribución Log Gumbel obteniéndose una curva con una acentuada concavidad creciente, la cual estimaba gastos demasiado altos para la cuenca.

Una vez conocido el número de curva de la cuenca, se procedió a introducir las características del embalse de Manuelote, la curva de área-capacidad mostrada en el Gráfico 26 y la curva de descarga tanto del aliviadero principal, como la que añade el caso en el que el aliviadero de emergencia empieza a funcionar.

9. Simulaciones

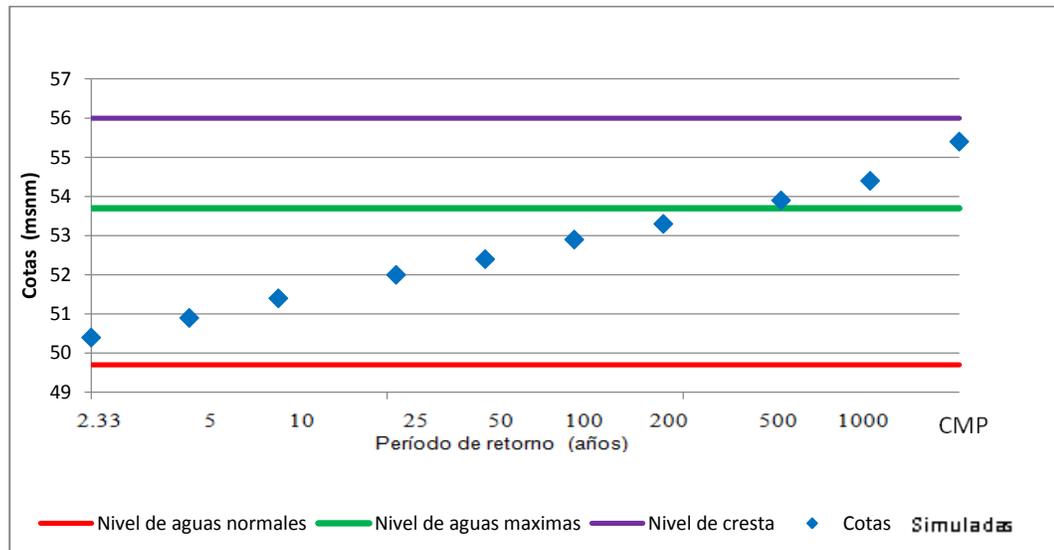
Luego de construir el modelo hidrológico, se procedió a simular las crecidas simples y complejas esperadas para diferentes períodos de retorno. Los resultados de la simulación se resumen en la Tabla 16 para crecidas simples, en la cual se resume el período de retorno (T), el caudal pico del hidrograma (Q pico), el volumen del hidrograma y el nivel (H) alcanzado en el embalse de Manuelote. Se debe recordar que el nivel de aguas máximas de proyecto está ubicado en la cota 53,7 msnm y el nivel de la cresta se ubica a 56 msnm.

Tabla 16. Resultado del modelo HMS para crecidas simples.

T (años)	Q pico (m ³ /s)	Volumen (Hm ³)	H (msnm)	Borde libre seco (m)	Comentarios
2,33	678	17,17	50.4	5.6	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
5	1221	29,25	50.9	5.1	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
10	1712	40.93	51.4	4.6	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
25	2381	56,55	52	4	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
50	2902	68,86	52.4	3.6	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
100	3439	81,89	52.9	3.1	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
200	3987	94,55	53.3	2.7	Debajo de nivel de aguas máx. de proyecto
500	4716	112,05	53.9	2.1	Supera el nivel de aguas máx. de proyecto
1000	5289	125,45	54.4	1.6	Supera el nivel de aguas máx. de proyecto
CMP	5945	158,43	54.85	1.15	Supera el nivel de aguas máx. de proyecto

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 14. Niveles de agua alcanzadas en crecidas simples para distintos períodos de retorno simulados.



Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar en el Gráfico 14 los niveles alcanzados en el embalse luego del tránsito de las crecidas simples, en el mismo se indican los niveles de aguas máximas, nivel de aguas normales y el nivel de cresta del proyecto de la presa. Para la simulación de hidrogramas simples, el modelo arroja que la altura de aguas máximas definida en el proyecto de la presa, es superada para un período de retorno entre 200 y 500 años, recordando que dicho nivel de aguas máximas fue ubicado a una cota de 53,7 msnm. El aliviadero de emergencia previsto en la obra, empieza a operar para la crecida máxima probable, donde no se prevé que se supere la cresta de la presa.

La simulación de crecidas simples ha sido calibrada además con los volúmenes afluentes al embalse de Manuelote; dichos volúmenes afluentes fueron calculados a través de los registros históricos provenientes de la operación del embalse de Manuelote. Luego de obtener dichos registros, se calcularon los volúmenes afluentes máximos anuales y se les aplicó la distribución de valores extremos de Gumbel, obteniéndose los resultados mostrados en la Tabla 17, donde se observan los efectos de aplicar la distribución y los valores producto de la simulación del modelo hidrológico para un número de curva de 55.

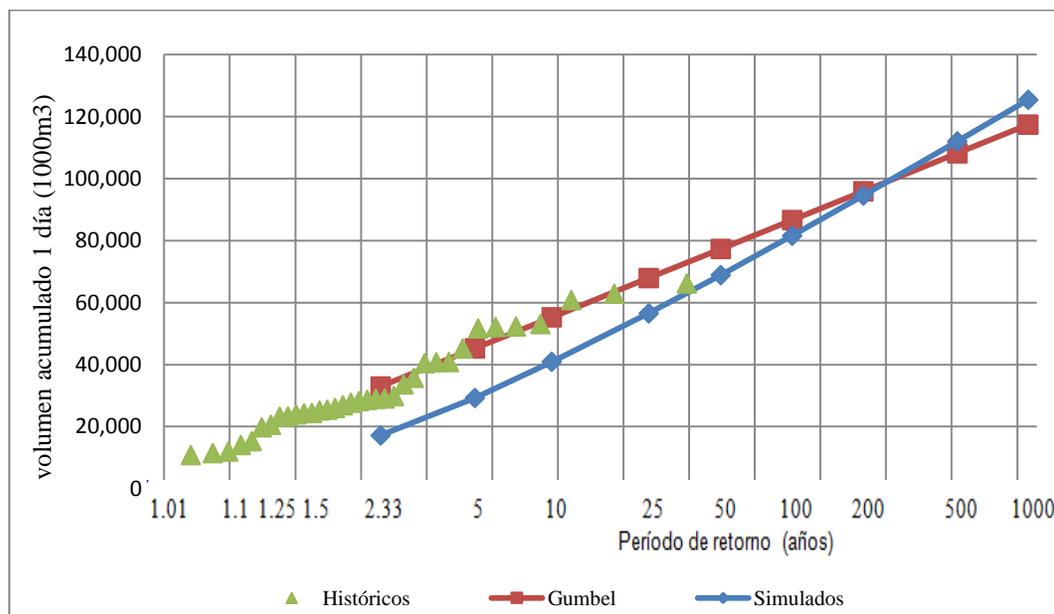
Tabla 17. Comparación de volúmenes afluentes estimados con el método de Gumbel y los obtenidos por simulación.

Tr (años)	Distribución Gumbel (Hm3)	Volúmenes Simulados (Hm3)	Diferencia (Hm3)	Diferencia porcentual (%)
1000	117.46	125.45	7.99	6.37
500	108.29	112.05	3.76	3.36
200	95.94	94.55	1.39	1.45
100	86.65	81.59	5.06	5.84
50	77.33	68.89	8.44	10.91
25	67.94	56.55	11.39	16.76
10	55.28	40.93	14.35	25.96
5	45.25	29.25	16.00	35.36
2,33	32.95	17.17	15.78	47.89

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación se muestra en el Gráfico 15, los volúmenes de la Tabla 17 graficados en papel Gumbel. Además se muestran los registros de volúmenes históricos máximos anuales antes mencionados.

Gráfico 15. Distribución de volúmenes de entrada diarios para distintos períodos de retorno.



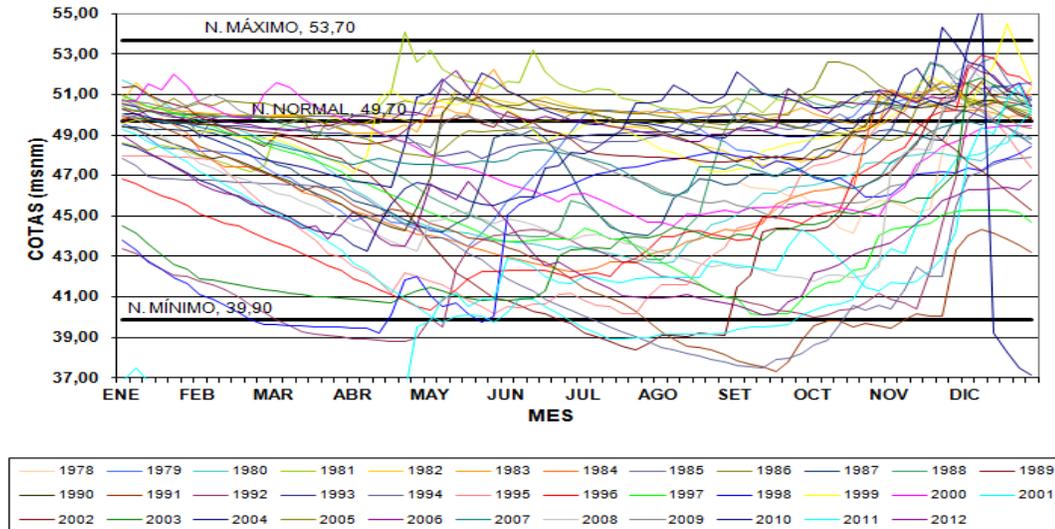
Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede observar en el Gráfico 15, las curvas de los volúmenes diarios simulados y los volúmenes de la distribución de valores extremos de Gumbel, tienden a parecerse más para los períodos de retorno elevados, mientras que para los períodos de retorno bajos, los volúmenes simulados tienden a ser menores, con un buen ajuste, para lo que representa una calibración de volúmenes.

La simulación de hidrogramas simples no genera las situaciones de riesgo hidrológico esperadas en el embalse. Según registros históricos de niveles máximos alcanzados durante los años de operación de la obra, mostrados en la Tabla 18, se observa que el nivel de aguas máximas prevista en el proyecto, es superada en cinco ocasiones, llegando a un nivel máximo de 55,44 msnm registrado en el año 2010 y generando la activación del aliviadero de emergencia, dejando en evidencia no solo la incapacidad de la obra de alivio principal, sino una mayor amenaza producto de la ocurrencia de fenómenos de crecidas complejas. Se muestra también en el Gráfico 16, la variación de los niveles históricos en el embalse de Manuelote cada cinco días, en el Gráfico 17 se muestran los niveles máximos históricos registrados en el embalse, donde pueden observarse el rango de los niveles máximos que se han medido, donde llama la atención la magnitud de los eventos y su cercanía en el tiempo.

Es de destacar que en hidrogramas de tormentas medidas en la estación hidrométrica de La Cabaña en los años previos a la etapa del proyecto del embalse, se presentan características que certifican la entrada de hidrogramas complejos al embalse. Dichos hidrogramas se muestran en el Anexo 13.

Gráfico 16. Niveles Históricos cada 5 días del embalse de Manuelote.



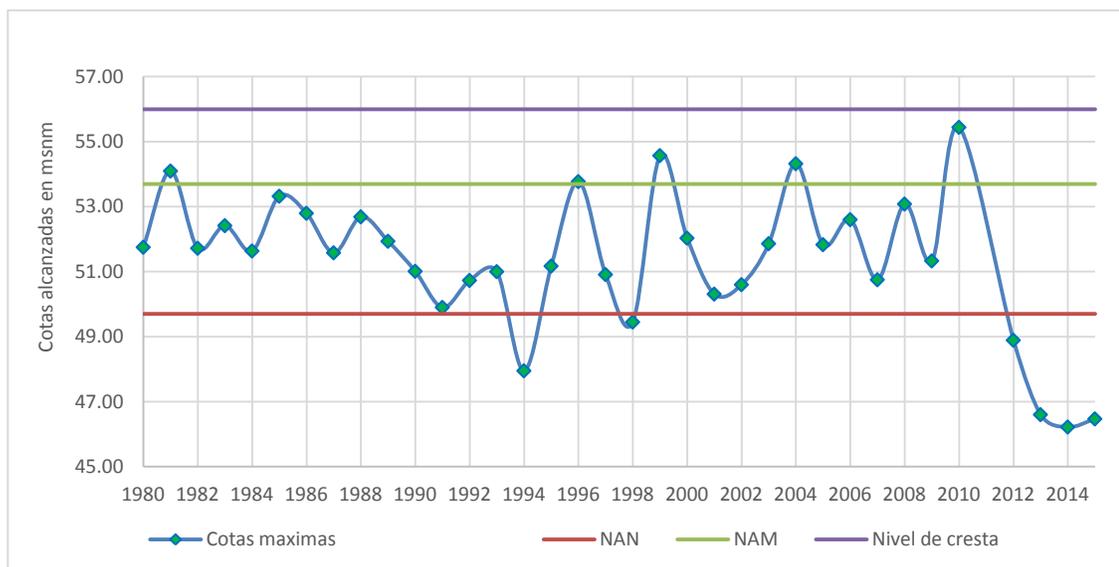
Fuente: Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo y Aguas. Dirección de Operación de Embalses.

Tabla 18. Niveles máximos históricos anuales registrados en Manuelote.

Año	Cota máx (msnm)	Año	Cota máx (msnm)
1980	51.75	1998	49.45
1981	54.10	1999	54.57
1982	51.72	2000	52.03
1983	52.42	2001	50.31
1984	51.64	2002	50.60
1985	53.32	2003	51.86
1986	52.80	2004	54.32
1987	51.58	2005	51.83
1988	52.69	2006	52.60
1989	51.94	2007	50.75
1990	51.01	2008	53.08
1991	49.90	2009	51.33
1992	50.73	2010	55.44
1993	51.00	2012	48.89
1994	47.95	2013	46.60
1995	51.17	2014	46.22
1996	53.77	2015	46.47
1997	50.91		

Fuente: Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo y Aguas. Dirección de Operación de Embalses.

Gráfico 17. Niveles máximos Históricos del embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración propia.

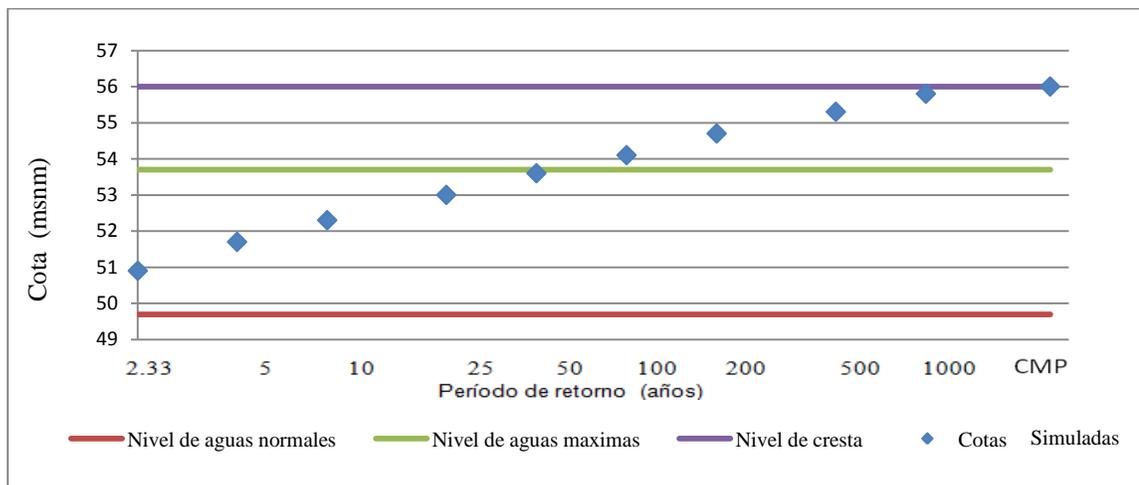
Se procedió a simular hidrogramas complejos, obteniéndose los resultados de la Tabla 19. Al analizar los resultados, se puede observar que la altura de aguas máximas del embalse es superada por una crecida entre 50 y 100 años de período de retorno, para una crecida entre 200 y 500 opera el aliviadero de emergencia y finalmente superar el nivel de cresta de la presa durante la crecida máxima probable (CMP).

Tabla 19. Resultado del modelo HMS para crecidas complejas.

T (años)	Q pico (m ³ /s)	Vol (Hm ³)	H (msnm)	Borde libre seco (m)	Comentarios
2.33	678	30.93	50.9	5.1	Debajo de nivel de aguas máx de proyecto
5	1221	54.73	51.7	4.3	Debajo de nivel de aguas máx de proyecto
10	1712	74.94	52.3	3.7	Debajo de nivel de aguas máx de proyecto
25	2381	101.84	53	3	Debajo de nivel de aguas máx de proyecto
50	2902	122.95	53.6	2.4	Debajo de nivel de aguas máx de proyecto
100	3439	143.24	54.1	1.9	Encima de nivel de aguas máx de proyecto
200	3987	166.43	54.7	1.3	Encima de nivel de aguas máx de proyecto
500	4716	194.40	55.3	0.7	Encima de nivel de aguas máx de proyecto, aliviadero de emergencia activo
1000	5289	216.26	55.8	0.2	Encima de nivel de aguas máx de proyecto, aliviadero de emergencia activo
PMP	5945	244.58	Superó cresta	–	Supera la cresta de la presa

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 18. Niveles de agua en Manuelote considerando crecidas complejas.



Fuente: Elaboración propia.

De igual manera que se trataron los resultados del modelo para las crecidas simples, se calculó la distribución de extremos de Gumbel a los registros de volúmenes históricos de entrada a Manuelote, los resultados se muestran en la Tabla 20 donde se exponen también los volúmenes de la simulación de las crecidas complejas para una duración de tres días.

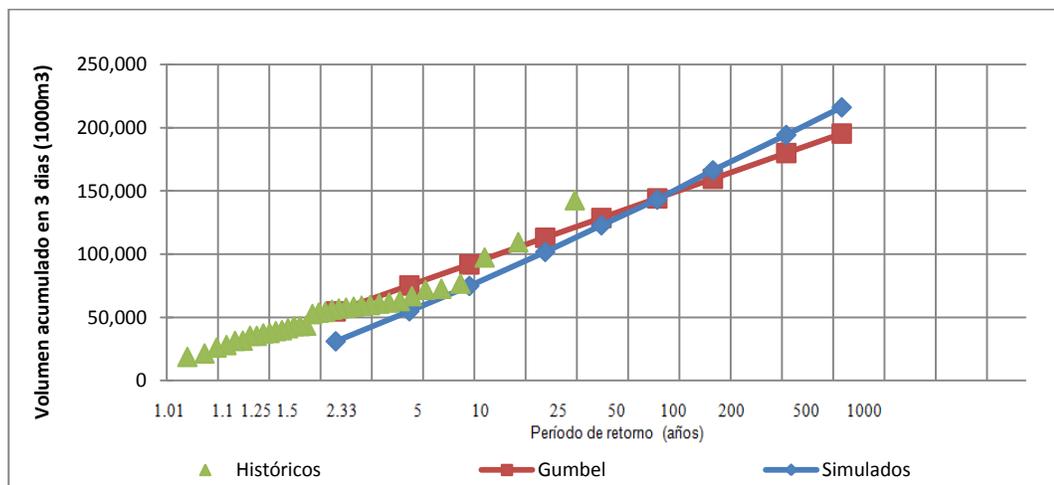
Tabla 20. Comparación de volúmenes afluentes de la distribución de extremos de Gumbel y los obtenidos por simulación para crecidas complejas de tres días de duración.

Tr (años)	Volumen Distribución Gumbel (Hm ³)	Volúmenes Simulados (Hm ³)	Diferencia de volumen (Hm ³)	Diferencia de volumen porcentual (%)
1000	195.52	216.26	20.74	9.6
500	180.1	194.4	14.3	7.4
200	159.69	166.43	6.74	4.0
100	144.22	143.24	0.98	0.7
50	128.69	122.95	5.74	4.5
25	113.05	101.84	11.21	9.9
10	91.96	74.94	17.02	18.5
5	75.27	54.91	20.36	27.0
2,33	54.78	31.12	23.66	43.2

Fuente: Elaboración propia.

En el Gráfico 19, se puede observar que igualmente ocurre que para los períodos de retorno bajos, los volúmenes simulados son menores y a medida que se incrementa el período de retorno, se van ajustando mejor a la distribución de eventos extremos tipo Gumbel.

Gráfico 19. Distribución de volúmenes de entrada en tres días para distintos períodos de retorno.

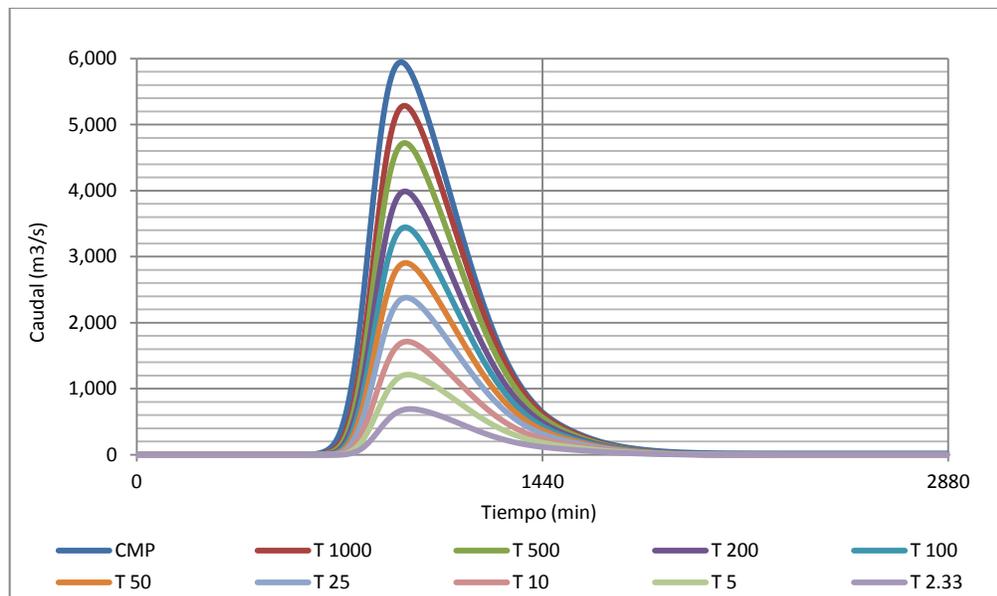


Fuente: Elaboración Propia.

Hidrogramas afluentes a Manuelote

Como resultado del modelo hidrológico se obtuvieron hidrogramas afluentes al embalse de Manuelote. Se muestra en el Gráfico 20 los hidrogramas afluentes para crecidas simples y en el Gráfico 23 para crecidas complejas, además de los hidrogramas de la descarga en el aliviadero para la simulación de crecidas simples y complejas, los cuales se muestran en los Gráficos 21 y 24.

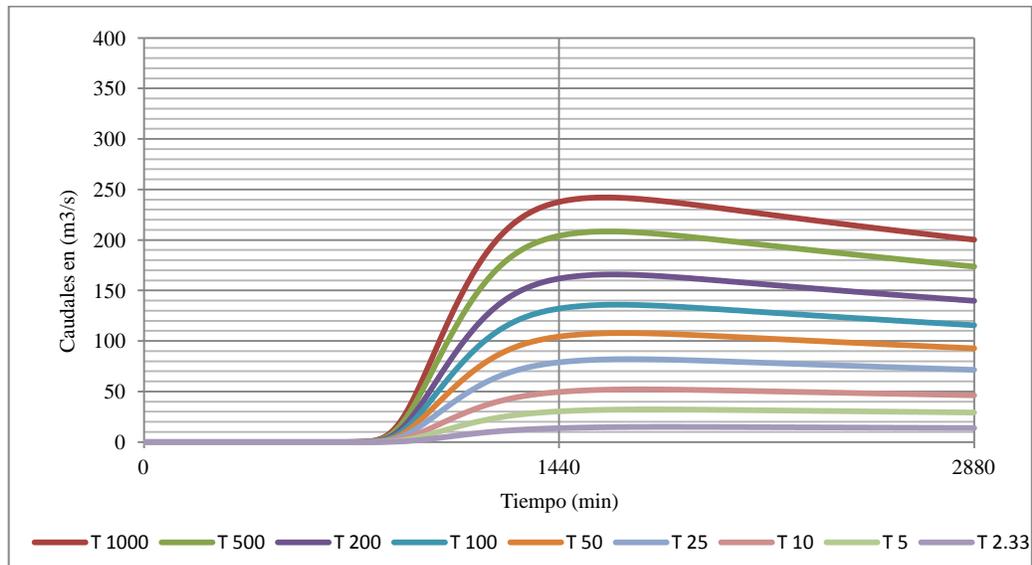
Gráfico 20. Hidrogramas simples afluentes al embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración Propia.

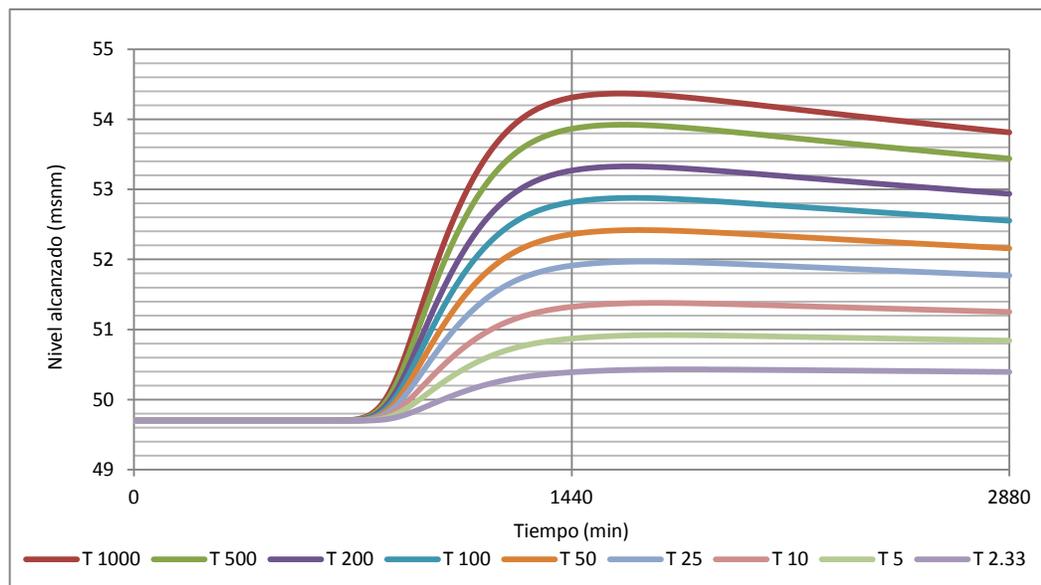
Se aprecian los picos de los valores de los picos de los caudales afluentes al embalse, en donde para la crecida extraordinaria de 1.000 años de período de retorno está por encima de los 5.000 m³/s, mientras que para la crecida máxima probable ya está prácticamente por los 6.000 m³/s.

Gráfico 21. Caudales descargados por el aliviadero luego del tránsito de crecidas simples en el embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración Propia.

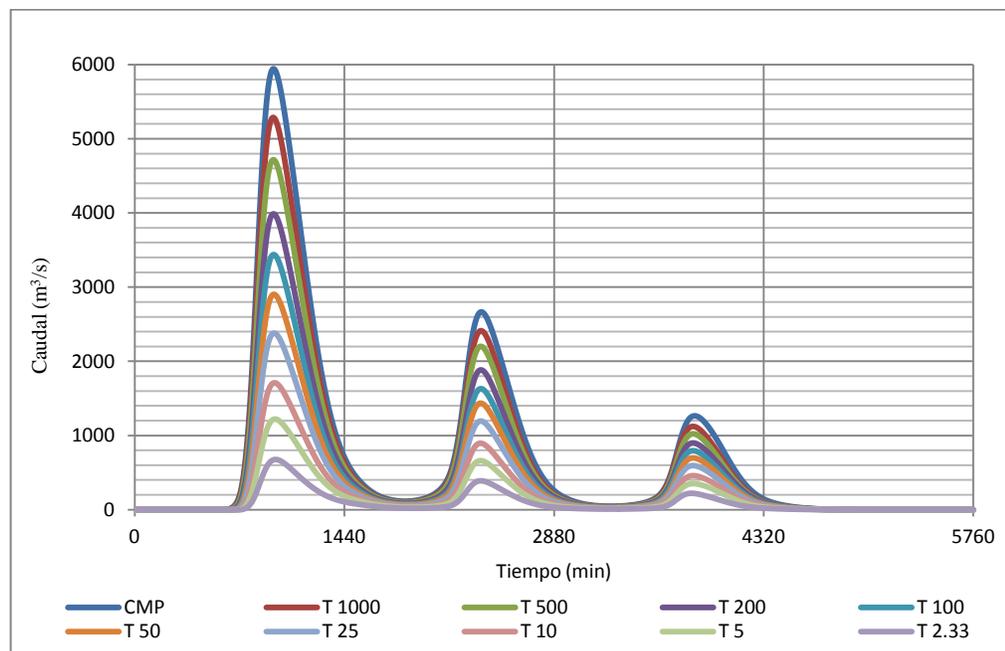
Gráfico 22. Niveles de agua alcanzados luego del tránsito de crecidas simples en el embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración Propia.

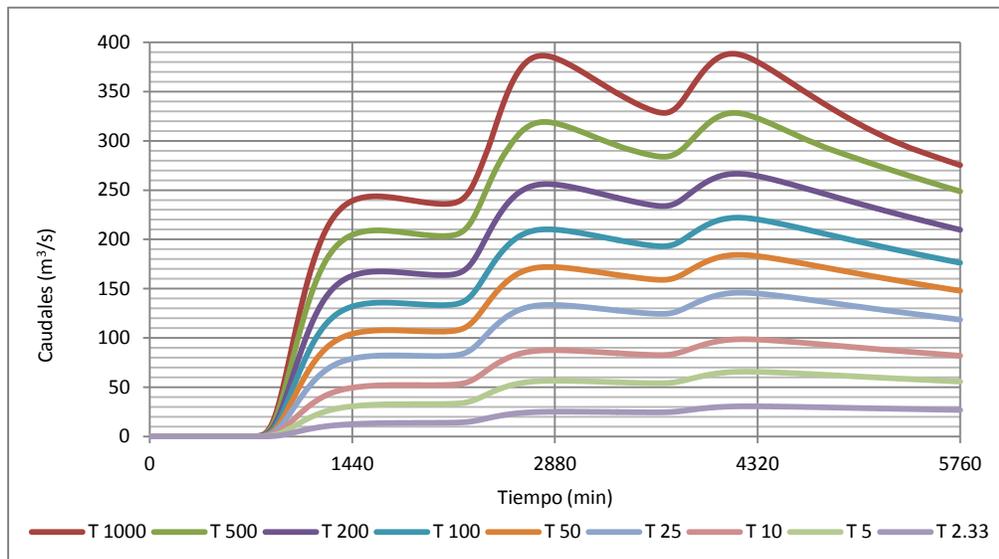
Se destacan valores de caudales descargados por el aliviadero para una crecida simple con distintas frecuencias, pues para un período de retorno de 1.000 años se alcanzan a descargar cerca de 250 m³/s. De la misma manera, puede hacerse referencia a los niveles alcanzados para el mismo período de retorno luego del tránsito de crecidas simples en el embalse, pues se logran niveles de 54,4 msnm.

Gráfico 23. Hidrograma complejos afluentes al embalse de Manuelote.



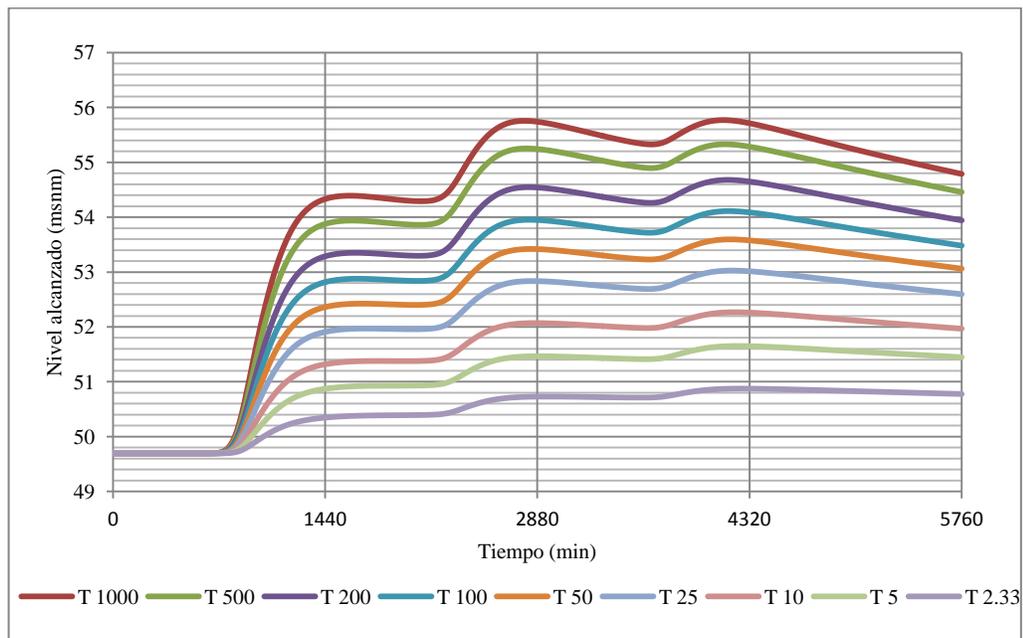
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 24. Caudales descargados por el aliviadero luego del tránsito de crecidas complejas en el Embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 25. Niveles de agua alcanzados luego del tránsito de crecidas complejas en el Embalse de Manuelote.



Fuente: Elaboración Propia.

Se destacan valores de caudales descargados por el aliviadero para una crecida simple con distintas frecuencias, pues para un período de retorno de 1.000 años se alcanzan a descargar cerca de 400 m³/s. De la misma manera, puede hacerse referencia a los niveles alcanzados para el mismo período de retorno luego del tránsito de crecidas simples en el embalse, pues se logran niveles de 55,8 msnm.

10. Simulación de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta

Debido a los eventos hidrológicos de los últimos tiempos, a las condiciones actuales de la estructura de alivio del embalse de Manuelote y a la capacidad de conducción del río Socuy; se ha planteado la necesidad de elaborar un análisis que logre evaluar de manera preliminar la magnitud del evento de rotura de la presa, recopilando los datos necesarios para dibujar las manchas de inundación causadas por los escenarios de rotura simulados. Estas manchas pueden servir como guía preliminar a los organismos competentes para la elaboración de medidas de prevención y planes de emergencia; así como para la mejor planificación, ocupación y uso del suelo en la cuenca aguas abajo hasta la localidad de Carrasquero.

10.1 Delimitación de la zona de estudio

La zona de estudio comprende 38 km del tramo del río aguas abajo del embalse de Manuelote, hasta el punto donde se encuentra el pueblo de Carrasquero; a pocos metros de la confluencia con el río Cachirí, con una cobertura bastante amplia de las planicies de inundación. La limitación para que el área de estudio fuera aún mayor se debe a la falta de un registro cartográfico más detallado.

10.2 Descripción general del modelo de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta

- Parámetros geométricos:

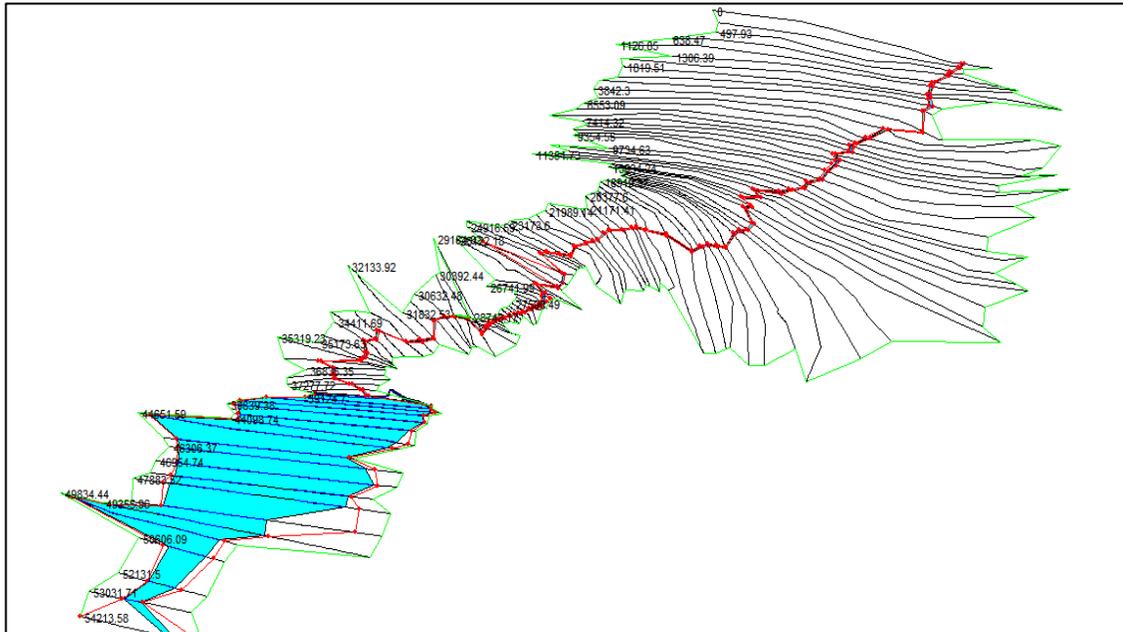
Los datos topográficos disponibles del valle fluvial del río Socuy, aguas abajo del embalse de Manuelote, están compuestos por distintas imágenes cartográficas en formato .tif, adjuntadas y georreferenciadas bajo coordenadas “La Canoa” en un archivo .dwg. La escala de estas imágenes es de 1:25.000, dibujadas a partir de ortofotomapas elaborados en el año 1996, con intervalos de nivel de 10 y 20 metros. Estas hojas fueron obtenidas en el instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar (IGVSB), específicamente en la dirección de Cartografía Nacional.

- Terreno y alineamiento:

Una vez obtenida la topografía del valle fluvial en formato digital, se construyó un modelo de terreno digital (digital Terrain Model- DTM) y una malla triangular irregular del terreno (Triangular Irregular Network-Tin), ambas forman una superficie envolvente sobre las curvas de nivel originales. El modelo de terreno digital está georreferenciado bajo el sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator) y permite extraer los datos altimétricos de la cartografía, de manera mejorada. Por otro lado, debido a la metodología utilizada para el levantamiento de este tipo de cartografía, donde es imposible obtener la batimetría del río y el embalse, se talló digitalmente una sección típica a lo largo del cauce, basados en una sección disponible del cauce en la estación hidrométrica de La Cabaña, la cual se encuentra cercana al embalse de Manuelote. Esta sección se adaptó a un trapecio de base menor 40 m, base mayor 60 m, y altura de 5m. La pendiente del cauce se generó siguiendo los puntos de cota y distancias medidos sobre el río en los planos escala 1:25.000 de Cartografía Nacional.

Finalmente, se ha sumado a toda la información anterior, imágenes aéreas obtenidas a través del sistema de información geográfica de Google Earth, las cuales se acoplan al modelo de terreno digital y a la cartografía obtenida originalmente, con las cuales se localizó el cauce natural del río y se trazó un nuevo alineamiento.

Para definir la geometría del valle fluvial dentro del modelo, se trazaron 95 secciones transversales, a lo largo de los treinta y ocho kilómetros del cauce aguas abajo del embalse, más 20 secciones transversales aguas arriba del mismo, para describir las condiciones del embalse y el cauce aguas abajo donde se transita el hidrograma resultante de la rotura simulada de la presa. La separación entre secciones fue de aproximadamente trescientos metros. En la Figura 12 se muestra el esquema geométrico introducido en el modelo de rotura.



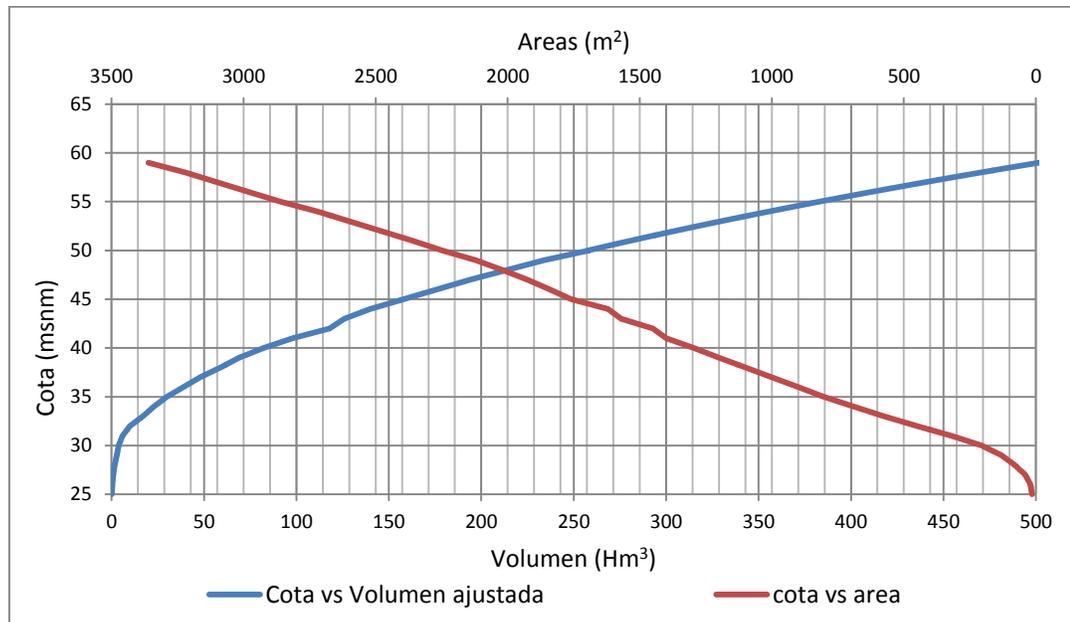
Fuente: Elaboración propia.

Figura 12. Geometría del valle fluvial introducido en el modelo.

10.3 El embalse, la presa y el aliviadero.

Por falta de una batimetría reciente, se utilizó la curva de área capacidad determinada para el proyecto del embalse la cual se muestra en el Gráfico 26.

Gráfico 26. Curva de área capacidad de Embalse Manuelote.



Fuente: Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo y Aguas.

En el HEC-RAS, las presas se modelan como estructuras en línea y se definen entre dos secciones transversales de la geometría del río. Las variables que indican la estructura dentro del modelo con la estructura real son: el ancho de la cresta, la altura de la presa, la inclinación de los taludes y un coeficiente de descarga en caso de superación del nivel de la cresta.

10.4 Parámetros hidráulicos:

- Rugosidad de Manning:

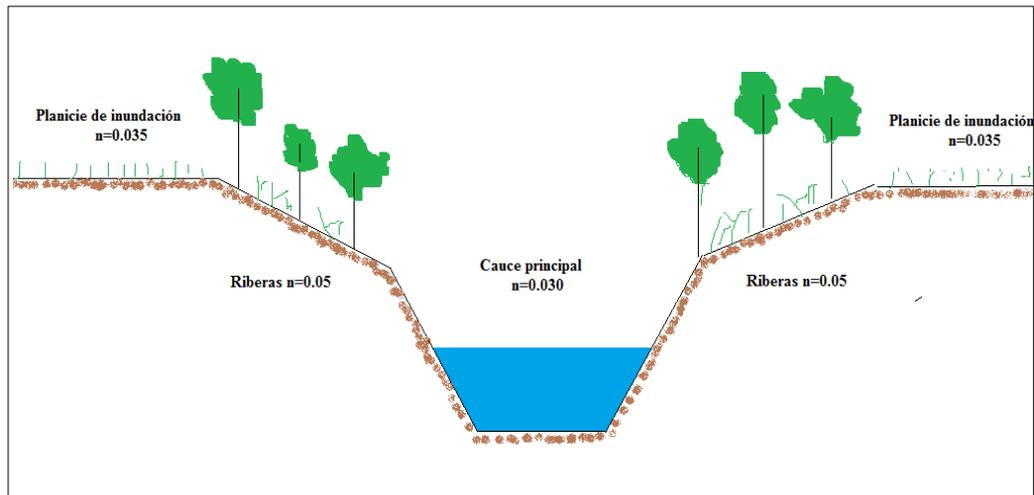
El parámetro de rugosidad es sin duda uno de los más importantes en el flujo a superficie libre. Para el caso de modelos de inundación desarrollados para grandes extensiones de terreno, se pueden cuestionar ampliamente los resultados a la hora de establecer dicho parámetro; sin embargo, la observación de imágenes aéreas y la comparación con algunos trabajos acerca del uso del suelo, hacen posible la construcción de una aproximación válida de este parámetro.

Para establecer los valores de rugosidad de Manning, se revisaron en primer lugar imágenes aéreas de Google Earth (Figura 14), para finalmente establecer los diferentes valores de rugosidad bajo el criterio de observación visual y tomando como base los coeficientes de rugosidad de Manning presentados por Ven-Te Chow para cauces naturales (Tabla 21). Chow (1982), presenta valores de rugosidades mínimos, normales y máximos, los cuales se asociaron a los escenarios del modelo de la manera que se muestra en la Figura 13.

Tabla 21. Valores mínimos, normales y máximos de coeficiente de rugosidad de Manning.

Tipo de cauce	Mínimo	Normal	Máximo
Cauce en planicie, limpio y curvado con secciones inefectivas y de poca pendiente	0.04	0.048	0.055
Arbustos medianos a densos en verano, con arboles grandes (bosques de galería)	0.07	0.1	0.16
Pastos altos, con pequeños arboles y arbustos	0.03	0.035	0.05
Pastos cortos, potreros y equeños cultivos	0.025	0.03	0.035
Arbustos escasos y mucho pasto	0.035	0.05	0.07
Tierras claras con ramas	0.03	0.04	0.05

Fuente: Chow, 1982.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 13. Coeficiente de Manning en los distintos sectores del cauce.



Fuente: Google Earth.

Figura 14. Foto aérea del cauce del río Socuy aguas abajo del embalse de Manuelote.

- Régimen del flujo y condiciones de borde:

El régimen hidráulico corresponde de manera aproximada a un flujo no permanente unidimensional gobernado principalmente por la ecuación de momentum expresada en su forma diferencial. El algoritmo de cálculo empleado por HEC-RAS es capaz de resolver las ecuaciones de flujo no permanente, mediante un esquema implícito de diferencias finitas para intervalos de tiempo definidos por el usuario. El tipo de flujo presente puede ser subcrítico y supercrítico, estableciéndose de acuerdo a las condiciones geométricas y a la profundidad crítica calculada por el modelo. Por otro lado, las condiciones de borde aguas arriba, se establecen mediante la entrada de hidrogramas al embalse, dichos hidrogramas fueron determinados en el modelo hidrológico antes presentado. La condición aguas abajo seleccionada corresponde a la ocurrencia de flujo uniforme, por lo que se suministró la pendiente de fondo en su tramo extremo aguas abajo del cauce, dicho valor se estimó en 0,001.

10.5 Aplicación de las ecuaciones para la estimación de la brecha.

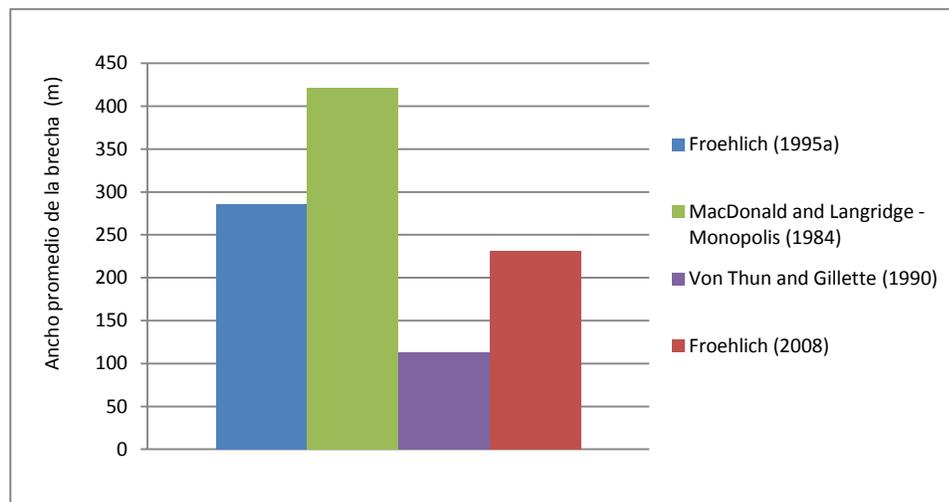
Para simular la rotura de presas en el modelo del HEC-RAS es necesario estimar los parámetros básicos de la formación de la brecha de descarga. Para ello, el U.S Army Corps of Engineers en el manual de aplicación de HEC-RAS, recomienda el uso de ecuaciones para su estimación. En el manual del usuario se recomienda no mezclar los resultados de las distintas metodologías. Es necesario obtener una aproximación, en magnitud de los parámetros de formación de la brecha, como lo son el tiempo de formación y la geometría final, en la Tabla 22 se muestra los resultados de aplicar dichas ecuaciones, entre los cuales se encuentra el tiempo de falla (t_f), el ancho promedio de la brecha (B_{ave}) y el ancho del fondo de la brecha (W_b). En el Gráfico 30 se muestra el ancho promedio de la brecha (B_{ave}) para las distintas metodologías.

Tabla 22. Parámetros y resultados para el estudio de la brecha de la presa Ing. Luciano Urdaneta.

Ecuación	Parámetros	Resultados
Froehlich (1995a)	Ko=1,4	Bave=286 m
	Vw=410940000 m ³	tf=3,62 horas
	hb=37 m	
Froehlich (2008)	Ko=1,3	tf= 3,07 horas
	Vw=410940000 m ³	
	hb=37 m	Bave= 231,24 m
	g=9,8067 m/s ²	
MacDonald and Langridge - Monopolis (1984)	Vout= 410940000 m ³	tf=3,28 horas
	hw=37 m	
	C=10 m	
	Z3=5	
	Z1= 3	Wb= 421m
	Z2= 2	
	Zb= 0,5	
Von Thun and Gillette (1990)	hw= 38 m	Bave= 113 m
	Cb = 18,3 (tabla)	tf = 1,01 horas

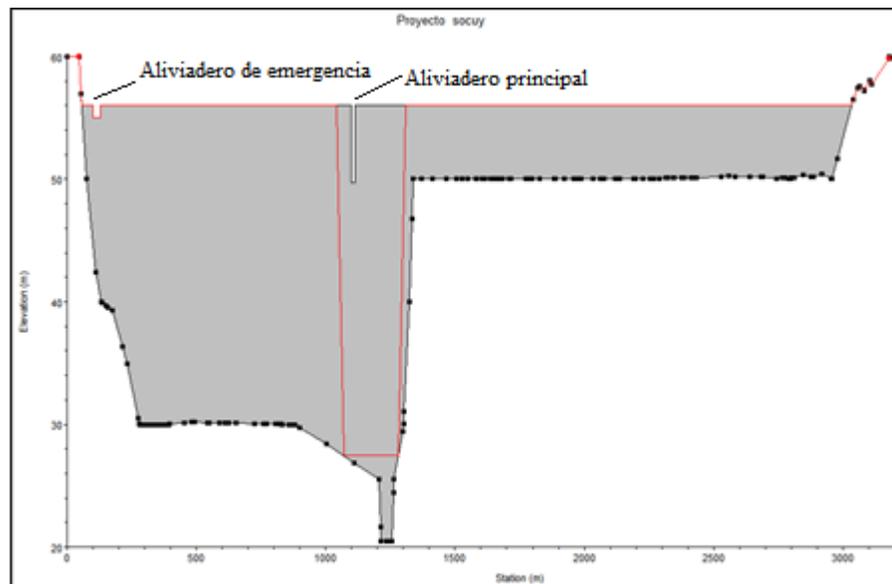
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 30. Cálculo del ancho promedio de brecha (Bave) de la presa Ing. Luciano Urdaneta por los métodos recomendados.



Fuente: Elaboración Propia

Es importante seleccionar una metodología que se adapte al caso estudiado, en el caso de este trabajo se cree que la más conveniente es la de Froehlich (2008), con la cual se obtiene la geometría de brecha que se muestra en la Figura 15 y cuyos valores se presentan en la Figura 16. Los valores de entrada al programa son geométricos y de ubicación del eje de la Brecha, además se requiere la cota a partir de la cual se forma la brecha, el tiempo total de formación y el coeficiente de descarga a través de la misma.



Fuente: Simulación de rotura en HEC-RAS.

Figura 15. Geometría de la brecha.

<input checked="" type="checkbox"/> Breach This Structure	
Breach Method:	User Entered Data ▼
Center Station:	1175
Final Bottom Width:	212.74
Final Bottom Elevation:	27.5
Left Side Slope:	1
Right Side Slope:	1
Breach Weir Coef:	1.44
Breach Formation Time (hrs):	3
Failure Mode:	Overtopping ▼
Piping Coefficient:	0.5
Initial Piping Elev:	
Trigger Failure at:	WS Elev ▼
Starting WS	56.2

Fuente: Simulación de rotura en HEC-RAS.

Figura 16. Datos hidráulicos y geométricos de la brecha

10.6 Simulación de escenarios de rotura de la presa Ing. Luciano Urdaneta.

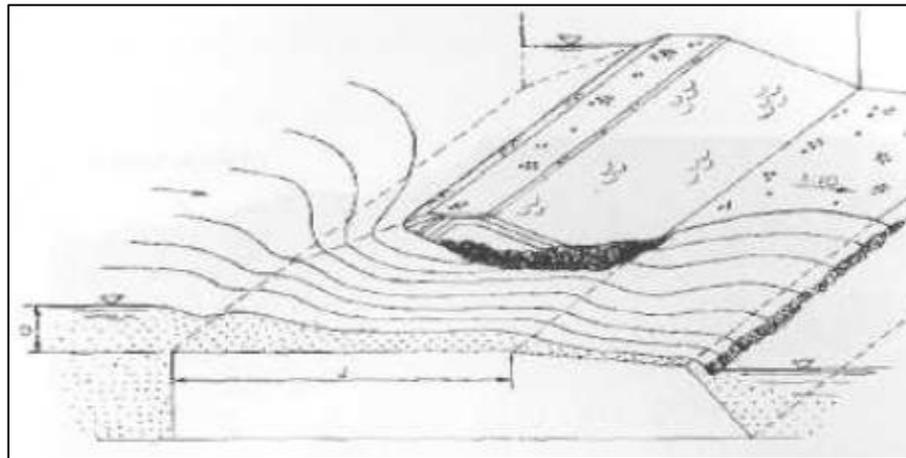
- Falla por sobrevertido:

La falla por sobrevertido ocurre cuando el nivel de la cresta en el embalse es superado por el agua durante una crecida extraordinaria. Es el escenario más crítico en el cual el agua al pasar por encima de la cresta de la presa erosiona el talud aguas abajo hasta hacer colapsar todo el terraplén, abriendo una brecha por donde se descarga un caudal muy superior al admisible por el cauce aguas abajo.

- Falla de aliviadero:

Este escenario de falla corresponde a la simulación de rotura de la presa, originada por el desborde lateral del aliviadero y el posterior colapso de las obras. Para modelar una aproximación de este mecanismo de falla, se estableció el procedimiento establecido por el U.S Army Corps of Engineers. Este mecanismo de falla trata, como una variante del sobrevenido de la presa, ocurre cuando el aliviadero está

en contacto con el talud aguas abajo y agota su capacidad de conducción durante el tránsito de una crecida extraordinaria, produciendo la erosión del espaldón de la presa hasta ocasionar la falla de la estructura, originando una brecha de erosión lateral como la que se muestra en la Figura 17. Este tipo de falla, por lo general, ocurre en presas con deficiencias serias en las capacidades de alivio y en aquellos aliviaderos ubicados muy por debajo del nivel de cresta de la presa, con cargas hidráulicas bastante pequeñas, como es el caso de Manuelote.

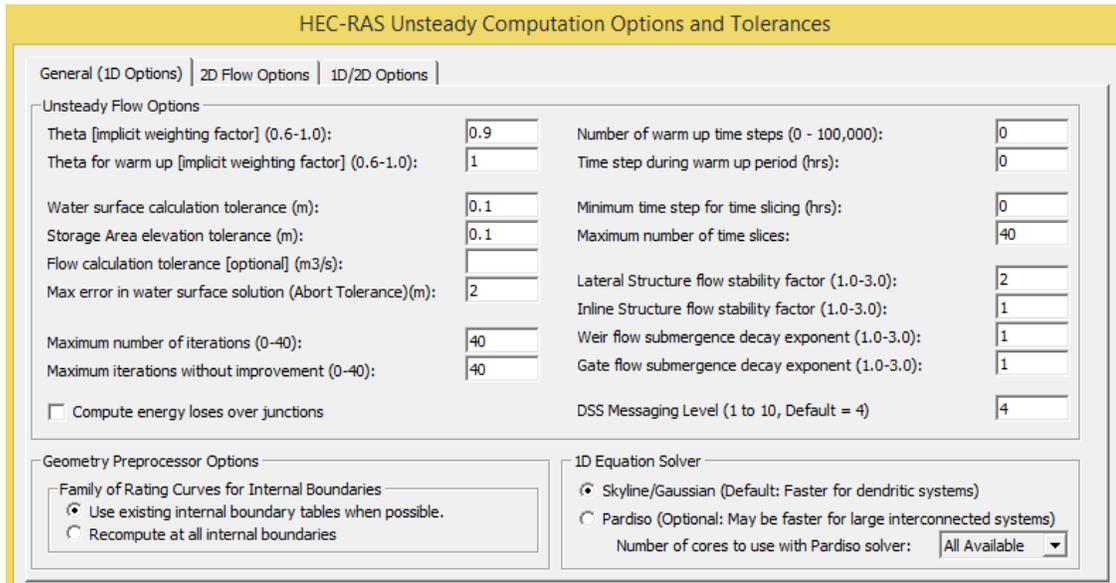


Fuente: Bolinaga (1998).

Figura 17. Representación gráfica de la brecha de erosión lateral debida a la falla del aliviadero en contacto con talud de la presa.

10.7 Ajuste de las tolerancias permitidas durante la simulación

Para correr el modelo de maneta estable, es necesario ajustar las tolerancias del programa, el número de iteraciones máximas a desarrollar y otros factores que el modelo utiliza para lograr resultados de mejor calidad, a cambio de un mayor consumo de recursos informáticos y de la posibilidad de estabilizar los cálculos. Para todos los eventos simulados durante esta investigación, se establecieron tolerancias en las profundidades de agua de unos 10 centímetros y el máximo de iteraciones permitidas en el programa. Finalmente el otro conjunto de parámetros ajustables, contienen sus respectivos rangos de valores establecidos en el manual de aplicación del programa el cual define dos extremos, la calidad de los resultados y la estabilidad del modelo; en todo caso sugiere realizar un tanteo para lograr el mejor ajuste. Las tolerancias se muestran en la Figura 18.



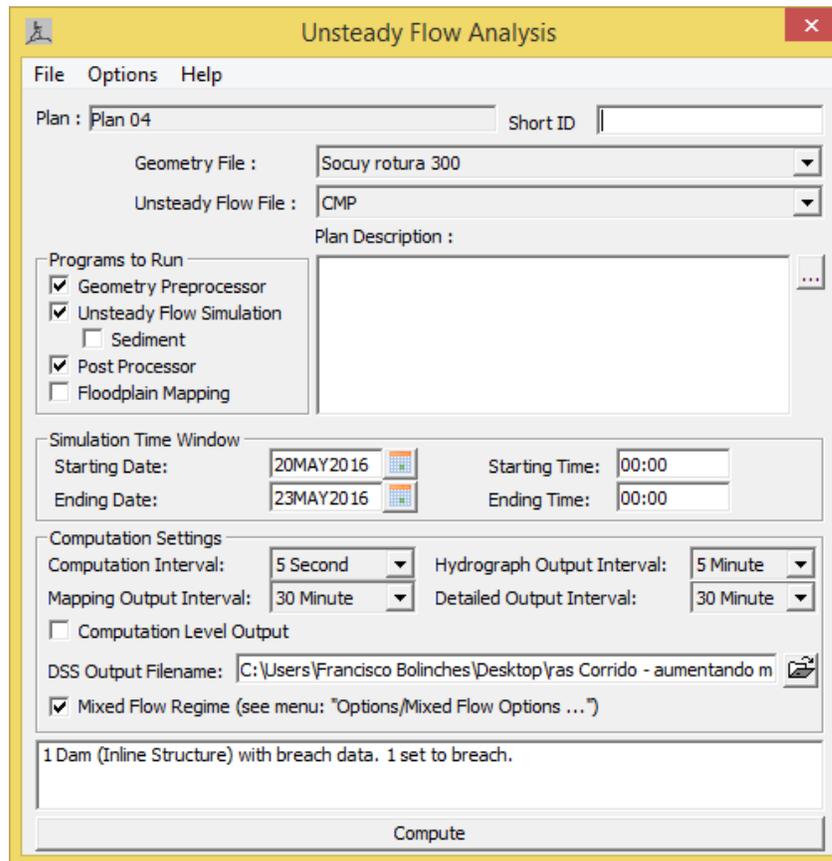
Fuente: Simulación en HEC-RAS.

Figura 18. Opciones y tolerancias introducidas la simulación de escenarios de rotura.

10.8 Ajuste de los intervalos de tiempo para la simulación

El modelo desarrolla una aproximación al flujo no permanente partiendo de un número finito de corridas para régimen no permanente, de acuerdo a los intervalos de tiempo establecidos por el usuario, y el de duración de la simulación. El intervalo más pequeño permitido por el programa es de 0,1 segundos y representa los resultados de mejor calidad que se puede obtener. No siempre se consigue un resultado estable fijando el intervalo de tiempo más pequeño; por lo cual el manual de aplicación de HEC-RAS sugiere, una vez más, el tanteo para ajustar los intervalos más pequeños posibles sin que ocurra una inestabilidad en el modelo.

Para el caso de las simulaciones de los diferentes eventos planteados para el modelo de rotura de Manuelote, el intervalo más pequeño de tiempo estable fue de 5 segundos, siendo este un tiempo que asegura la estabilidad numérica. Por su parte, el tiempo total de la simulación se estableció en tres días por ser el tiempo de duración de las crecidas complejas que entran en el embalse. La configuración de tiempos se muestra en la Figura 19.



Fuente: Elaboración Propia con el uso del HEC-RAS

Figura 19. Tiempos e intervalos de simulación de los escenarios de rotura de la presa.

10.9 Resultados de la simulación

Los resultados obtenidos a través de la simulación, para los eventos de falla establecidos en el modelo de rotura de Manuelote, están presentados a continuación en tablas y gráficas, las cuales resumen el desarrollo del evento en el tiempo. Dentro de este análisis, los resultados esperados para describir los eventos de rotura y la influencia de cada uno de éstos en el valle fluvial de la parte baja de la cuenca del río Socuy, son: (1) los hidrogramas de salida que representan la descarga violenta e incontrolada desde la brecha formada en el cuerpo de la presa a través del tiempo, y (2) la amortiguación de la onda producida por el colapso de la obra hidráulica, en forma decreciente a través de su paso por el valle fluvial del río.

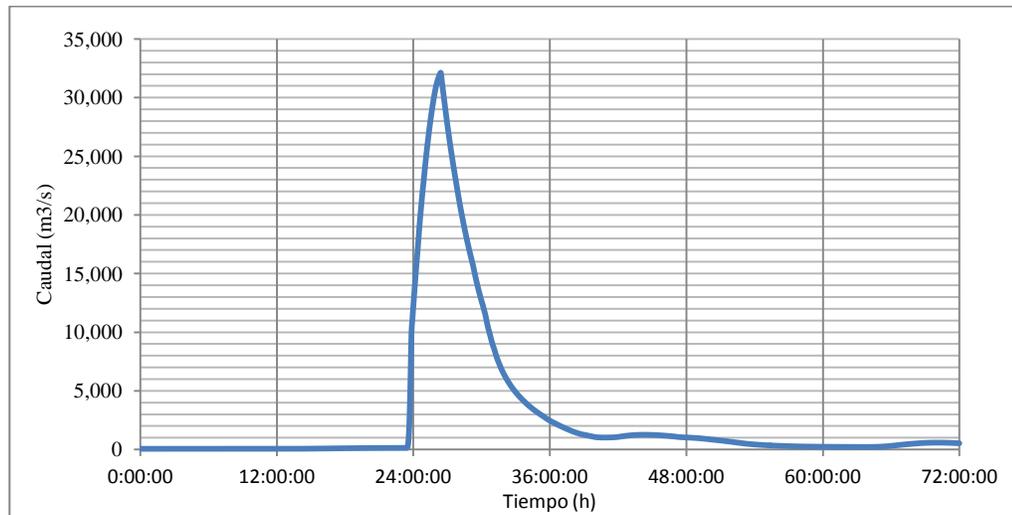
Por otro lado para la elaboración de los respectivos mapas de inundación, es necesario conocer las profundidades máximas de agua y el contorno de la mancha de inundación, valores que se extraen de los resultados arrojados por el modelo. Otro dato importante obtenido a través de HEC-RAS consiste en el reporte de las velocidades máximas que alcanza el flujo a su paso por el valle fluvial de la cuenca baja del río Socuy, la cual representa un detalle de la capacidad destructiva del evento.

10.10 Hidrogramas de salida para la descarga del embalse durante el proceso de falla.

Los hidrogramas de salida o descarga del embalse, presentados a continuación, fueron calculados en el modelo, mediante una aproximación al proceso de formación de la brecha de descarga, a partir de las condiciones finales de la misma y el nivel del embalse establecidos para iniciar el proceso. La metodología utilizada por el programa para calcular estos hidrogramas, tiene que ver con la simulación lineal en el tiempo del proceso de crecimiento de la brecha y de la descarga a través de ella, mediante la aplicación de las ecuaciones de vertedero de cresta ancha, asumiendo flujo crítico en la entrada de la descarga.

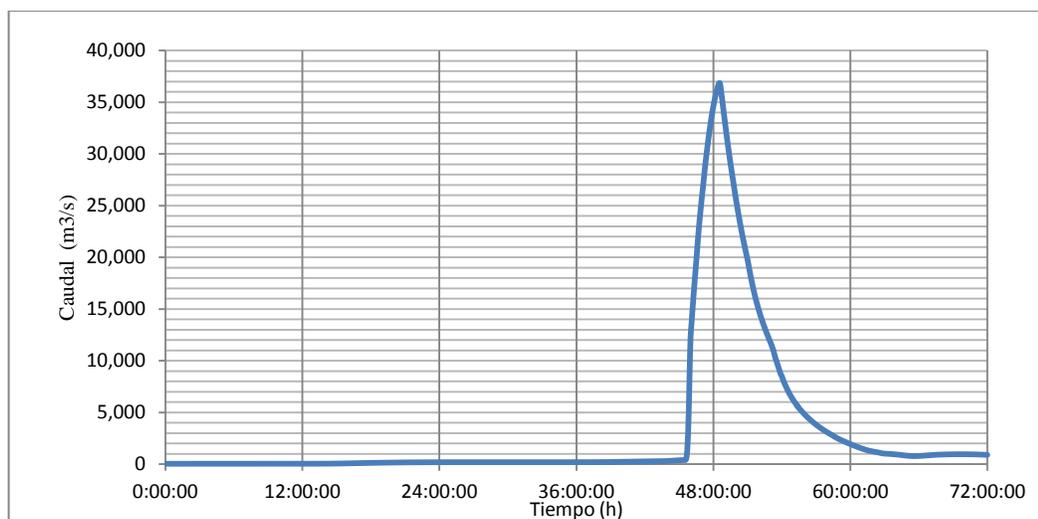
Se puede observar en el Gráfico 28 que la rotura de la presa originada por sobrevertido en la crecida máxima probable (CMP) genera un pico de caudal mayor al simulado en la rotura de la presa por la falla del aliviadero en la crecida centenaria (Gráfico 27). Esto se debe a que el volumen almacenado al momento en la falla por sobrevertido es mayor al almacenado en la simulación de la falla del aliviadero, puesto que las alturas a las que se inicia el proceso de formación de la brecha son de 53,7 metros (NAM de proyecto), para la simulación de la falla del aliviadero y de 56,1 metros en la simulación de la falla por sobrevertido, nivel luego del cual se estima que el agua que supera el nivel de la cresta comienza a formar la brecha. Llama también la atención la magnitud del pico de los hidrogramas de descarga a través de la brecha en la presa, llegando a ser de 32.000 m³/s para la falla del aliviadero en la crecida centenaria y de 37.000 m³/s para la falla por sobrevertido en la CMP.

Gráfico 27. Hidrograma de salida por la brecha de la presa debido a una falla del aliviadero durante la ocurrencia de la crecida centenaria.



Fuente: Elaboración Propia.

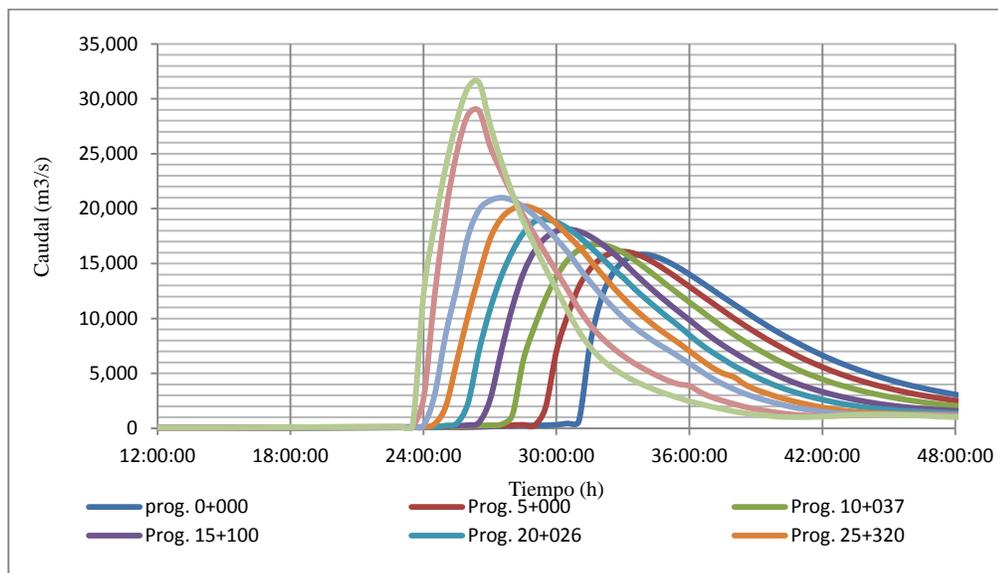
Gráfico 28. Hidrograma de salida por la brecha de la presa debido a falla por sobrevertido durante la ocurrencia de la CMP.



Fuente: Elaboración Propia.

10.11 Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo del sitio de presa luego de los eventos de falla

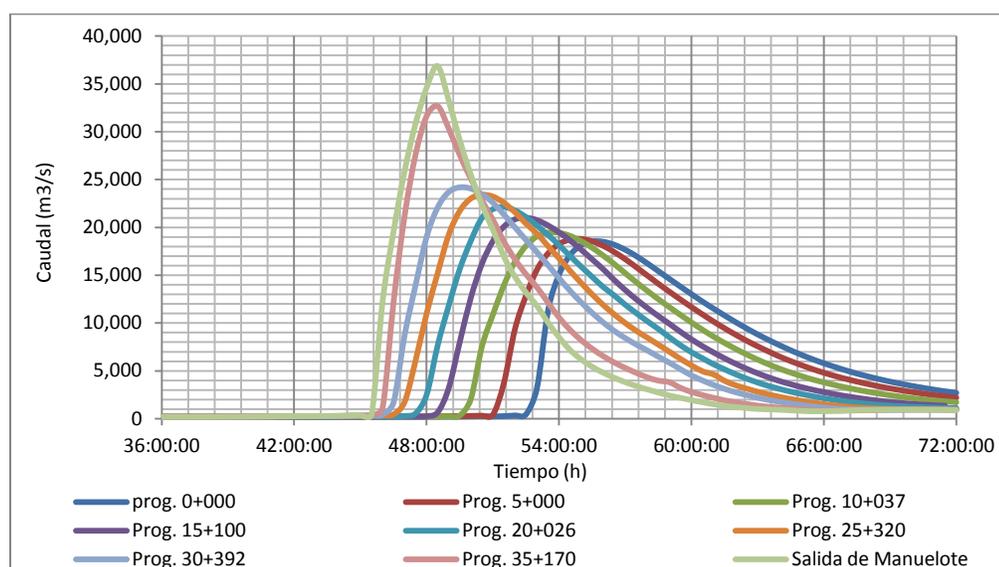
Gráfico 29. Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo de la presa por la falla del aliviadero en la crecida centenaria.



Fuente: Elaboración Propia.

Se puede apreciar en los Gráficos 29 y 30 la amortiguación de la descarga violenta a través de la brecha. Llama la atención que para la progresiva 0+000 aún se tienen caudales pico en el orden de 15.830 m³/s para la falla del aliviadero en la crecida centenaria y de 18.500 m³/s para la falla por sobrevertido en la CMP. El tiempo aproximado de llegada del hidrograma a la progresiva 0+000, transitado a través del cauce producto de la falla del aliviadero de la presa en la crecida centenaria, desde que se empieza a formar la brecha es de 7,5 horas, el pico del hidrograma se produciría luego de 10,5 horas. El tiempo aproximado de llegada del hidrograma a la progresiva 0+000, transitado a través del cauce producto de la falla por sobrevertido de la presa en la CMP, desde que se empieza a formar la brecha es de 7 horas, el pico del hidrograma se produciría luego de 9,5 horas.

Gráfico 30. Hidrogramas transitados en el cauce aguas abajo de la presa para la falla por sobrevertido en la CMP.

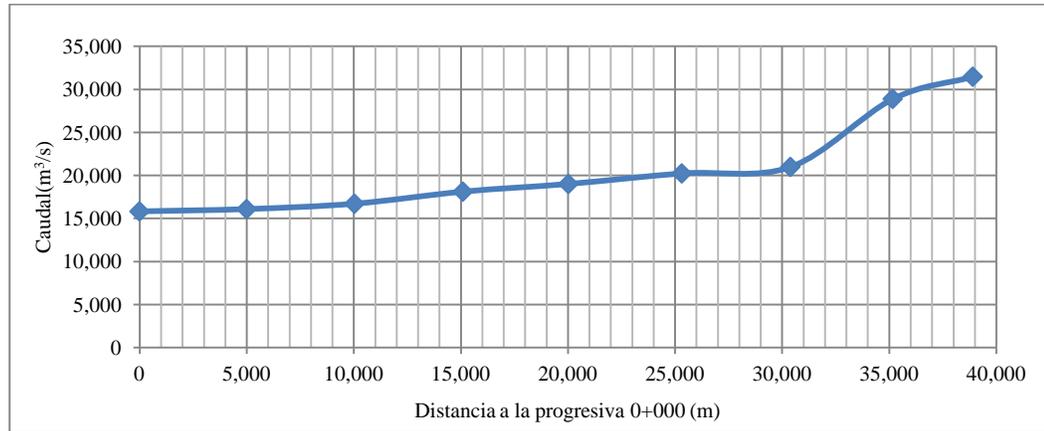


Fuente: Elaboración Propia.

10.12 Envoltente de los gastos máximos simulados a lo largo del valle fluvial.

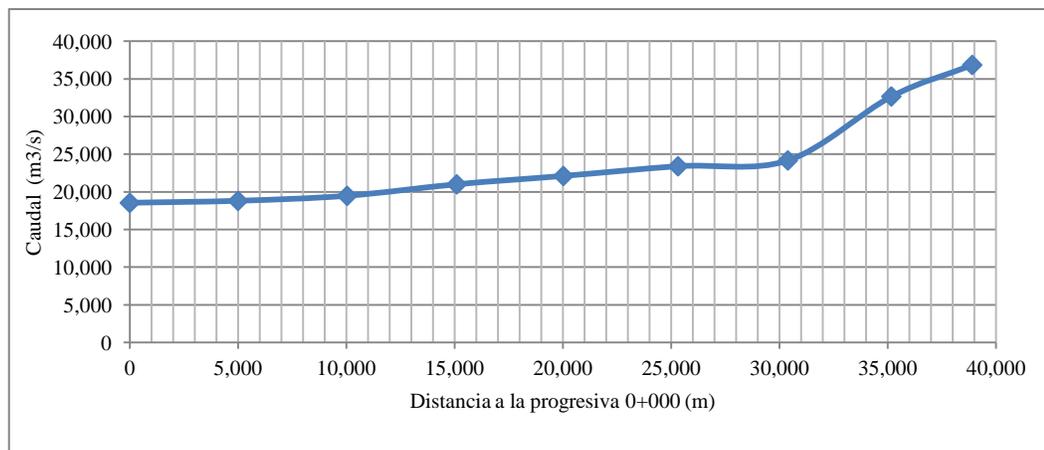
La envoltente de los gastos máximos, se construyó a partir de los picos de todos los hidrogramas de crecidas por la rotura obtenidos en la simulación. De la misma manera que para los hidrogramas anteriores, ésta sirve para determinar la amortiguación de la onda dinámica que produce la crecida por la rotura del embalse.

Gráfico 31. Envoltente de gastos máximos transitados sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 32. Envoltente de gastos máximos transitados sobre el valle fluvial luego de la falla por sobvertido en la CMP.

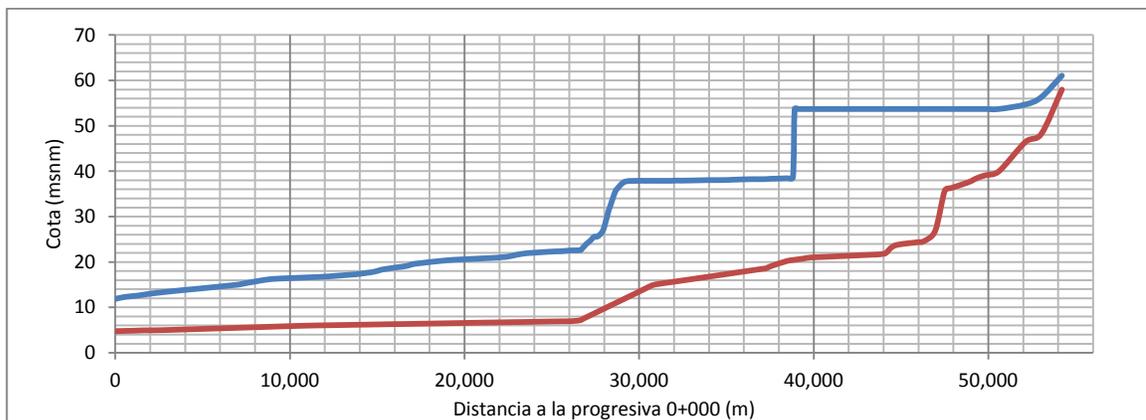


Fuente: Elaboración Propia.

10.13 Envoltante de los niveles máximos de inundación

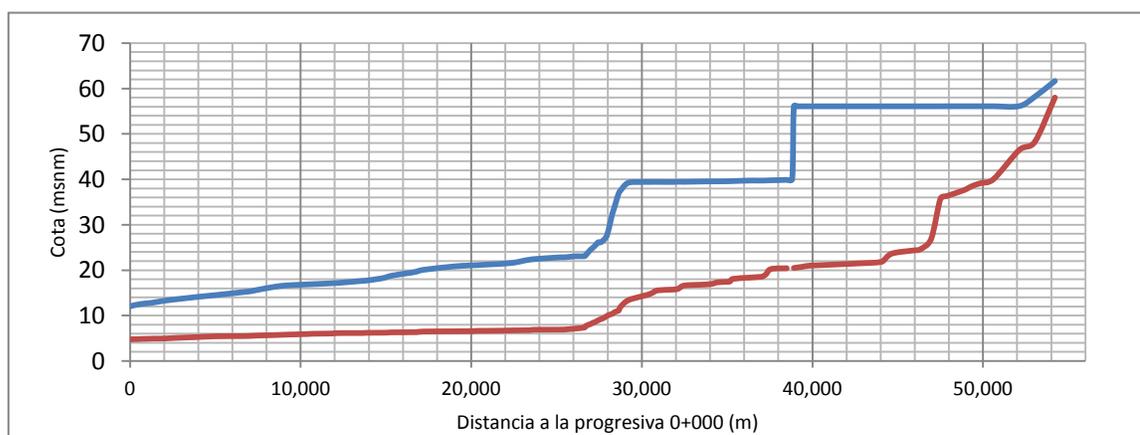
La envoltante representa una aproximación de lectura rápida, de los máximos niveles de agua registrados fuera del alineamiento del río, durante la simulación y para los diferentes eventos establecidos (Gráficos 33 y 34). En el anexo 15 se encuentran los perfiles de agua detallados para cada escenario de falla, donde además, se muestra el avance de la onda para determinados instantes de tiempo y para la máxima superficie de agua registrada.

Gráfico 33. Envoltante de niveles máximos sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 34. Envoltante de niveles máximos sobre el valle fluvial luego de la falla por sobrevertido en la CMP.

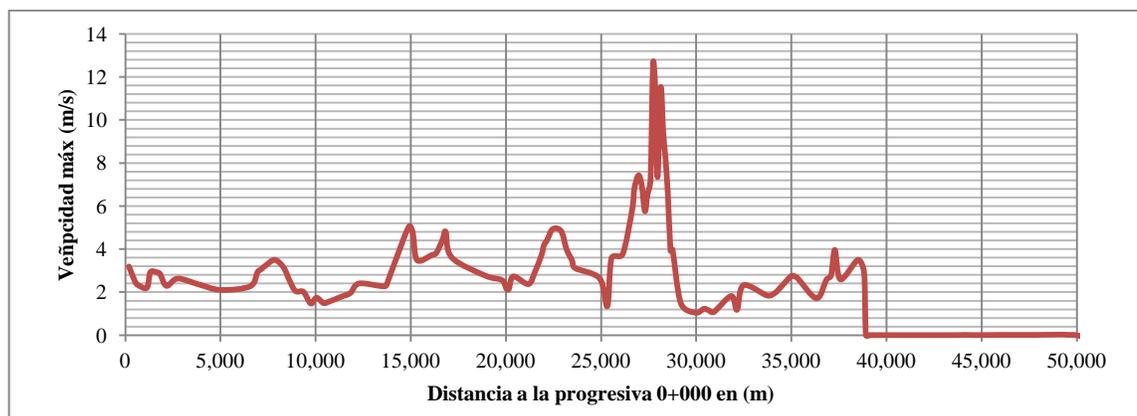


Fuente: Elaboración Propia.

10.14 Envoltente de velocidades máximas

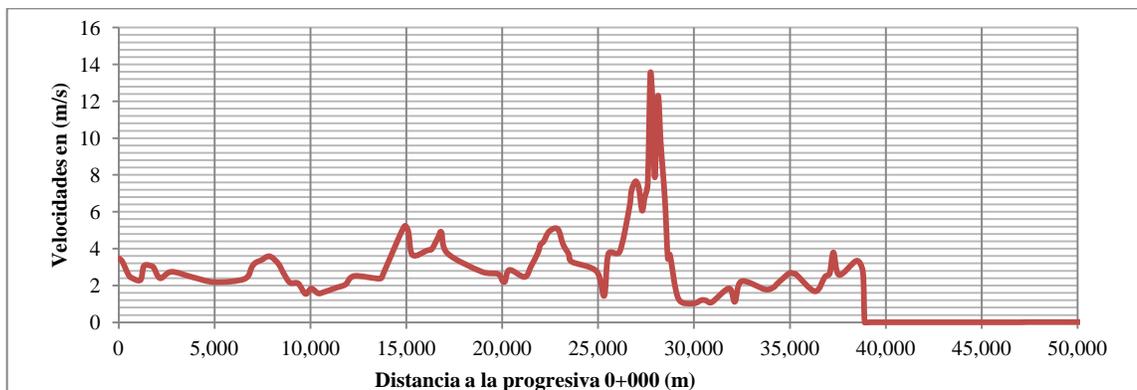
A partir de las velocidades máximas estimadas a lo largo del cauce del río, se construyó la curva de envoltente de velocidades (Gráficos 35 y 36), para la crecida originada por la rotura de la presa. Se puede apreciar que las velocidades mínimas se encuentran entre las progresivas 38+000 en adelante, donde se encuentra el embalse de Manuelote, y las velocidades máximas entre las progresivas 25+ 000 y 30+000 donde el valle fluvial se estrecha produciendo una garganta y generando una aumento de la velocidad.

Gráfico 35. Envoltente de velocidades máximas sobre el valle fluvial luego de la falla del aliviadero en la crecida centenaria.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 36. Envoltente de velocidades máximas sobre el valle fluvial luego de la falla por sobrevertido en la CMP.



Fuente: Elaboración Propia.

11. Elaboración de mapas de inundación

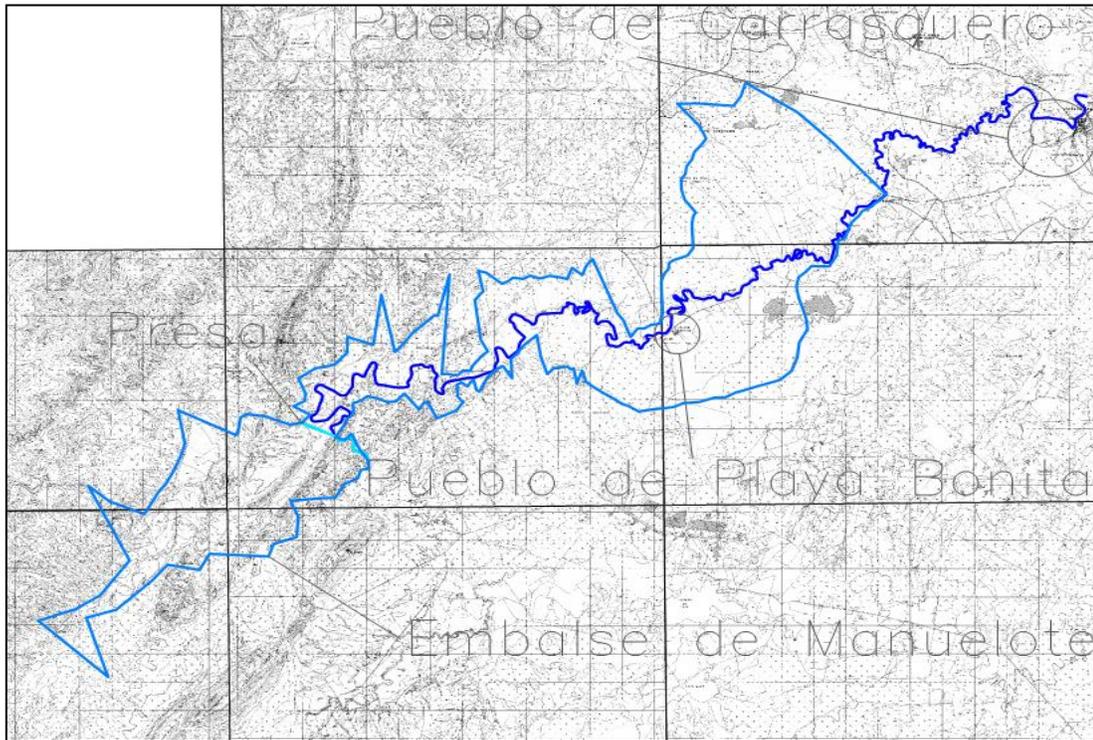
Para la elaboración de los mapas de inundación se utilizaron las herramientas de información geográfica ArcGIS 9.2 con HECGeo-RAS, a partir de los datos exportados desde HEC-RAS, como bien se mencionó en el marco metodológico.

En primer lugar, se creó un mapa de referencia, donde se puede ubicar el contexto dentro del valle fluvial, que sirve para establecer una comparación con la mancha de inundación y la determinación visual de algunas zonas de alto riesgo, así como la determinación del avance de la onda de la crecida. El mapa de referencia, se creó a partir de imágenes aéreas de Google Earth y se presenta en las Figuras 20 y 22. En segundo lugar, se elaboraron mapas con la mancha de inundación representados tanto en imágenes satelitales de Google Earth que se muestran en las Figuras 21 y 23 y mapas con la manchas de inundación sobre los planos escala 1:25.000 de Cartografía Nacional (Figuras 20 y 22).

Como se puede observar la mancha de inundación no pudo ser delimitada hasta la localidad de Carrasquero, debido a la falta de información topográfica más detallada, ya que los planos a escala 1:25,000 utilizados en el estudio no detallaban las curvas de nivel en la zona más baja donde se ubica dicha localidad, sin embargo por la magnitud de los caudales mostrados en los Gráficos 29 y 30, los niveles máximos esperados para la progresiva 0+000 mostrados en los Gráficos 33 y 34 se prevé que sea inundada y sufra grandes consecuencias a partir de los eventos de rotura simulados.

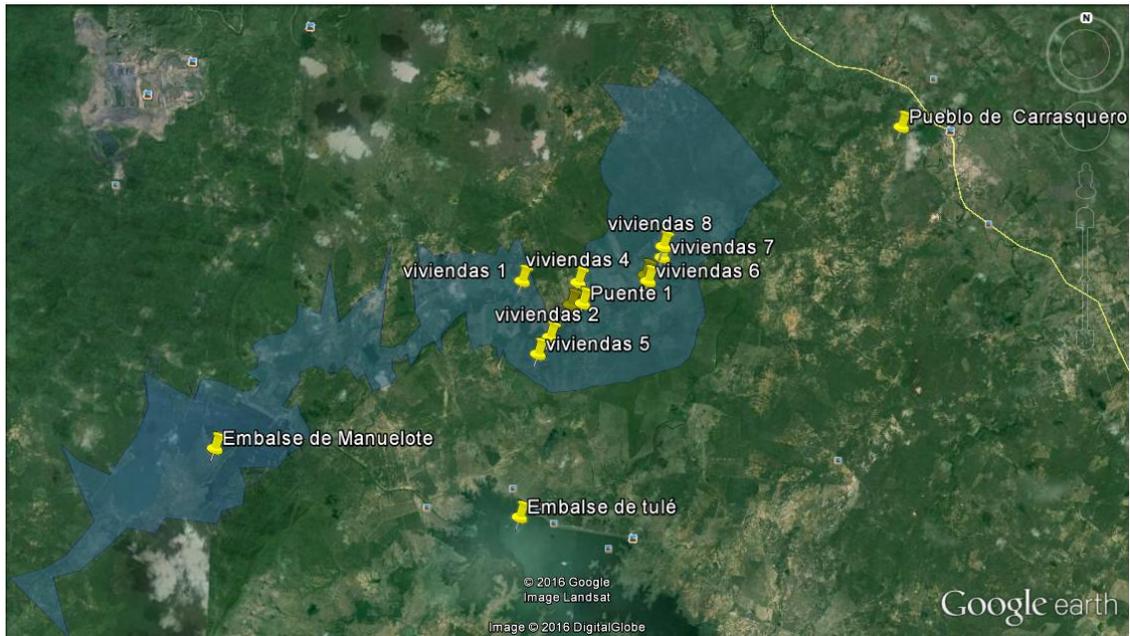
La mancha de inundación generada a partir de las distintas simulaciones cubre varias viviendas ubicadas en las márgenes del río, además se observan dos puentes que cruzan el río, los cuales seguramente no fueron diseñados para el gasto descargado luego de la falla de la presa.

11.1 Manchas de inundación para el evento de rotura de la presa por falla en el aliviadero en la crecida centenaria



Fuente: elaboración propia, con el uso de planos de Cartografía Nacional.

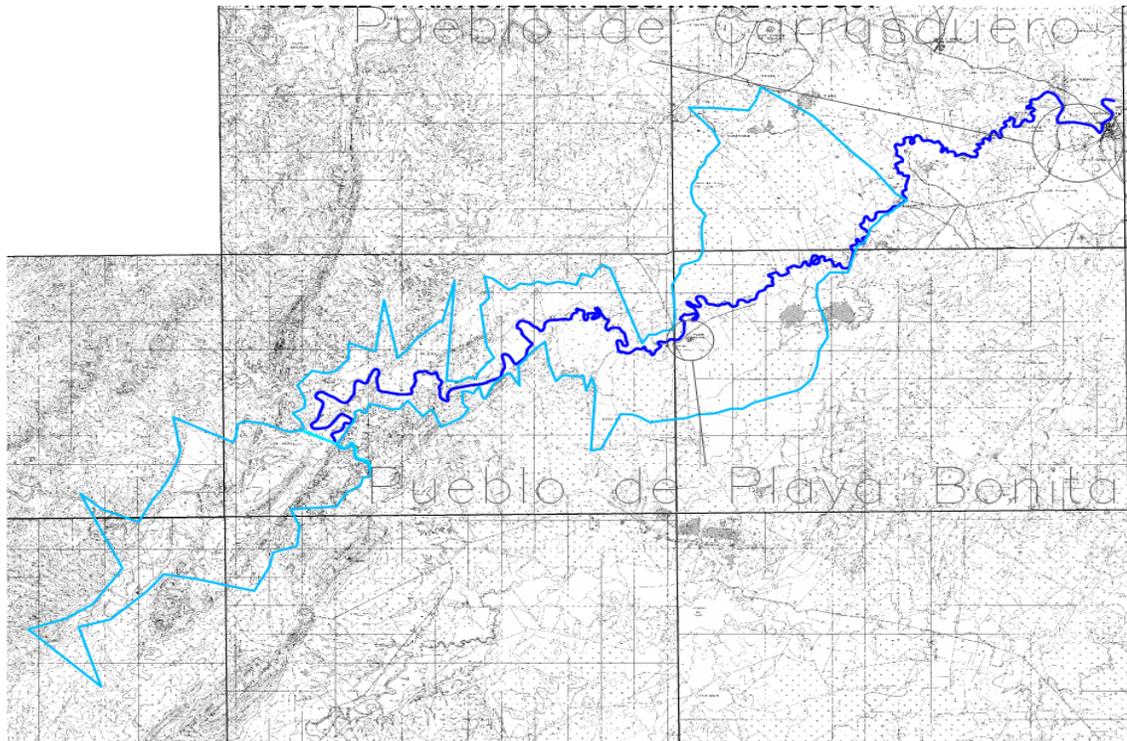
Figura 20. Mancha de inundación producida por la rotura de la presa para el escenario de falla del aliviadero en la crecida centenaria (sobre cartografía a escala 1:25.000).



Fuente: elaboración propia, con el uso de imágenes de Google Earth.

Figura 21. Mancha de inundación producida por la rotura de la presa para el escenario de falla del aliviadero en la crecida centenaria (sobre imágenes satelitales de Google Earth).

11.2 Manchas de inundación para el evento de rotura de la presa por sobrevertido en la CMP



Fuente: elaboración propia, con el uso de planos de Cartografía Nacional.

Figura 22. Manchas de inundación producidas por la rotura de la presa para el escenario de falla por sobrevertido en la CMP (sobre cartografía a escala 1:25.000).



Fuente: elaboración propia, con el uso de imágenes de Google Earth.

Figura 23. Manchas de inundación producidas por la rotura de la presa para el escenario de falla por sobrevertido en la CMP (sobre imágenes satelitales de Google Earth).

12. Conceptualización del aliviadero

La capacidad del aliviadero de un embalse debe ser igual o mayor que el gasto de diseño, entendiendo este último como el caudal máximo (pico) de salida. El caudal de diseño provendrá de la amortiguación que sufra la crecida de proyecto que se seleccione. Varios factores afectan la selección del riesgo aceptable (período de retorno de la crecida de proyecto), los principales son:

Daños que se puedan ocasionar aguas abajo a causa de la ruptura de la presa, especialmente si existe la posibilidad de pérdidas humanas, como es el caso del embalse de Manuelote aguas abajo del cual se encuentra la población de Carrasquero.

El tipo de presa; por cuanto una presa de concreto permite el moderado flujo sobre su cresta, para el caso de Manuelote (presa de tierra) no se admite el paso del flujo sobre su cresta porque podría significar su fatal colapso.

Las funciones o usos del embalse; este criterio podría medirse por la magnitud de daños que ocasionaría la suspensión de la operación del embalse, en caso de Manuelote el servicio de agua potable a la ciudad de Maracaibo, una de las principales ciudades del país.

Cuantificar los tres criterios mencionados para establecer las normas numéricas de selección del período de retorno, es casi imposible, por lo que en la práctica, éste se escoge de forma subjetiva basándose en los tres criterios anteriores, según los cuales el diseño del aliviadero del embalse de Manuelote deberá ser como mínimo la crecida de 1.000 años de período de retorno. Luego de la simulación de las crecidas complejas para los distintos períodos de retorno trabajados, se observa que para un período de retorno de cien años, la altura de aguas máximas de proyecto (53,7 msnm) es superada, por lo que se hace necesaria la ampliación de la capacidad de aliviar de la obra.

Para la conceptualización de un nuevo sistema de alivio es necesario conocer las condiciones que ocasionan su descarga. Según el proyecto Socuy-Embalse de Manuelote del MOP, “Uno de los objetivos que debe llenar el embalse de Manuelote es el control de las crecidas del río Socuy, para lo cual fue necesario estudiar el gasto efluente por el aliviadero de tal manera que no se produzcan desbordamientos del río, cuyo cauce es capaz de conducir un cauce cercano a los 200 m³/s. Gasto para el cual se diseñará el aliviadero”. Al conocer el riesgo inminente de falla de la presa, es necesario proponer la ampliación del aliviadero aunque esto suponga el incremento de los caudales descargados, los cuales pueden no ser

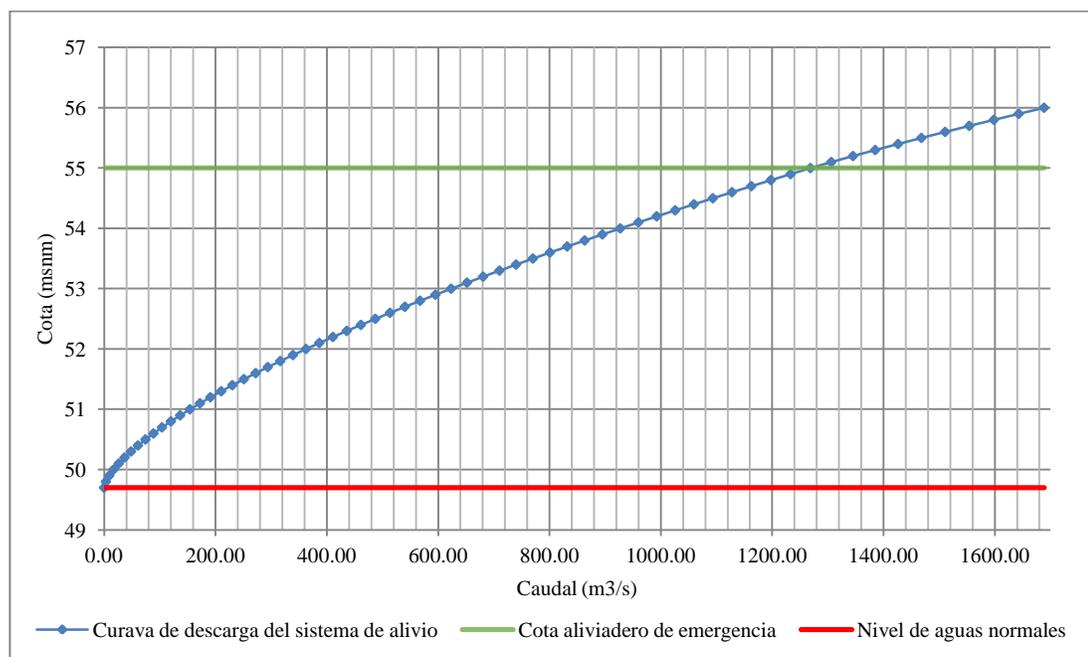
admisibles al cauce y causar desbordamientos. Por lo tanto, en este aparte no solo se evaluará la propuesta de ampliación del sistema de alivio si no que se hará un estudio y delimitación de las manchas de inundación que causara la descarga del aliviadero para las distintas crecidas extraordinarias.

12.1 Propuesta

Se propone transformar el sistema de alivio actual, compuesto por un aliviadero principal de cresta libre de 12 m cuya cresta se ubica a una cota de 49,7 msnm, más un aliviadero de emergencia con una longitud de cresta de 30 m, ubicada a cota 55 msnm; a un sistema donde se amplía el aliviadero principal a 52 m, sumando 40 m de longitud de cresta y aumentando su capacidad, manteniendo además el aliviadero de emergencia.

Para la realización de esta propuesta se construyó la curva de descarga del aliviadero planteado, manteniendo tanto la ubicación como el coeficiente de descarga del aliviadero existente, dicha curva se muestra en el Gráfico 37, las simulaciones se realizaron en el modelo hidrológico creado en el HEC-HMS siguiendo los procedimientos ya mencionados.

Gráfico 37. Curva de descarga del sistema de aliviaderos propuesto de forma conceptualizada.



Fuente: Elaboración Propia.

La solución de este sistema arroja los siguientes resultados según el análisis de tránsito de crecidas complejas a través del embalse con el sistema de alivio propuesto los resultados se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23. Resultados del análisis de tránsito de crecidas complejas a través del embalse con el aliviadero propuesto en funcionamiento.

Periodo de retorno (años)	Nivel de agua alcanzado con aliviadero propuesto (msnm)	Nivel de agua alcanzado con aliviadero actual (msnm)	Diferencia (m)	Comentarios
CMP	54.3	Superó cresta	-	Supera NAM de proyecto, borde libre seco de 1.7 m.
1000	53.9	55.8	1.9	Supera NAM de proyecto, borde libre seco de 2.1 m.
500	53.6	55.3	1.7	No supera NAM de proyecto
200	53.2	54.7	1.5	No supera NAM de proyecto
100	52.8	54.1	1.3	No supera NAM de proyecto
50	52.3	53.6	1.3	No supera NAM de proyecto
25	52	53	1	No supera NAM de proyecto
10	51.5	52.3	0.8	No supera NAM de proyecto
5	51.1	51.7	0.6	No supera NAM de proyecto
2.33	50.6	50.9	0.3	No supera NAM de proyecto

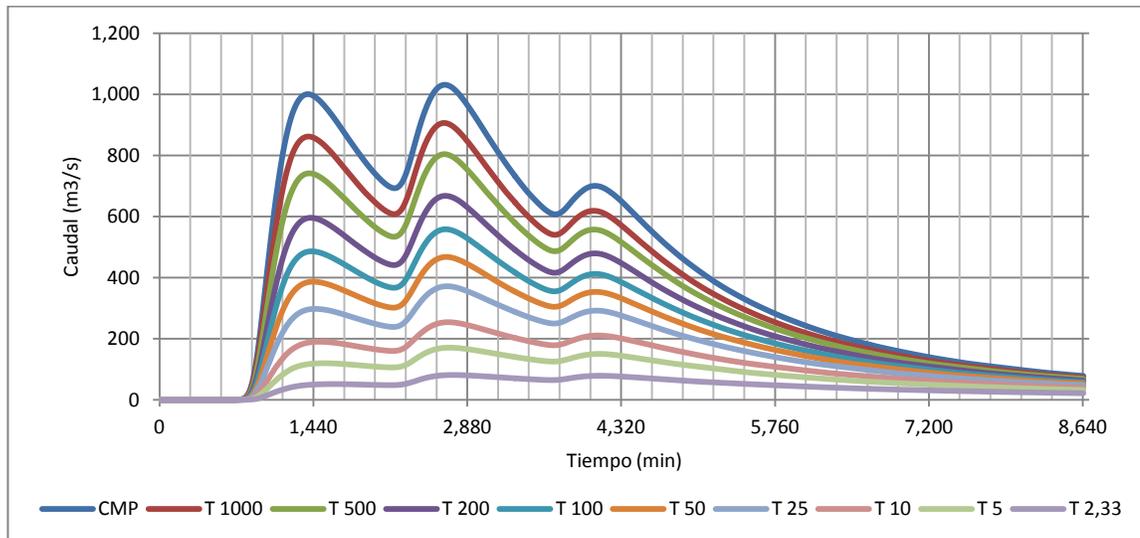
Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados del análisis indican que el nivel de aguas máximas del proyecto establecida a 53,7 msnm se supera para la crecida de 1.000 años de período de retorno, de igual manera para la Crecida Máxima probable, pasando de tener un borde libre seco de 2,3 m a un borde libre seco de 1,7 m.

12.2 Resultado del tránsito de crecidas extraordinarias complejas por el aliviadero propuesto.

Luego de adaptar el modelo hidrológico a la ampliación del aliviadero propuesta, se tienen los siguientes hidrogramas para las distintas crecidas complejas, los cuales fueron graficados y se muestran a continuación.

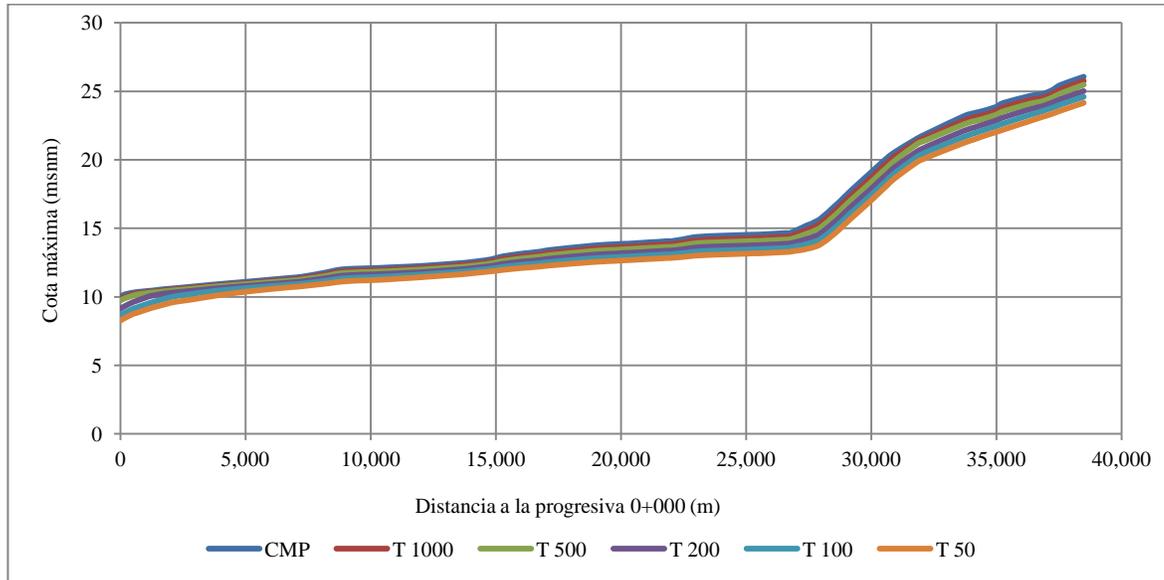
Gráfico 38. Hidrogramas de descarga por el sistema de aliviaderos propuesto para distintos períodos de retorno.



Fuente: Elaboración Propia.

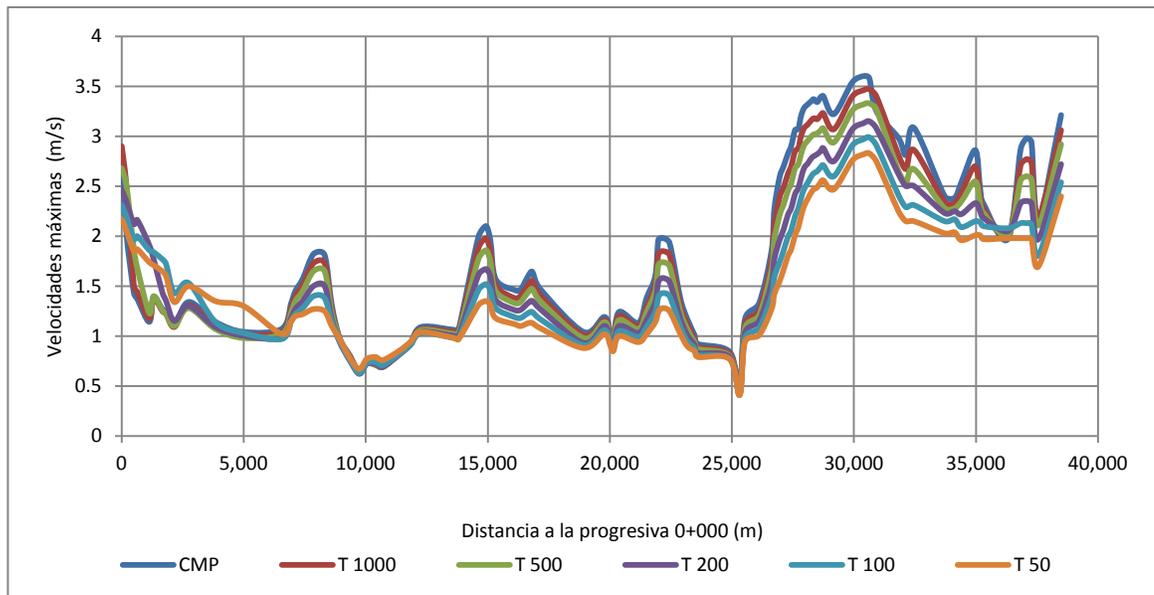
Los hidrogramas de descarga del aliviadero propuesto se utilizaron para realizar un modelo de hidráulico del cauce aguas debajo del embalse de Manuelote, con el fin de estimar las zonas de inundación causadas por los alivios de las distintas crecidas extraordinarias. Los resultados se muestran en los siguientes puntos donde se describirán los niveles máximos (Gráfico 39), las velocidades máximas (Gráfico 40) y los caudales máximos transitados por el valle fluvial luego de la descarga de la crecidas extraordinarias complejas por el aliviadero propuesto (Gráfico 41).

Gráfico 39. Niveles máximos en el río Socuy aguas abajo del embalse de Manuelote por la descarga de crecidas complejas a través del aliviadero propuesto.



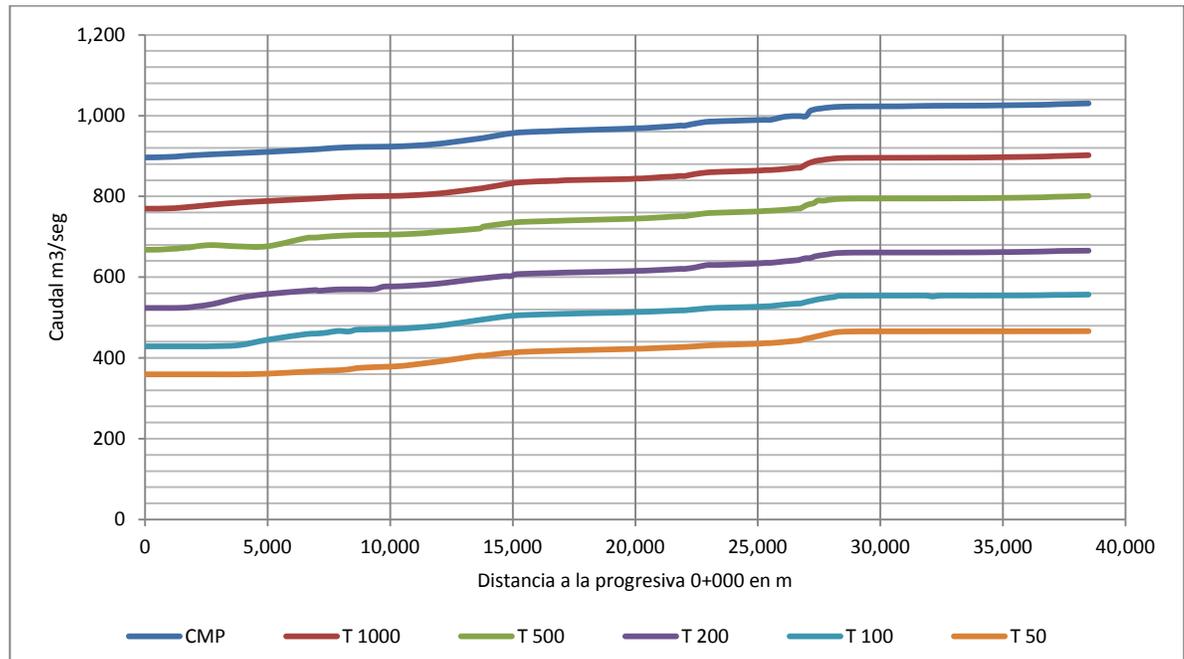
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 40. Envoltorio de velocidades máximas durante la descarga de crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto.



Fuente: Elaboración.

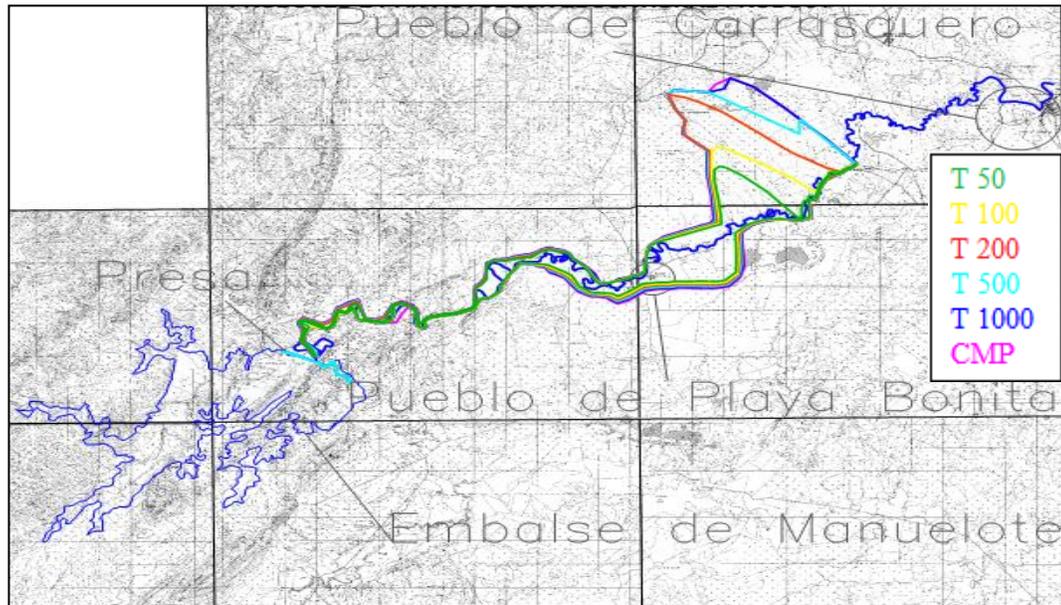
Gráfico 41. Curva de caudales máximos durante la descarga de crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto.



Fuente: Elaboración Propia con el uso de HEC-RAS

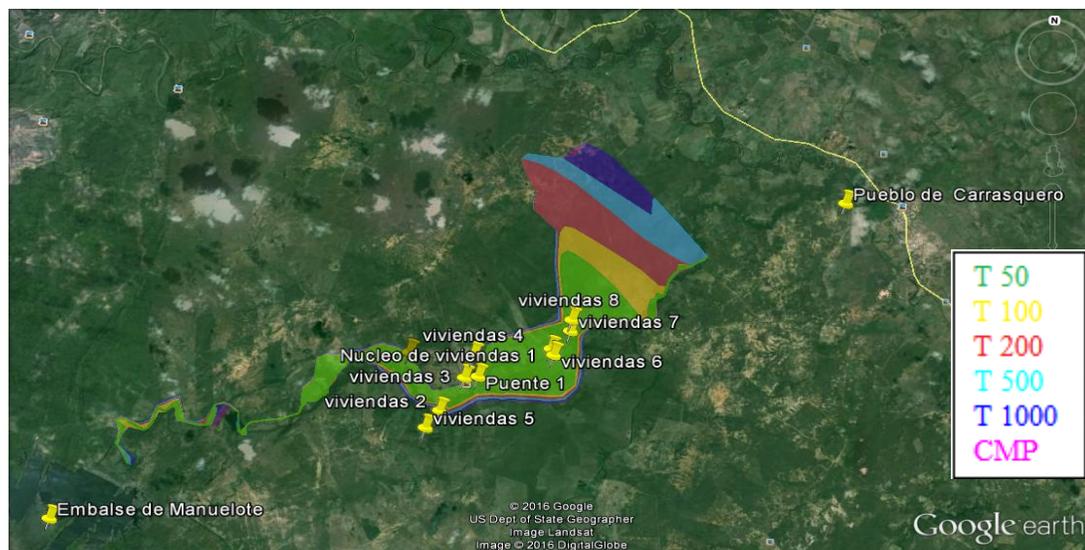
12.3 Manchas de inundación producidas por la descarga del aliviadero propuesto

A continuación se presentan las manchas de inundación producidas por la descarga de las crecidas extraordinarias, donde se contemplan las crecidas con períodos de retorno de cincuenta (50), cien (100), doscientos (200), quinientos (500) y mil (1.000) años de período de retorno además de la CMP. Las distintas manchas de inundación se dibujaron sobre los planos de Cartografía Nacional en escala 1:25.000 (Figura 24) recaudados para la realización de este trabajo, además se realizaron las respectivas manchas de inundación sobre imágenes satelitales de Google Earth (Figura 25).



Fuente: elaboración propia.

Figura 24. Manchas de inundación producidas por la descarga de las crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto (sobre cartografía a escala 1:25.000).



Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Manchas de inundación producidas por la descarga de las crecidas extraordinarias por el aliviadero propuesto (sobre imágenes satelitales de Google Earth).

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES

Los hidrogramas de crecidas incluidos en los informes hidrológicos realizados por el antiguo Ministerio de Obras Públicas, indican que la cuenca del río Socuy está sometida a la ocurrencia de tormentas que ocurren de manera secuencial sobre ella, generando en así hidrogramas complejos.

De acuerdo a la información recabada en la Dirección de Operación de Embalses del Ministerio del Ambiente, en los años 1981, 1996, 1999, 2004 y 2010 los niveles de agua en el embalse de Manuelote, han excedido al nivel de aguas máximas estimado en la etapa de proyecto de la presa y de sus estructuras conexas.

A principios de Diciembre del año 2010 ocurrió una crecida extraordinaria que elevó la cota del nivel de agua hasta casi la altura de la cresta de la presa, originando la ruptura de un tramo del dique de cierre adyacente al aliviadero. En ese lugar se generó un gran zanjón por erosión regresiva, vaciando gran parte del volumen de agua que se almacenaba en el embalse; incluso a niveles inferiores a los de la toma del trasvase hacia Tulé, impidiendo aportar a éste y generando una situación de emergencia para el suministro de agua de la ciudad de Maracaibo.

En el presente estudio se confirmó lo indicado por Ferrer (2010) en lo relativo a la insuficiencia de las obras de alivio de esta presa. La cuenca del río Socuy fue idealizada mediante 38 subcuencas, 25 tramos de tránsito y el embalse de Manuelote, A ese esquema físico se le aplicaron hietogramas aislados (simples) y complejos determinados para un amplio rango de períodos de retorno. El tránsito de los hidrogramas en el embalse de Manuelote refleja lo siguiente:

- Las crecidas simples, con períodos de retorno de 200 años en adelante superan el nivel de agua máxima de proyecto e incluso la CMP provoca la operación del aliviadero auxiliar.
- Las crecidas complejas, con período de retorno de retorno de 50 años en adelante superan al nivel de aguas máximas de proyecto. La CMP supera al nivel de cresta de la presa.

Los cálculos hidrológicos e hidráulicos realizados permiten concluir en el alto riesgo al que se encuentra sometida la presa de Manuelote, los habitantes del valle y planicie aguas abajo de la presa así como el suministro de agua a la ciudad de Maracaibo.

De acuerdo a los cálculos elaborados la obra de alivio existente puede complementarse con una estructura con la misma tipología pero de mayor tamaño (aliviadero frontal no controlado de 40 metros de ancho).

El gasto máximo de diseño del aliviadero existente asciende a $1.995 \text{ m}^3/\text{s}$ (asociada a la crecida con frecuencia de 100 años) mientras que la obra de alivio conjunta visualizada en el este estudio es del orden de los $5.289 \text{ m}^3/\text{s}$ (asociada a un evento de crecida compleja con frecuencia de 1.000 años).

En virtud de la falta de capacidad de la obra de alivio para mantener bordeos libres secos que den la suficiente seguridad a la presa, se simuló la ocurrencia del terraplén con los siguientes resultados:

- Si la falla ocurre durante la ocurrencia de la crecida compleja centenaria, el gasto máximo a pie de presa sería del orden de los $32.500 \text{ m}^3/\text{s}$
- Si la falla ocurre durante la ocurrencia de la CMP compleja, el gasto máximo a pie de presa sería del orden de los $37.000 \text{ m}^3/\text{s}$

CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES

En virtud de los resultados obtenidos en este estudio, se sugiere evaluar otras presas con deficiencias de sus obras de alivio como es el caso aquellas identificadas por el finado Ingeniero Diego Ferrer.

De manera preliminar se ha evaluado un aliviadero frontal de 40 metros de ancho, no controlado y perfil Ogee. La operación conjunta de esta estructura con el vertedero existente de 12 metros asegura la funcionalidad de la presa durante la ocurrencia de crecidas complejas poco probables. No obstante se recomienda la evaluación de otros tipos de aliviadero como por ejemplo de laberinto.

Se recomienda evaluar una solución compuesta, basada en el incremento del nivel de cresta de la presa asociada con obras de alivio de menor tamaño en comparación con la aquí establecida.

Bajo ningún concepto es aceptable la falla de una estructura de este tipo y menos cuando ella constituye la principal fuente de abastecimiento de agua a una ciudad como Maracaibo, por lo que se recomienda la ejecución de los estudios y proyectos que conduzcan a la pronta decisión de la mejor solución a la situación crítica en la que opera la presa.

Los datos más recientes de lluvia en la cuenca del río Socuy corresponden al año 2002. De allí que se recomienda la recuperación de las estaciones pluviográficas tanto en la cuenca del Socuy como las de los ríos Cachimí y Guasare, siendo particularmente importante esta última dado que se prevé como la siguiente cuenca a ser objeto de aprovechamiento en la región.

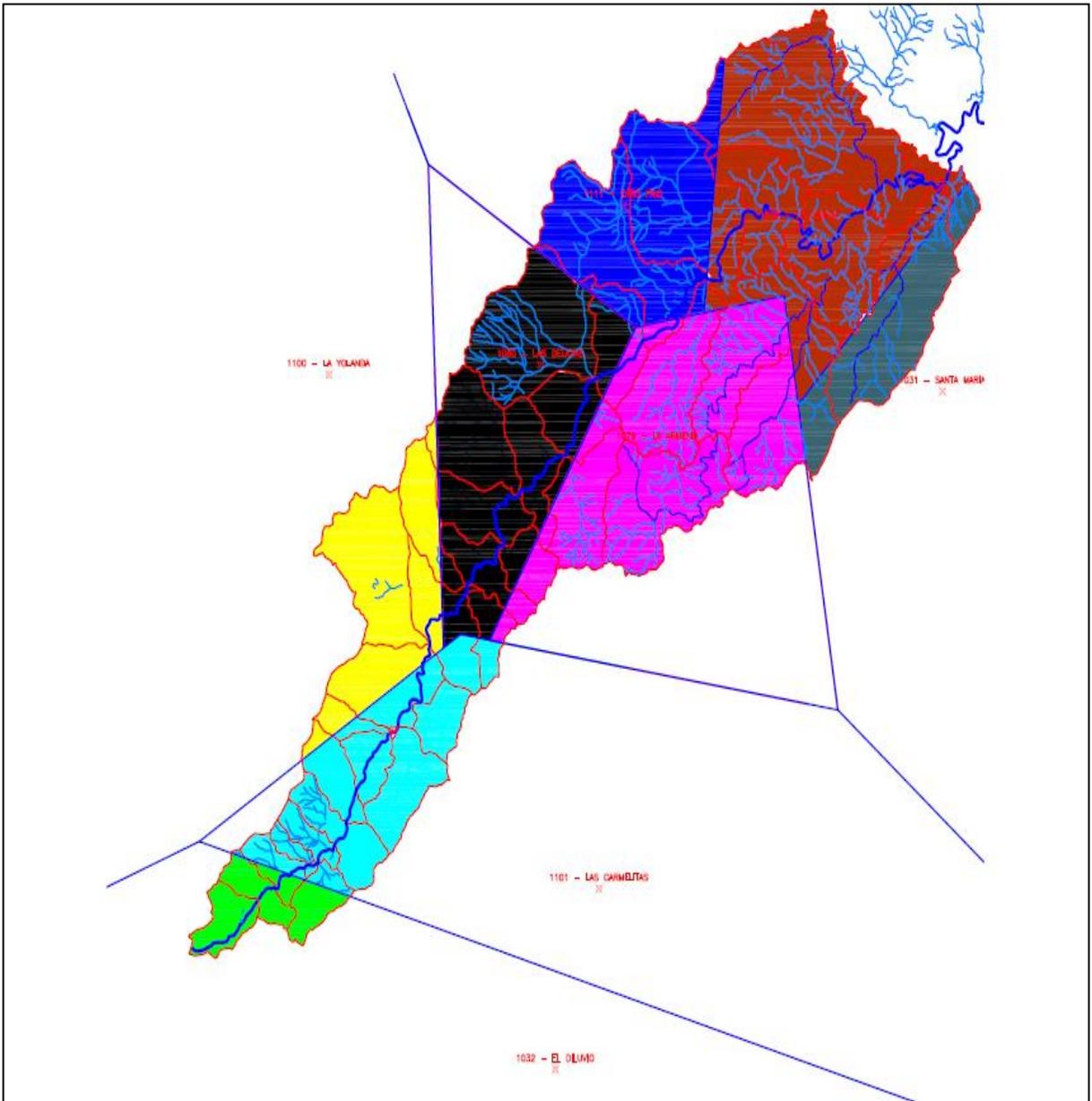
Lo propuesto en el párrafo anterior debe extenderse al caso de las estaciones hidrométricas siendo el particular interés la del río Guasare en El Carbón, Guasare en Puerto las Delicias y Limón en Carrasquero.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

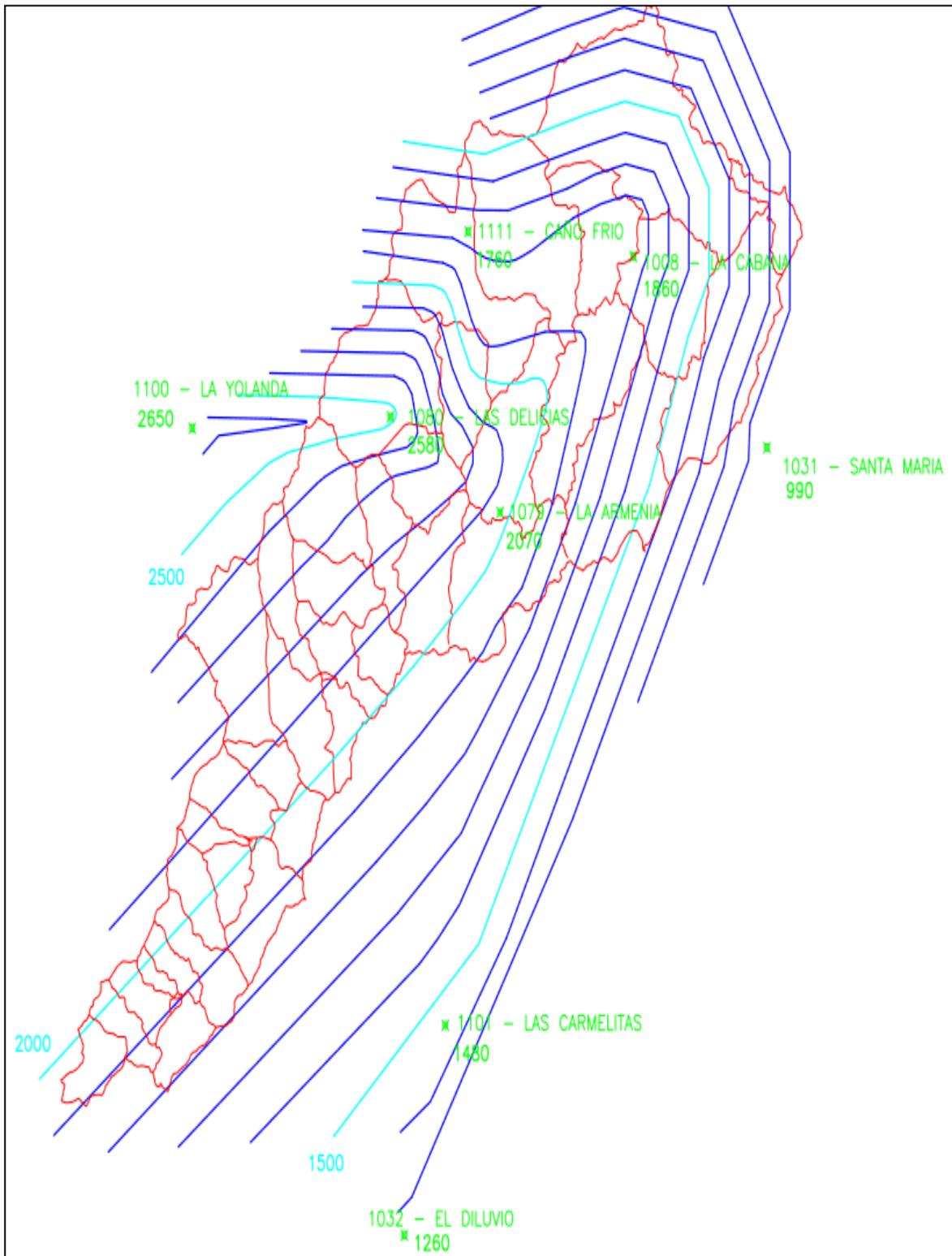
- Bolinaga, J.J. (1979). *Drenaje Urbano*. Caracas: Instituto Nacional de Obras Sanitarias.
- Bolinaga, J.J. (1999). *Proyectos de Ingeniería Hidráulica – Volumen I y II*. Caracas: Fundación Polar.
- Castro, H. (2015). *Evaluación de las condiciones de seguridad de un embalse frente a la ocurrencia de crecidas simples y complejas. Estudio de un caso Venezolano*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Chow, V. T. (1998). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw Hill.
- Feldman, A. D. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual*. Davis, CA: U.S. Army Corps of Engineers.
- Ferrer, D. (2010). *Observaciones relativas al mantenimiento y operación de presas de tierra en Venezuela*. Caracas: Sociedad Venezolana de Geotecnia.
- Ferrer, D. (2010). *Observaciones relativas al mantenimiento y operación de presas de tierra en Venezuela*. Caracas: Sociedad Venezolana de Geotecnia.
- Franceshi, L. (1984). *Drenaje Vial*. Caracas: Fundación “Juan José Aguerrevere”.
- Guzmán, P. (1991). *Investigación Sobre las Magnitudes de las Lluvias Máximas Probables en Venezuela*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.

- Hershfield, D. (1961). *Estimating the Probable Maximum Precipitation*. Washington DC: Proceedings American Society of Civil Engineers, Journal Hydraulics Division.
- Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables (1995). *Revista El Agua – TOMO I – Edición Especial – Grandes Presas de Venezuela*. Caracas: Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables.
- Ministerio del Ambiente y Los Recursos Naturales Renovables (1998). *Revista El Agua – TOMO II – Edición Especial – Grandes Presas de Venezuela*. Caracas: Ministerio del Ambiente y Los Recursos Naturales Renovables.
- Ministerio de Obras Públicas. División de Hidrología (1970). *Transporte de Sedimentos en el Río Socuy*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.
- Ministerio de Obras Públicas (1971). *Proyecto Socuy – Embalse de Manuelote. Informe y Planos*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.
- Suárez Villar, L. M. (2002). *Incidentes en las Presas de Venezuela*. Caracas: Editorial Arte.
- U.S. Army Corps of Engineers (2005). *GIS Tools for Support of HEC-RAS Using ArcGis. Users Manual*.
- U.S. Army Corps of Engineers (2008). *HEC-RAS Applications Guide*.
- U.S. Army Corps of Engineers (2008). *HEC-RAS User's Manual*.
- U.S. Army Corps of Engineers (2008). *HEC-RAS Reference Manual*.

Polígonos de Thiessen.



Anexo 2. Mapa de Isoyetas en la cuenca del río Socuy.



ESTACION ESTADO ORG	CAÑO FRIO ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105540 sep-67	SERIAL LONGITUD ELMINADA	1111 722155 No	ALTITUD (m.s.n.m.)	360
---------------------------	--------------------------	------------------------------	------------------------	--------------------------------	----------------------	--------------------	-----

Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1967			17,6	21,9						
1968			25,8	50,5	63	67	70	70	95	124
1969			29,5	40	50	77	87	92	93	105
1970			30,8	51,3	69	119	148	148	148	230
1971			34,5	60	110	198	215	224	226	226
1972			17	29	37	45	108	110	110	110
1973			30,6	49,1	51	69	77	77	86	118
1974			37,5	51,1	59	66	67	67	67	83
1975			27,5	32,5	40	52	69	77	85	93
1976			25	30,3	60	79	80	86	101	102
1977			28,8	35,3	40	69	74	74	76	83
1978			31,8	45,6	74	170	200	202	203	215
1979			25,5	40,7	67	103	125	125	125	134
1981			30,8	57,4	83	134	135	135	135	179
1982			26,8	37,5	48	87	96	108	114	122
1983					69	73	75	85	91	95
1991			20	30,5	32	35	47	51	51	51
1992			40,5	59,8	86	110	172	182	182	183
1993			22,2	40,3	48	95	137	144	146	158
número de registros			18	18	18	18	18	18	18	18
media			27,9	42,4	60,3	91,6	110,1	114,3	118,6	133,9
desviación			6,3	11,3	19,9	42,3	48,7	49,5	47,4	52,8
Yn			0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198
Sn			1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481
TR (años)	Láminas (mm)									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			28,3	43,0	61,4	93,9	112,8	117,1	121,2	136,9
5			33,8	53,0	78,9	131,1	155,7	160,6	162,9	183,4
10			38,3	61,1	93,1	161,4	190,5	196,1	196,8	221,2
25			44,0	71,4	111,1	199,7	234,6	240,9	239,7	269,0
50			48,3	79,0	124,4	228,2	267,3	274,1	271,6	304,5
100			52,5	86,5	137,6	256,4	299,7	307,1	303,2	339,7
200			56,7	94,1	150,8	284,4	332,1	340,0	334,6	374,8
500			62,2	104,0	168,2	321,5	374,7	383,3	376,1	421,0
1000			66,4	111,5	181,3	349,5	407,0	416,1	407,5	456,0
TR (años)	Intensidades (mm/h)									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			113,02	86,03	61,45	31,31	18,81	13,01	10,10	5,70
5			135,20	105,97	78,90	43,71	25,94	17,84	13,57	7,64
10			153,28	122,21	93,12	53,82	31,76	21,78	16,40	9,22
25			176,11	142,73	111,08	66,58	39,10	26,76	19,98	11,21
50			193,05	157,95	124,41	76,05	44,55	30,46	22,63	12,69
100			209,87	173,06	137,63	85,45	49,96	34,12	25,26	14,15
200			226,62	188,11	150,81	94,82	55,34	37,77	27,89	15,62
500			248,72	207,98	168,20	107,17	62,45	42,59	31,35	17,54
1000			265,43	222,99	181,34	116,51	67,83	46,23	33,96	19,00

ESTACION	LAS CARMELITAS	TIPO	PR	SERIAL	1101	ALTITUD (m.s.n.m.)		260	
ESTADO	ZULIA	LATTUD	104057	LONGITUD	722242				
ORG	MA	INSTALADA	jun-67	ELMINADA	No				

Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1967			29,1	36,6						
1968			35,5	51,3	57	71	90	99	99	118
1969			39,3	59	78	101	108	110	110	110
1970			23,1	33,8	50	68	70	70	70	93
1971			23,6	38,9	49	54	55	85	89	89
1972			23,3	41,5	62	71	74	110	111	111
1973			26,7	46,3	68	75	75	76	77	77
1974			36,3	57,4	61	90	103	103	103	147
1975			32,5	49,5	82	114	115	117	118	140
1976			37,2	65,1	88	128	130	135	135	139
1977			19,5	26,2	32	34	38	39	39	39
1978			29,5	39,3	55	73	74	74	74	111
1979			39,2	49	66	72	72	77	90	109
1980			31,0	46,8	52	54	56	56	56	76
1981			33,0	50,8	72	89	104	104	117	123
1982			27,6	36,7	50	59	69	70	93	113
1983					69	93	96	97	97	99
1991			31,6	49,5	70	72	78	79	79	81
1992			24,8	37,8	55	56	85	98	102	125
1993			21,4	32,4	46	58	63	66	73	97
1994						58	58	58	58	61
1996							86	93	93	96
número de registros			19	19	19	20	21	21	21	21
media			29,7	44,6	61,2	74,5	80,9	86,5	89,7	102,6
desviación			6,1	10,0	13,8	22,5	22,5	23,2	23,3	26,6
Yn			0,5217	0,5217	0,5217	0,5236	0,5252	0,5252	0,5252	0,5252
Sn			1,0557	1,0557	1,0557	1,0628	1,0694	1,0694	1,0694	1,0694
TR (años)	Láminas mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			30,0	45,2	61,9	75,7	82,0	87,6	90,8	103,9
5			35,4	53,9	73,9	95,2	101,4	107,6	110,9	126,8
10			39,7	61,0	83,7	111,0	117,2	123,9	127,2	145,5
25			45,2	70,0	96,1	131,1	137,2	144,5	147,9	169,1
50			49,3	76,6	105,3	146,0	152,0	159,8	163,2	186,6
100			53,3	83,2	114,4	160,7	166,7	175,0	178,4	204,0
200			57,3	89,8	123,5	175,5	181,3	190,1	193,6	221,3
500			62,6	98,5	135,5	194,9	200,7	210,0	213,6	244,1
1000			66,7	105,1	144,5	209,6	215,3	225,1	228,7	261,4
TR (años)	Intensidades (mm/h)									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			120,10	90,33	61,90	25,22	13,67	9,74	7,57	4,33
5			141,43	107,77	73,93	31,72	16,90	11,96	9,24	5,28
10			158,81	121,97	83,73	37,01	19,54	13,77	10,60	6,06
25			180,76	139,92	96,11	43,70	22,86	16,06	12,33	7,05
50			197,05	153,23	105,29	48,66	25,33	17,76	13,60	7,78
100			213,22	166,44	114,41	53,58	27,78	19,44	14,87	8,50
200			229,33	179,61	123,49	58,49	30,22	21,12	16,13	9,22
500			250,58	196,98	135,48	64,96	33,44	23,33	17,80	10,17
1000			266,64	210,11	144,53	69,85	35,88	25,01	19,06	10,89

ESTACION ESTADO ORG	EL DILUVIO ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 103704 ene-62	SERIAL LONGTUD ELIMINADA	1032 722354	ALTITUD (m.s.n.m.)	105
---------------------------	---------------------------	------------------------------	------------------------	--------------------------------	----------------	--------------------	-----

Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1963					32	118	139	140	140	147
1964					29	100	101	101	101	101
1965					43	76	78	79	79	132
1966					50	74	82	83	83	89
1967			20,8	30,2	49	74	74	74	74	90
1968			33,8	43,8	54	57	60	60	78	84
1969			29,7	49,5	87	115	146	170	175	175
1970			37,1	47,9	74	86	86	86	86	108
1971			35,3	53,1	66	78	80	80	80	101
1972			30,0	45	59	60	61	61	61	68
1973			26,9	41,8	58	59	59	87	87	87
1974			36,5	51,3	65	72	95	109	110	125
1975			31,6	52,8	60	62	75	77	78	78
1976			30,6	39,4	42	43	43	60	60	85
1977			27,3	40	58	75	81	81	81	81
1978			29,6	36,9	54	56	58	58	58	62
1979			39,0	53,5	76	84	84	84	84	88
1980			31,5	53,4	71	76	77	77	77	107
1981			34,8	54,8	73	114	152	152	153	155
1982			35,5	45,4	50	54	54	59	60	67
1983					54	62	62	69	72	85
1991			24,8	33,4	37	52	53	53	53	65
1992			28,8	39,8	53	75	92	93	93	93
1993			28,4	45,8	81	123	123	123	123	123
1994			4,9	5,3	50	50	50	50	50	50
1995			11	14,8	23	26	26	26	26	26
1996			21,6	27,6	28	29	37	37	37	40
número de registros			22	22	27	27	27	27	27	27
media			28,6	41,2	54,7	72,2	78,8	82,6	83,7	93,0
desviación			8,2	13,1	16,5	25,7	32,8	35,0	35,7	35,6
Yn			0,5268	0,5268	0,5332	0,5332	0,5332	0,5332	0,5332	0,5332
Sn			1,0755	1,0755	1,1005	1,1005	1,1005	1,1005	1,1005	1,1005
Láminas mm										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			29,0	41,8	55,3	73,3	80,2	84,0	85,1	94,5
5			36,1	53,1	69,2	94,8	107,6	113,3	115,0	124,3
10			41,8	62,2	80,5	112,4	130,0	137,1	139,3	148,6
25			49,1	73,8	94,7	134,5	158,3	167,2	170,1	179,3
50			54,5	82,4	105,3	150,9	179,3	189,6	192,9	202,1
100			59,8	91,0	115,8	167,3	200,1	211,8	215,5	224,7
200			65,2	99,5	126,2	183,5	220,8	233,9	238,1	247,2
500			72,2	110,7	140,0	205,0	248,2	263,0	267,8	276,9
1000			77,5	119,2	150,4	221,2	268,9	285,1	290,3	299,4
Intensidades (mm/h)										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			116,04	83,58	55,35	24,43	13,36	9,33	7,09	3,94
5			144,29	106,11	69,19	31,61	17,94	12,59	9,58	5,18
10			167,29	124,46	80,47	37,45	21,67	15,24	11,61	6,19
25			196,36	147,64	94,72	44,84	26,38	18,58	14,17	7,47
50			217,93	164,84	105,28	50,32	29,88	21,07	16,07	8,42
100			239,33	181,92	115,78	55,76	33,35	23,53	17,96	9,36
200			260,66	198,92	126,23	61,17	36,81	25,99	19,84	10,30
500			288,80	221,37	140,02	68,32	41,37	29,23	22,32	11,54
1000			310,06	238,33	150,44	73,73	44,82	31,68	24,19	12,48

ESTACION	LA YOLANDA	TIPO	PR	SERIAL	1100	ALTITUD (m.s.n.m.)	220
ESTADO	ZULIA	LATITUD	105205	LONGITUD	722950		
ORG	MA	INSTALADA	may-67	ELIMINADA			

Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1967			20,6	29,3	101	156	203	206	209	209
1968			22,6	30,3	48	65	97	101	108	115
1969			19,6	27,5	76	94	94	94	94	109
1970			34,6	56,3	73	108	153	159	186	220
1971			30,2	42,7	80	158	183	203	209	217
1972			27,8	39,6	51	90	105	106	106	110
1973			29,8	49,3	64	108	190	197	198	199
1974			30,3	48	81	135	175	187	187	233
1975			28,5	41,1	53	134	161	188	196	202
1976			23,2	33,6	43	49	57	88	94	114
1977			27,3	43,6	82	158	232	233	233	267
1978			34,4	50,5	87	146	151	151	151	154
1979			35,5	54,4	81	116	142	143	143	143
1980			25,7	41,5	77	93	111	124	128	128
1981			26,8	39,2	55	97	102	106	122	137
1982			40,4	57,7	106	175	282	339	340	340
1983					75	108	136	138	138	153
1991			24,3	32,4	39	63	72	91	97	125
1992			23,2	35,8	64	116	149	160	160	164
1993			30	45	69	87	108	109	110	123
1994			34	56,8	72	77	77	77	77	77
número de registros			20	20	21	21	21	21	21	21
media			28,4	42,7	70,3	111,1	141,9	152,4	156,5	168,5
desviación			5,5	9,5	17,7	34,8	56,1	62,6	62,2	63,6
Yn			0,5236	0,5236	0,5252	0,5252	0,5252	0,5252	0,5252	0,5252
Sn			1,0628	1,0628	1,0694	1,0694	1,0694	1,0694	1,0694	1,0694
Láminas mm										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			28,7	43,2	71,2	112,8	144,7	155,5	159,6	171,7
5			33,5	51,4	86,5	142,8	193,0	209,4	213,2	226,5
10			37,3	58,1	98,9	167,2	232,4	253,3	256,9	271,1
25			42,2	66,6	114,6	198,0	282,1	308,8	312,0	327,5
50			45,8	72,9	126,3	220,9	319,0	349,9	352,9	369,3
100			49,4	79,1	137,8	243,6	355,6	390,7	393,6	410,8
200			52,9	85,3	149,4	266,2	392,1	431,4	434,0	452,2
500			57,7	93,5	164,6	296,1	440,2	485,1	487,4	506,7
1000			61,2	99,7	176,0	318,7	476,6	525,7	527,8	548,0
Intensidades (mm/h)										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			114,89	86,44	71,22	37,61	24,12	17,28	13,30	7,15
5			133,81	102,90	86,48	47,60	32,17	23,27	17,77	9,44
10			149,22	116,30	98,91	55,73	38,73	28,14	21,40	11,30
25			168,70	133,23	114,61	66,01	47,02	34,31	26,00	13,64
50			183,14	145,79	126,26	73,64	53,17	38,88	29,41	15,39
100			197,48	158,26	137,83	81,21	59,27	43,42	32,80	17,12
200			211,77	170,68	149,35	88,75	65,35	47,94	36,17	18,84
500			230,62	187,07	164,55	98,70	73,37	53,90	40,62	21,11
1000			244,87	199,45	176,04	106,22	79,44	58,41	43,98	22,83

ESTACION	LA ARMENIA	TIPO	PR	SERIAL	1079	ALTITUD (m.s.n.m.)		720
ESTADO	ZU	LA TITUD	105027	LONGITUD	722103			
ORG	MA	INSTALADA	oct-67	ELIMINADA	No			

Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1968			29,8	38,8	61	105	118	119	120	120
1969			28,4	41,8	53	78	78	78	78	78
1970			45	75	124	182	185	187	195	214
1971			33,5	51,7	62	124	162	190	225	225
1972			34,5	48,4	73	109	136	139	140	140
1973			30,7	58,7	101	151	166	166	166	167
1974			24	35,2	53	107	119	166	176	222
1975			24,5	31,3	50	75	91	149	149	170
1976			28,1	32,6	48	63	70	108	110	114
1978			31,9	46	84	199	275	297	298	311
1979			33,3	51,1	103	154	158	159	159	159
1980			20,2	34	56	57	59	66	66	98
1981			26,8	41,9	73	135	161	167	167	168
1982			28,8	42,4	65	94	112	117	117	156
1983					71	79	87	88	88	92
1992				45,8	83	129	144	159	159	161
1993				39,2	72	136	169	182	184	196
1994			35,6	48,1	67	97	99	123	125	125
número de registros			15	17	18	18	18	18	18	18
media			30,3	44,8	72,2	115,2	132,7	147,8	151,2	162,0
desviación			5,9	10,8	20,4	39,7	52,0	52,7	55,6	57,3
Yn			0,5128	0,5177	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198	0,5198
Sn			1,0206	1,0397	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481	1,0481
Láminas mm										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			30,7	45,5	73,3	117,4	135,6	150,7	154,3	165,2
5			36,0	55,0	91,3	152,3	181,4	197,1	203,2	215,6
10			40,3	62,7	105,9	180,8	218,6	234,8	243,0	256,6
25			45,8	72,5	124,4	216,7	265,7	282,5	293,2	308,4
50			49,8	79,8	138,1	243,3	300,6	317,9	330,5	346,8
100			53,8	87,0	151,8	269,7	335,2	353,0	367,5	385,0
200			57,8	94,2	165,3	296,1	369,8	388,0	404,4	423,0
500			63,1	103,7	183,2	330,8	415,3	434,1	453,0	473,2
1000			67,1	110,9	196,8	357,1	449,7	469,0	489,8	511,1
Intensidades (mm/h)										
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			122,87	90,91	73,31	39,15	22,61	16,75	12,86	6,88
5			144,07	109,96	91,29	50,78	30,23	21,90	16,93	8,98
10			161,33	125,48	105,93	60,25	36,44	26,09	20,25	10,69
25			183,14	145,09	124,42	72,22	44,28	31,39	24,43	12,85
50			199,32	159,63	138,15	81,10	50,10	35,32	27,54	14,45
100			215,39	174,07	151,77	89,91	55,87	39,22	30,63	16,04
200			231,39	188,46	165,34	98,69	61,63	43,11	33,70	17,63
500			252,50	207,44	183,24	110,28	69,22	48,23	37,75	19,72
1000			268,46	221,78	196,77	119,03	74,96	52,11	40,82	21,30

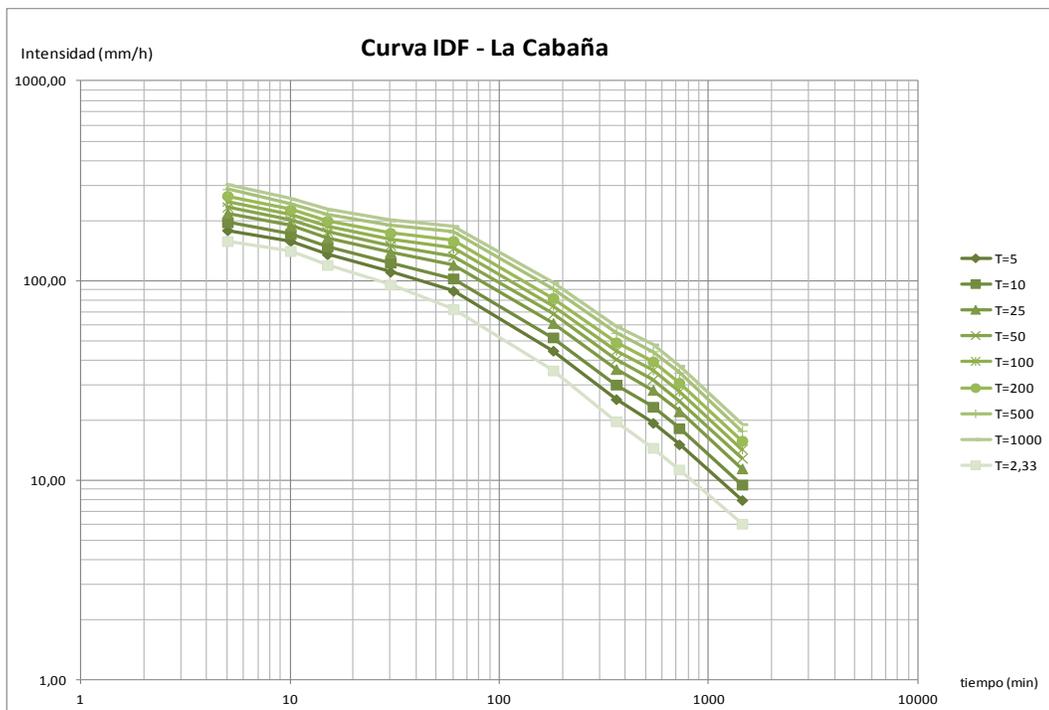
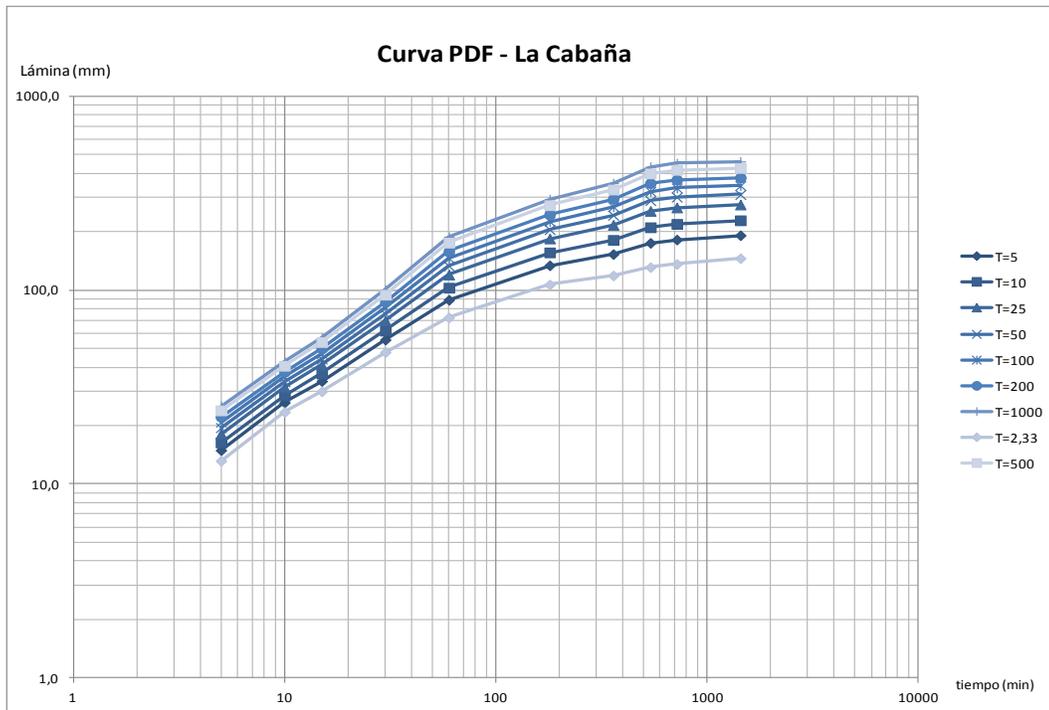
ESTACION ESTADO ORG	SANTA MARIA ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105135 ene-62	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1031 721325 No	ALTITUD (m.s.n.m.)	70
---------------------------	----------------------------	------------------------------	------------------------	---------------------------------	----------------------	--------------------	----

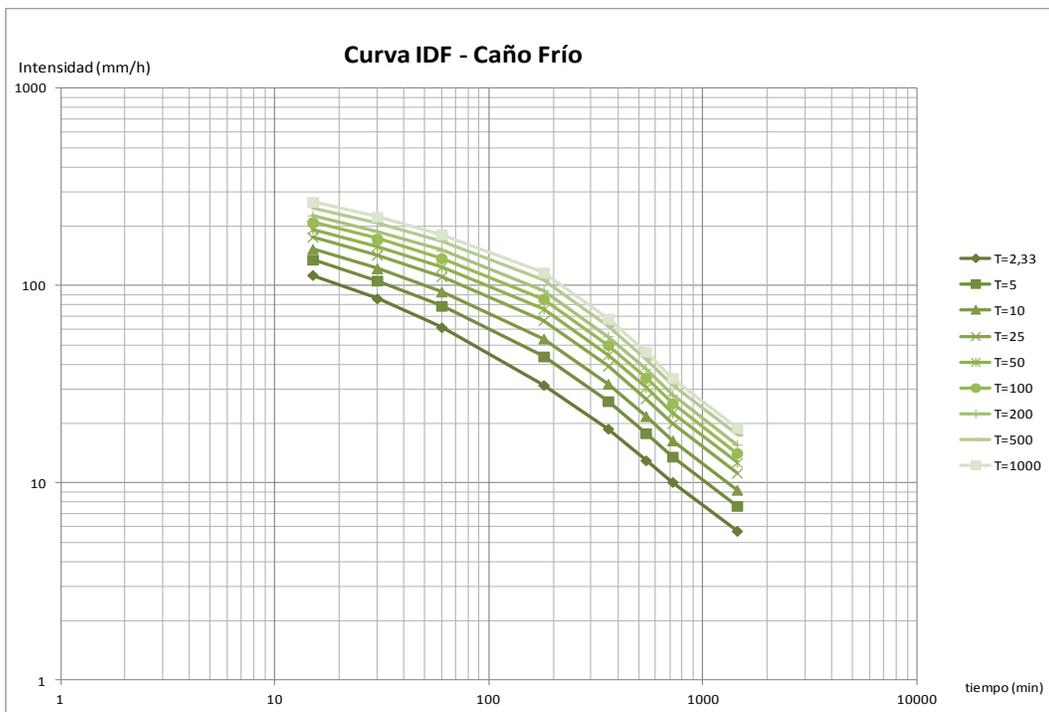
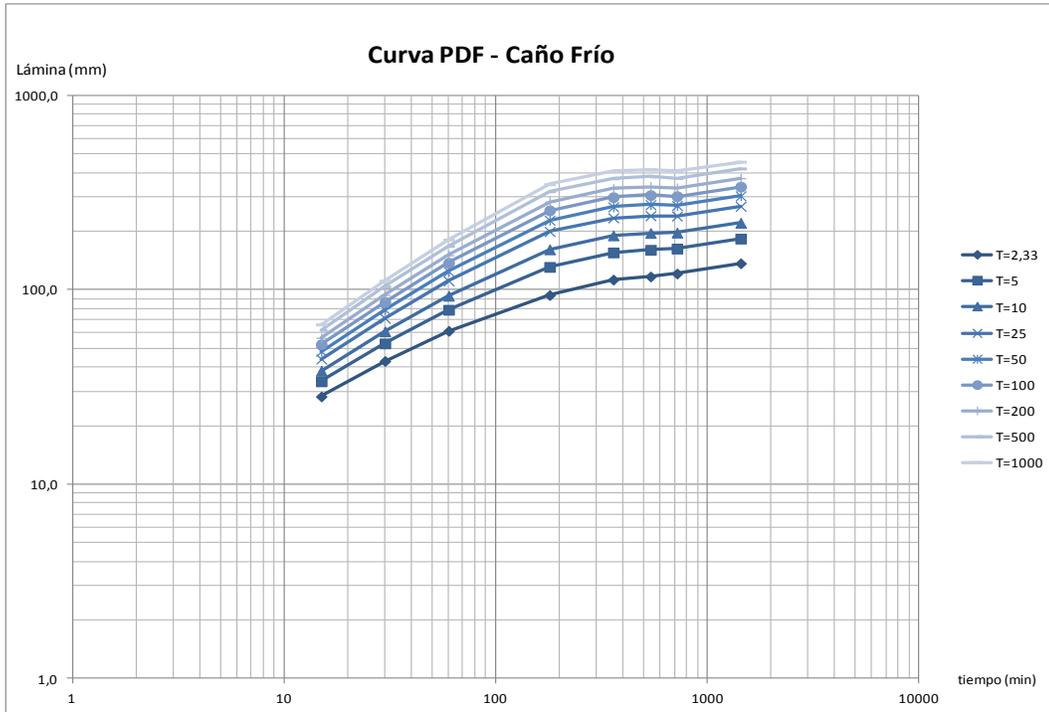
Año	Lámina (mm)									
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)
1964					40	57	75	87	88	91
1965					57	71	79	86	86	86
1966					54	137	164	164	164	169
1967			35	60,3	68	69	94	102	102	122
1968			40,5	62,7	97	192	225	227	233	233
1969			26,6	39,2	57	93	94	94	94	94
1970			31,6	50,2	71	108	130	138	138	138
1971			30,8	47,4	73	98	99	101	101	105
1972			37,2	44,5	46	56	56	56	57	59
1973					54	132	132	132	132	132
1974				39,4	61	105	166	166	166	167
1975				32,9	37	64	64	64	64	64
1976			31,1	35,8	45	76	81	83	83	83
1977			20,2	26,2	41	57	59	59	59	71
1978			59,4	63,2	80	82	84	84	84	87
1979			29,6	31,8	64	85	85	85	85	85
1980			29,7	53,8	64	84	89	92	92	92
1981			32,7	49,5	69	91	91	111	118	125
1982			29,7	53,5	87	118	123	123	123	123
1983					54	57	59	59	59	81
1991			33	48,3	50	51	51	51	52	52
1992				43	66					
1993			23,5	39,3	53					
1994			29,1	41,8	70	99	99	99	99	99
número de registros	0	0	16	19	24	22	22	22	22	22
media			32,5	45,4	60,8	90,1	100,0	102,9	103,6	107,2
desviación			8,7	10,4	14,9	33,5	42,4	42,4	43,2	42,2
Yn			0,5154	0,5217	0,5296	0,5268	0,5268	0,5268	0,5268	0,5268
Sn			1,0306	1,0557	1,0865	1,0755	1,0755	1,0755	1,0755	1,0755
	Láminas mm									
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			33,0	46,0	61,4	91,7	102,0	104,9	105,7	109,2
5			40,8	55,1	74,0	120,4	138,3	141,2	142,7	145,4
10			47,1	62,5	84,3	143,8	167,9	170,8	172,8	174,9
25			55,0	71,9	97,2	173,4	205,2	208,2	210,9	212,1
50			60,9	78,8	106,9	195,3	232,9	235,9	239,2	239,8
100			66,8	85,7	116,4	217,1	260,5	263,5	267,2	267,2
200			72,6	92,6	125,9	238,8	287,9	290,9	295,2	294,5
500			80,4	101,7	138,5	267,4	324,0	327,1	332,1	330,6
1000			86,2	108,5	147,9	289,0	351,4	354,4	359,9	357,8
	Intensidades (mm/h)									
TR (años)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33			132,05	91,94	61,42	30,57	17,00	11,66	8,81	4,55
5			163,01	110,16	74,02	40,14	23,05	15,69	11,89	6,06
10			188,23	124,99	84,28	47,94	27,98	18,98	14,40	7,29
25			220,10	143,73	97,24	57,80	34,20	23,13	17,58	8,84
50			243,74	157,64	106,86	65,10	38,82	26,21	19,93	9,99
100			267,20	171,44	116,40	72,36	43,41	29,27	22,27	11,13
200			290,58	185,19	125,91	79,59	47,98	32,32	24,60	12,27
500			321,43	203,33	138,46	89,13	54,00	36,34	27,67	13,77
1000			344,74	217,04	147,94	96,34	58,56	39,38	29,99	14,91

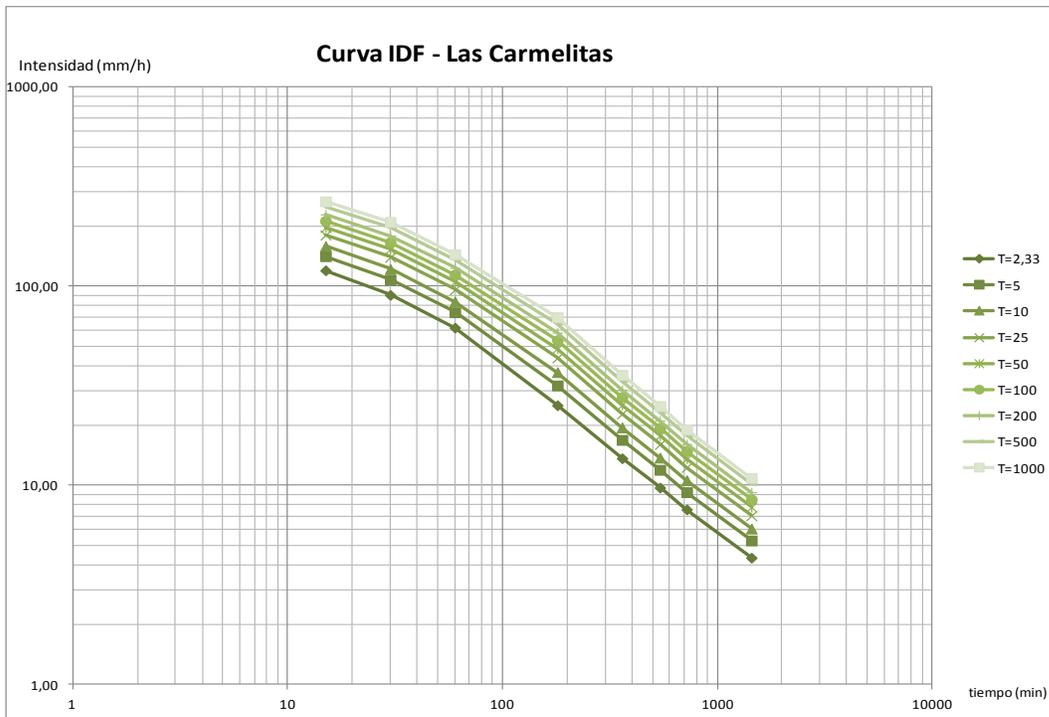
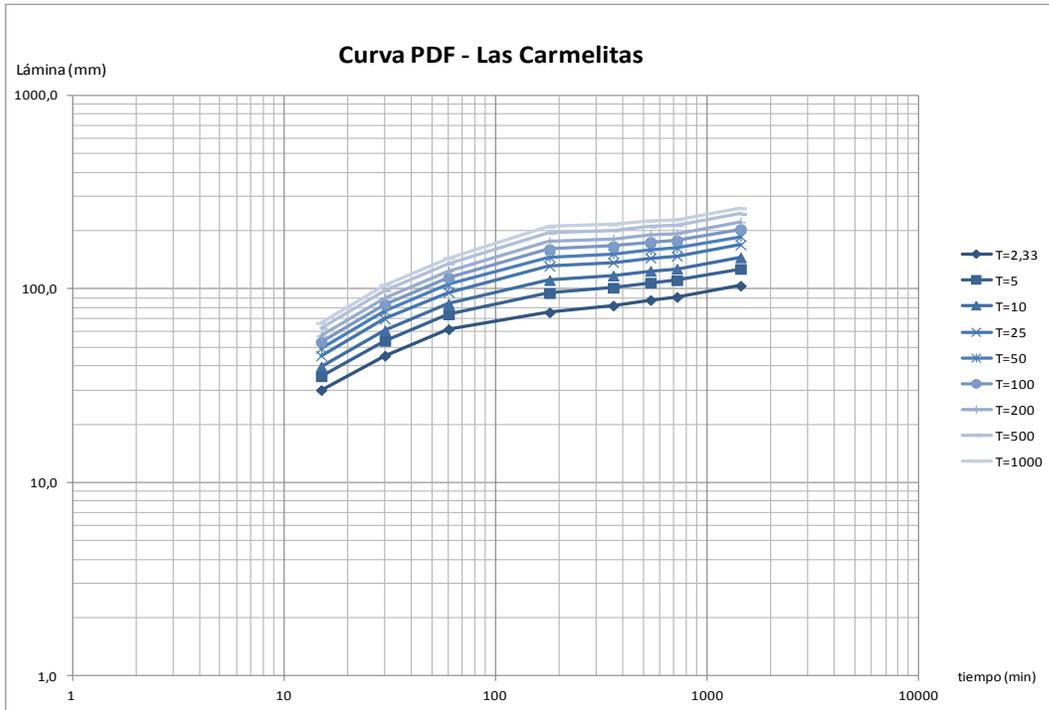
ESTACION ESTADO ORG	LAS DELICIAS ZU MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105215 oct-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1080 722410 No	ALTITUD (m.s.n.m.)	440
---------------------------	--------------------------	------------------------------	------------------------	---------------------------------	----------------------	--------------------	-----

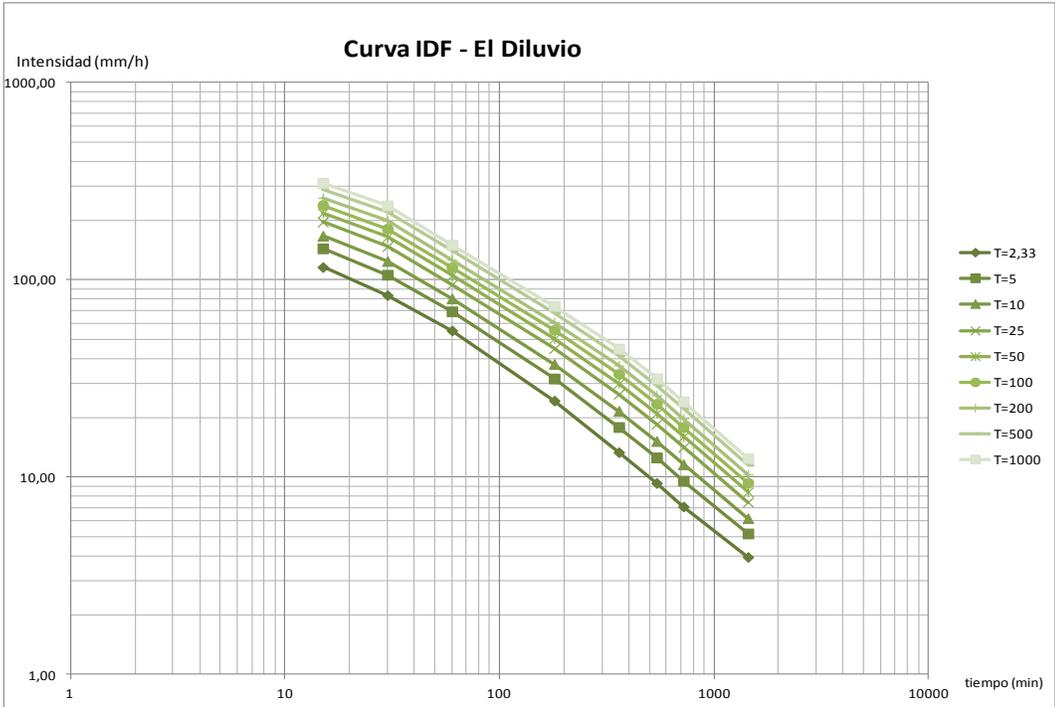
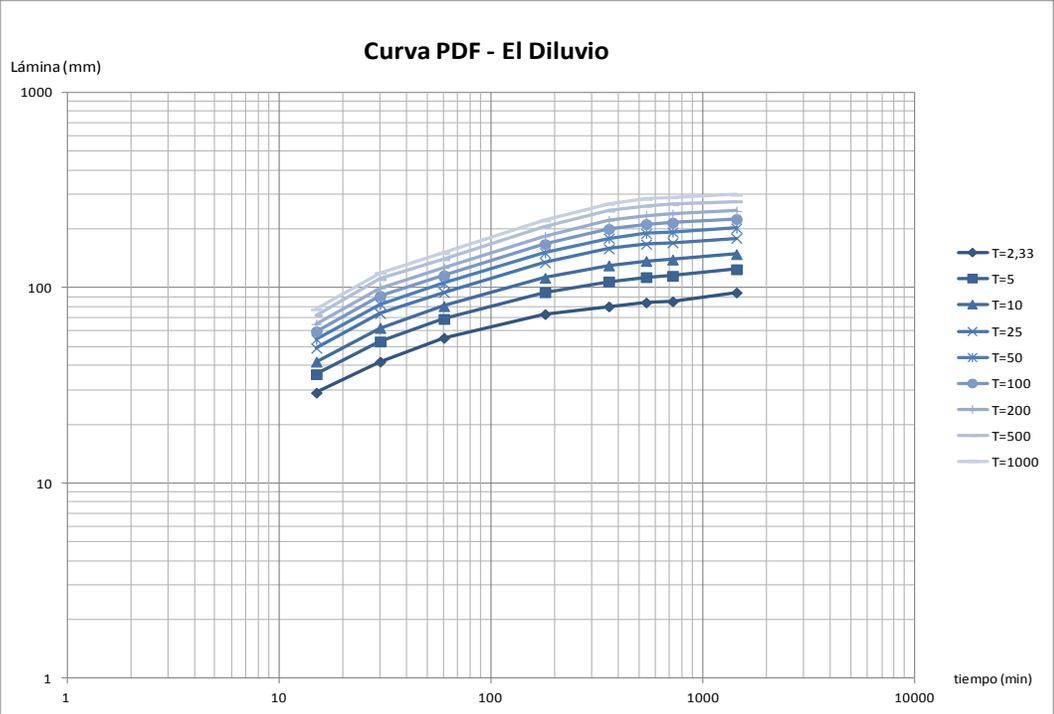
Año	Lámina (mm)										
	5	10	15	30	60 (1h)	180 (3h)	360 (6h)	540 (9h)	720 (12h)	1440 (24h)	
1968			30,9	49,1	72		117	139	140	142	142
1970			23,7	42,5	68		144	169	192	203	300
1971			35,1	44,1	48		87	130	136	157	161
1972			31,7	40,5	51		82	111	112	114	138
1973			29,7	39,8	77		121	135	135	135	135
1974			29,7	49,5	89		152	153	154	154	191
1975			29,7	46,6	56		76	84	88	96	180
1976			24,8	30	75		78	78	78	78	78
1977			34,1	54,6	87		102	115	121	121	164
1978			30,8	42,9	75		144	200	224	224	227
1979			34,5	51,8	82		131	143	144	144	165
1980			35,3	52,3	100		106	106	106	106	160
1981			26,3	39,1	97		117	118	149	151	151
1982			33,5	57,6	77		123	146	148	149	158
1983					66		85	89	95	123	134
1991			23,1	46,9	89		99	100	100	100	149
1992			26,3	37,7	59		124	150	156	157	160
número de registros			16	16	17		17	17	17	17	17
media			30,0	45,3	74,6		111,1	127,4	134,0	138,5	164,3
desviación			4,1	7,1	15,3		24,2	32,1	37,3	37,0	46,2
Yn			0,5154	0,5154	0,5177		0,5177	0,5177	0,5177	0,5177	0,5177
Sn			1,0306	1,0306	1,0397		1,0397	1,0397	1,0397	1,0397	1,0397
TR (años)	Láminas mm										
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440	
2,33			30,2	45,8	75,5		112,5	129,3	136,2	140,6	167,0
5			33,8	52,1	89,1		134,0	157,7	169,3	173,4	208,0
10			36,8	57,3	100,1		151,5	180,9	196,2	200,1	241,4
25			40,6	63,9	114,1		173,6	210,1	230,2	233,8	283,5
50			43,4	68,8	124,5		190,0	231,9	255,5	258,8	314,8
100			46,1	73,6	134,8		206,2	253,4	280,5	283,6	345,9
200			48,9	78,4	145,0		222,5	274,9	305,5	308,4	376,8
500			52,5	84,8	158,6		243,9	303,2	338,4	341,0	417,6
1000			55,3	89,6	168,8		260,0	324,6	363,3	365,7	448,5
TR (años)	Intensidades (mm/h)										
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440	
2,33			120,80	91,50	75,49		37,49	21,55	15,13	11,72	6,96
5			135,39	104,26	89,07		44,65	26,29	18,81	14,45	8,67
10			147,27	114,65	100,14		50,48	30,15	21,80	16,67	10,06
25			162,29	127,79	114,12		57,85	35,02	25,58	19,48	11,81
50			173,43	137,53	124,49		63,32	38,64	28,38	21,57	13,12
100			184,48	147,20	134,78		68,74	42,23	31,17	23,64	14,41
200			195,50	156,83	145,04		74,15	45,81	33,94	25,70	15,70
500			210,03	169,54	158,57		81,28	50,53	37,60	28,42	17,40
1000			221,02	179,15	168,80		86,67	54,10	40,37	30,47	18,69

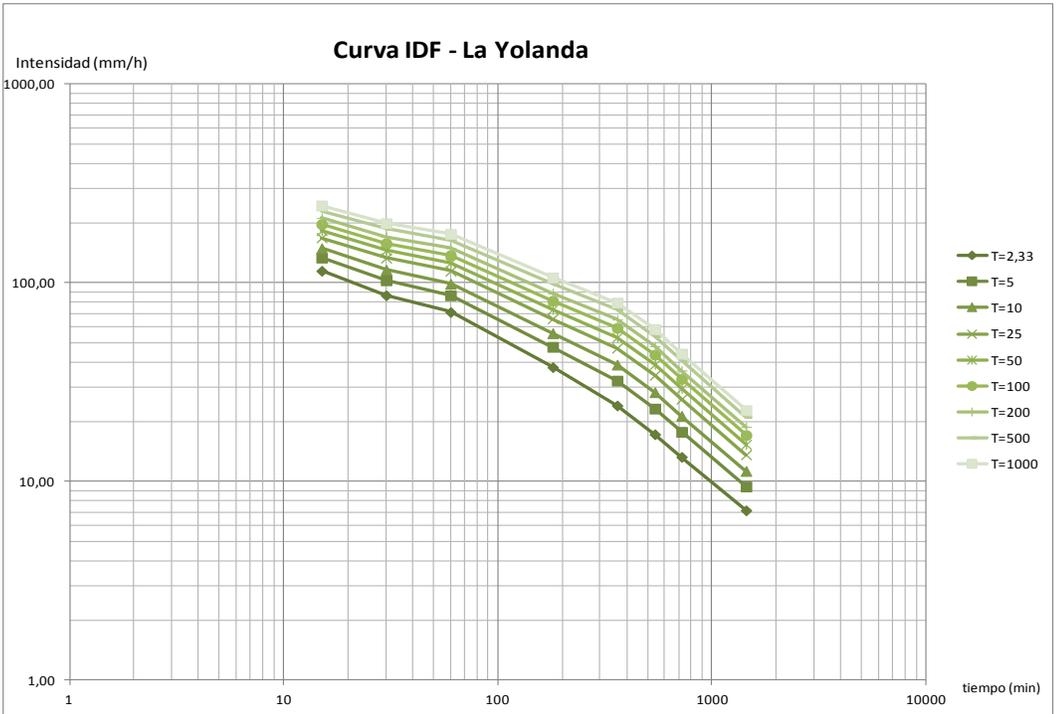
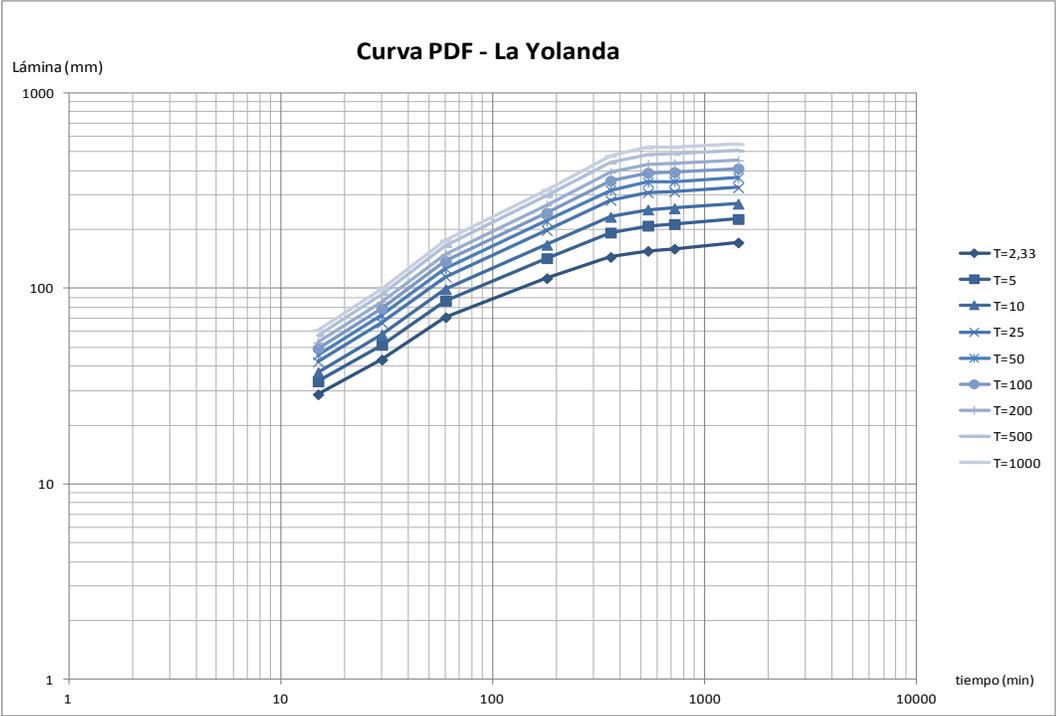
Anexo 4. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia y Precipitación-Duración-Frecuencia para Estaciones Pluviográficas.

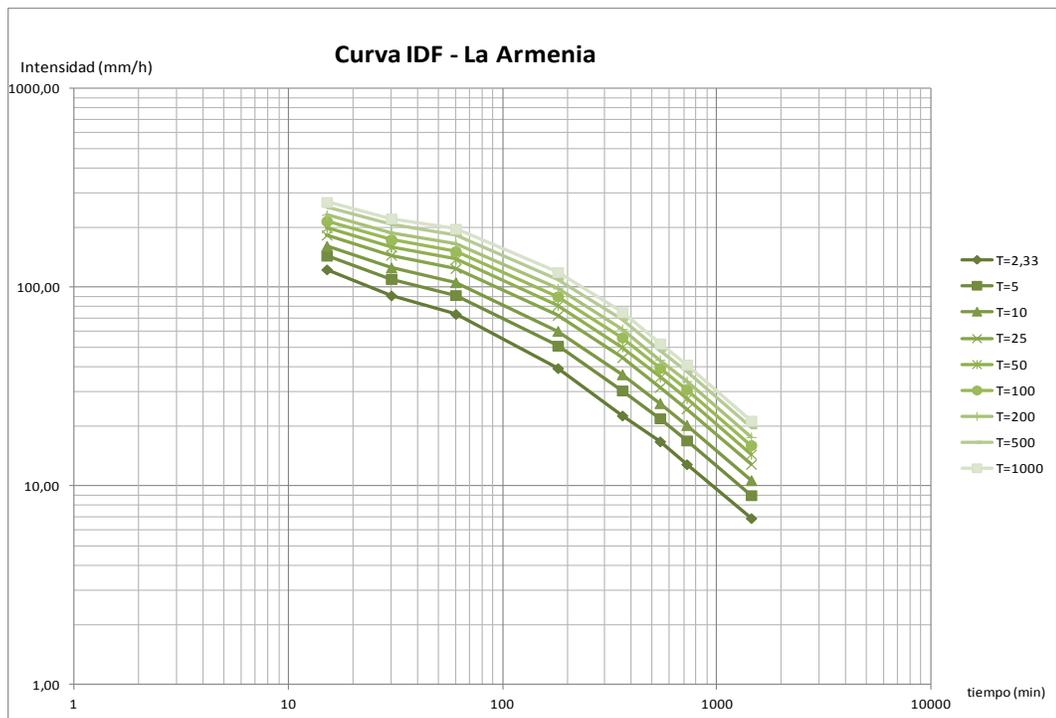
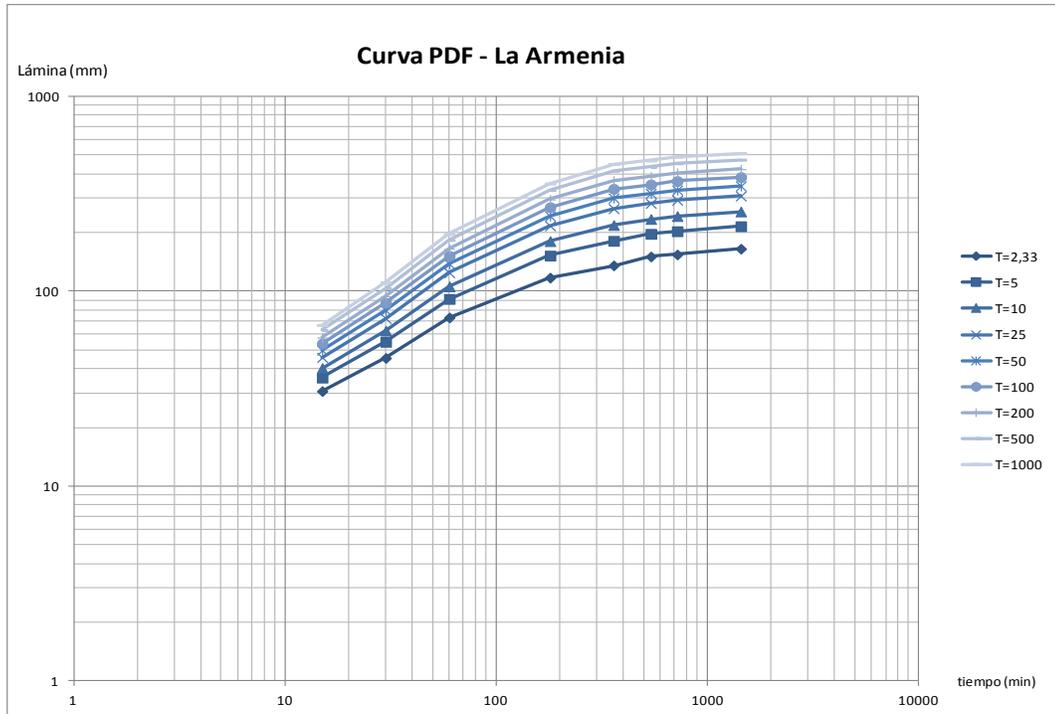


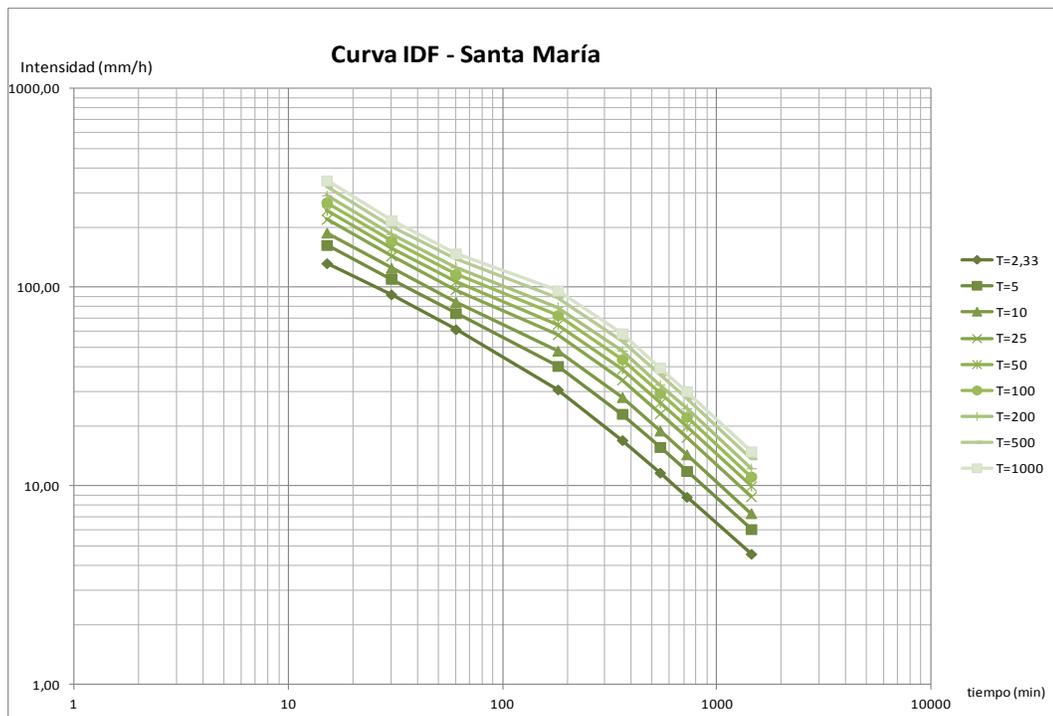
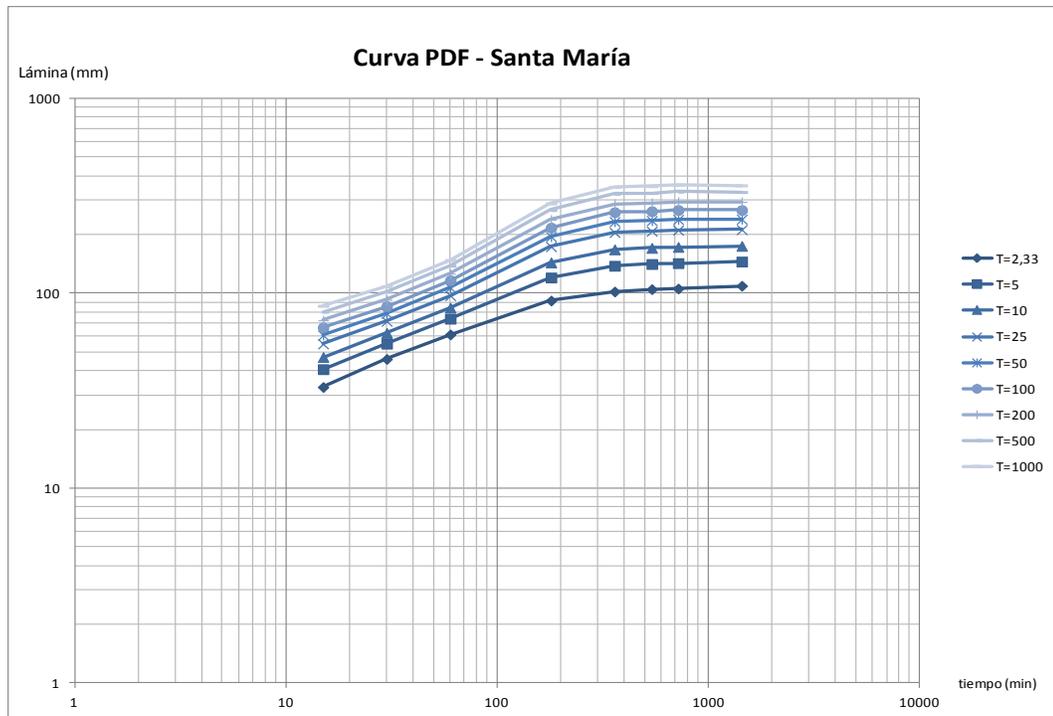


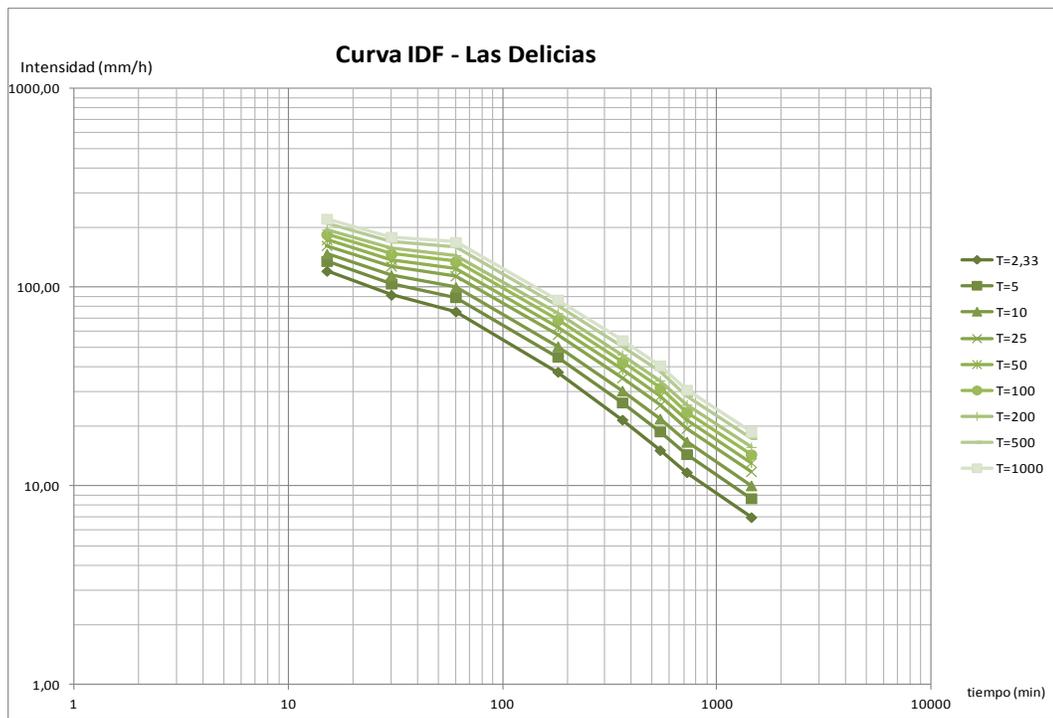
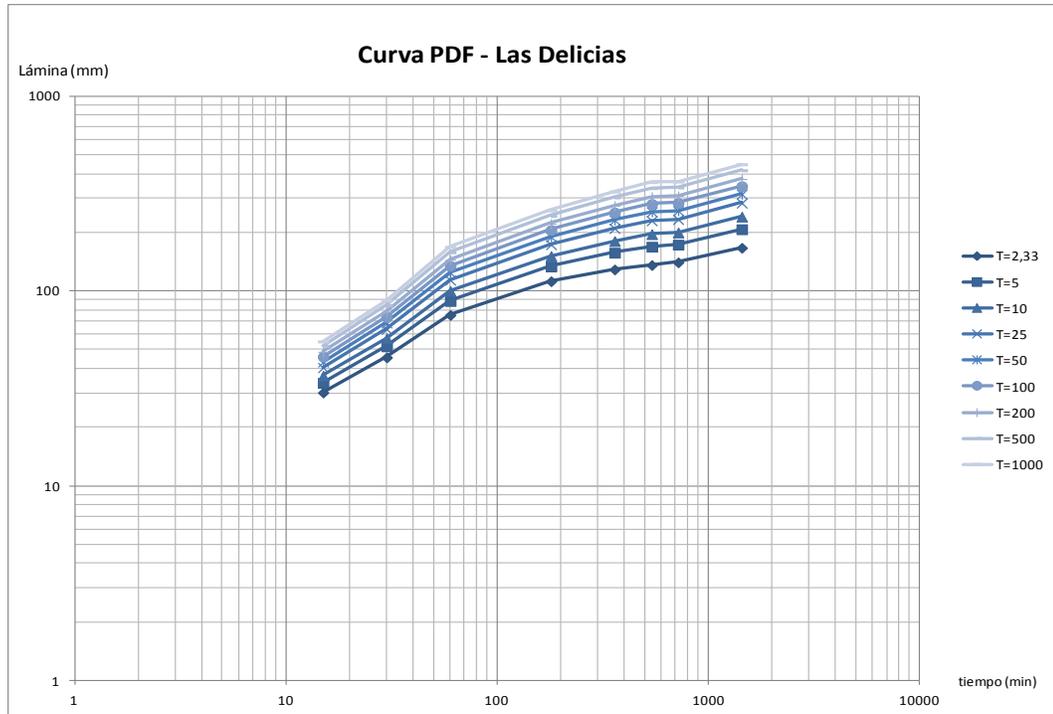












Anexo 5. Análisis de extremos para estaciones hidrométricas: Socuy en La Cabaña y Socuy en Sierra Azul.

La Cabaña	
Año	Q (m ³ /s)
1963	1023
1964	1045
1965	915
1966	951
1967	935
1968	807
1969	880
1970	1529
1971	912.5
1972	437.5
1973	704.55
1974	1375.8
1975	848.09
1976	251.81
1977	607.8

Qp (m3/s)	881.537
S	319.224
CS	0.092
CV	0.362

PEARSON TIPO III

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
p	0.909	0.429	0.200	0.100	0.040	0.020	0.010	0.005	0.002	0.001
w	2.190	1.301	1.794	2.146	2.537	2.797	3.035	3.255	3.526	3.717
KT	-1.34	0.18	0.84	1.28	1.75	2.05	2.33	2.58	2.88	3.09
Q (m3/seg)	455	938	1150	1291	1441	1537	1624	1704	1800	1868

Log Qp	2.912
n datos	15.000
Slogx	0.192
CS	-1.405

LOG PEARSON

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
p	0.909	0.429	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
w	2.190	1.301	1.794	2.146	2.537	2.797	3.035	3.255	3.526	3.717
z	-1.335	0.178	0.841	1.282	1.751	2.054	2.327	2.576	2.879	3.091
k	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234	-0.234
KT	-1.410	0.373	0.827	1.041	1.205	1.281	1.332	1.366	1.395	1.408
log X	2.641	2.983	3.070	3.112	3.143	3.158	3.167	3.174	3.179	3.182
Q (m3/seg)	438	962	1176	1293	1390	1437	1470	1493	1511	1520

GUMBELL

n*	15
Yn	0.5128
Sn	1.0206

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
Y = VRG	-0.875	0.579	1.500	2.250	3.199	3.902	4.600	5.296	6.214	6.907
KT	-1.359	0.064	0.967	1.702	2.632	3.321	4.005	4.686	5.586	6.265
Q (m3/s)	448	902	1190	1425	1722	1942	2160	2378	2665	2882

Sierra Azul	
Año	Q (m3/s)
1980	538.4
1981	701.2
1982	566.8
1983	574
1984	724.6
1985	635.2
1986	419.5
1987	615.3
1988	882.2
1989	719.2
1990	791.6
1991	382.5

PEARSON TIPO III

Qp (m3/s)	629.208
S	145.545
CS	-0.011
CV	0.231

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
p	0.909	0.429	0.200	0.100	0.040	0.020	0.010	0.005	0.002	0.001
w	2.190	1.301	1.794	2.146	2.537	2.797	3.035	3.255	3.526	3.717
KT	-1.34	0.18	0.84	1.28	1.75	2.05	2.33	2.58	2.88	3.09
Q (m3/seg)	435	655	752	816	884	928	968	1004	1048	1079

LOG PEARSON

Log Qp	2.787
n datos	12.000
Slogx	0.107
CS	-0.629

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
p	0.909	0.429	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
w	2.190	1.301	1.794	2.146	2.537	2.797	3.035	3.255	3.526	3.717
z	-1.335	0.178	0.841	1.282	1.751	2.054	2.327	2.576	2.879	3.091
k	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105	-0.105
KT	-1.396	0.275	0.856	1.195	1.518	1.707	1.865	1.999	2.148	2.245
log X	2.638	2.817	2.879	2.915	2.949	2.970	2.986	3.001	3.017	3.027
Q (m3/seg)	435	656	756	822	890	932	969	1001	1039	1064

GUMBELL

n*	12
Yn	0.5043
Sn	0.987

T (años)	1.1	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
KT	2.638	2.817	2.879	2.915	2.949	2.970	2.986	3.001	3.017	3.027
Q (m3/seg)	1013	1039	1048	1053	1058	1061	1064	1066	1068	1070

Anexo N° 6. Resultados del cálculo de Precipitación Máxima Probable en Estaciones Pluviográficas.

ESTACIÓN	LA CABANA	TIPO	PR	SERIAL	1008
ESTADO	ZU	LATITUD	105510	LONGITUD	721712
ORG	MA	INSTALADA	jun-62	ELIMINADA	ene-85
ALTITUD (m.s.n.m.)	55				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1963					49	58	105	108	137	174
1964					67	101	106	107	108	108
1965					71	107	133	135	135	152
1966					80	149	175	175	181	185
1967	12.6	23.5	28.8	33.4	50	119	147	148	148	149
1968	13.8	25.2	29.9	47.4	74	141	171	173	176	176
1969	15.5	26.2	32.5	52.2	79	98	101	101	101	102
1970	12.5	25	33.2	60.2	109	120	120	120	120	131
1971	13.2	24.1	29.5	48	93	154	197	206	216	217
1972	11.5	20.2	24.5	37.2	55	69	74	76	76	96
1973	13	25.5	28.5	50.3	67	108	116	116	116	118
1974	16.6	24.7	35.5	53.9	90	122	124	237	247	250
1975	10.3	16.4	20.4	31.7	43	64	64	71	87	113
1976	14	26	31	46.8	53	79	83	85	87	88
1977	15	23.3	32	54.6	74	81	85	109	122	123
1978	13.4	23.3	28.5	43.8	61	69	75	76	76	90
1979	13.8	26.8	36.4	60.6	98	139	139	140	140	156
1980	9.2	17.5	22.3	42	57	69	80	82	82	82
1981	11.2	21.7	30.3	42.6	60	101	139	163	173	196
1982			32.5	52	73	144	146	146	161	195
Núm registros	15.00	15.00	16.00	16.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Máx Xm (mm)	16.60	26.80	36.40	60.60	109.00	154.00	197.00	237.00	247.00	250.00
Media Xn (mm)	13.04	23.29	29.74	47.29	70.15	104.60	119.00	128.70	134.45	145.05
Desv Sn (mm)	1.95	3.11	4.37	8.55	17.63	30.90	37.07	45.36	47.15	47.68
Yn	0.51	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
Sn	1.02	1.02	1.03	1.03	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
Media Xn-m (mm)	12.79	23.04	29.29	46.41	68.11	102.00	114.89	123.00	128.53	139.53
Desv Sn-m (mm)	1.75	3.07	4.13	8.05	15.49	29.41	33.09	38.55	40.07	41.90
K	2.18	1.23	1.72	1.76	2.64	1.77	2.48	2.96	2.96	2.64
Xn-m/Xn	0.98	0.99	0.99	0.98	0.97	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96
f1x	1.03	1.04	0.99	0.99	1.01	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00
f2x	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn	0.90	0.99	0.95	0.94	0.88	0.95	0.89	0.85	0.85	0.88
f1s	1.04	1.14	1.09	1.09	1.02	1.10	1.03	0.99	0.99	1.02
f2s	1.15	1.15	1.13	1.13	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
K*	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)	32.48	57.58	73.38	132.12	227.42	402.49	453.31	516.86	537.97	567.75

ESTACIÓN	CAÑO FRIO	TIPO	PR	SERIAL	1111
ESTADO	ZULIA	LATITUD	105540	LONGITUD	722155
ORG	MA	INSTALADA	sep-67	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	360				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1967			17.6	21.9						
1968			25.8	50.5	63	67	70	70	95	124
1969			29.5	40	50	77	87	92	93	105
1970			30.8	51.3	69	119	148	148	148	230
1971			34.5	60	110	198	215	224	226	226
1972			17	29	37	45	108	110	110	110
1973			30.6	49.1	51	69	77	77	86	118
1974			37.5	51.1	59	66	67	67	67	83
1975			27.5	32.5	40	52	69	77	85	93
1976			25	30.3	60	79	80	86	101	102
1977			28.8	35.3	40	69	74	74	76	83
1978			31.8	45.6	74	170	200	202	203	215
1979			25.5	40.7	67	103	125	125	125	134
1981			30.8	57.4	83	134	135	135	135	179
1982			26.8	37.5	48	87	96	108	114	122
1983					69	73	75	85	91	95
1991			20	30.5	32	35	47	51	51	51
1992			40.5	59.8	86	110	172	182	182	183
1993			22.2	40.3	48	95	137	144	146	158
Núm registros			18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Máx Xm (mm)			40.50	60.00	110.00	198.00	215.00	224.00	226.00	230.00
Media Xn (mm)			27.90	42.38	60.33	91.56	110.11	114.28	118.56	133.94
Desv Sn (mm)			6.31	11.34	19.86	42.33	48.71	49.53	47.42	52.85
Yn			0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
Sn			1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Media Xn-m (mm)			27.16	41.34	57.41	85.29	103.94	107.82	112.24	128.29
Desv Sn-m (mm)			5.64	10.78	15.99	33.97	42.34	42.54	40.31	48.55
K			2.37	1.73	3.29	3.32	2.62	2.73	2.82	2.10
Xn-m/Xn			0.97	0.98	0.95	0.93	0.94	0.94	0.95	0.96
f1x			1.01	1.01	0.99	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99
f2x			1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.89	0.95	0.81	0.80	0.87	0.86	0.85	0.92
f1s			1.04	1.10	0.93	0.93	1.01	1.00	0.99	1.06
f2s			1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			86.80	154.58	225.65	440.63	546.10	552.34	534.12	635.38

ESTACIÓN	LAS CARMELITAS	TIPO	PR	SERIAL	1101
ESTADO	ZULIA	LATITUD	104057	LONGITUD	722242
ORG	MA	INSTALADA	jun-67	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	260				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1967			29.1	36.6						
1968			35.5	51.3	57	71	90	99	99	118
1969			39.3	59	78	101	108	110	110	110
1970			23.1	33.8	50	68	70	70	70	93
1971			23.6	38.9	49	54	55	85	89	89
1972			23.3	41.5	62	71	74	110	111	111
1973			26.7	46.3	68	75	75	76	77	77
1974			36.3	57.4	61	90	103	103	103	147
1975			32.5	49.5	82	114	115	117	118	140
1976			37.2	65.1	88	128	130	135	135	139
1977			19.5	26.2	32	34	38	39	39	39
1978			29.5	39.3	55	73	74	74	74	111
1979			39.2	49	66	72	72	77	90	109
1980			31.0	46.8	52	54	56	56	56	76
1981			33.0	50.8	72	89	104	104	117	123
1982			27.6	36.7	50	59	69	70	93	113
1983					69	93	96	97	97	99
1991			31.6	49.5	70	72	78	79	79	81
1992			24.8	37.8	55	56	85	98	102	125
1993			21.4	32.4	46	58	63	66	73	97
1994						58	58	58	58	61
1996							86	93	93	96
Núm registros			19.00	19.00	19.00	20.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Máx Xm (mm)			39.30	65.10	88.00	128.00	130.00	135.00	135.00	147.00
Media Xn (mm)			29.69	44.63	61.16	74.50	80.90	86.48	89.67	102.57
Desv Sn (mm)			6.11	9.99	13.79	22.49	22.51	23.22	23.30	26.61
Yn			100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Sn			16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40
Media Xn-m (mm)			29.16	43.49	59.67	71.68	78.45	84.05	87.40	100.35
Desv Sn-m (mm)			5.82	8.93	12.51	19.14	20.01	20.92	21.39	25.23
K			1.74	2.42	2.27	2.94	2.58	2.44	2.22	1.85
Xn-m/Xn			0.98	0.97	0.98	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98
f1x			1.02	1.02	1.02	1.00	1.01	1.01	1.01	1.02
f2x			1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.95	0.89	0.91	0.85	0.89	0.90	0.92	0.95
f1s			1.10	1.04	1.05	0.99	1.03	1.04	1.06	1.10
f2s			1.10	1.10	1.10	1.08	1.07	1.07	1.07	1.07
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			90.01	136.89	190.45	267.88	281.58	296.48	304.69	356.30

ESTACIÓN	EL DILUVIO	TIPO	PR	SERIAL	1032
ESTADO	ZULIA	LATITUD	103704	LONGITUD	722354
ORG	MA	INSTALADA	ene-62	ELIMINADA	
ALTITUD (m.s.n.m.)	105				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1963					32	118	139	140	140	147
1964					29	100	101	101	101	101
1965					43	76	78	79	79	132
1966					50	74	82	83	83	89
1967			20.8	30.2	49	74	74	74	74	90
1968			33.8	43.8	54	57	60	60	78	84
1969			29.7	49.5	87	115	146	170	175	175
1970			37.1	47.9	74	86	86	86	86	108
1971			35.3	53.1	66	78	80	80	80	101
1972			30.0	45	59	60	61	61	61	68
1973			26.9	41.8	58	59	59	87	87	87
1974			36.5	51.3	65	72	95	109	110	125
1975			31.6	52.8	60	62	75	77	78	78
1976			30.6	39.4	42	43	43	60	60	85
1977			27.3	40	58	75	81	81	81	81
1978			29.6	36.9	54	56	58	58	58	62
1979			39.0	53.5	76	84	84	84	84	88
1980			31.5	53.4	71	76	77	77	77	107
1981			34.8	54.8	73	114	152	152	153	155
1982			35.5	45.4	50	54	54	59	60	67
1983					54	62	62	69	72	85
1991			24.8	33.4	37	52	53	53	53	65
1992			28.8	39.8	53	75	92	93	93	93
1993			28.4	45.8	81	123	123	123	123	123
1994			4.9	5.3	50	50	50	50	50	50
1995			11	14.8	23	26	26	26	26	26
1996			21.6	27.6	28	29	37	37	37	40
Núm registros			22.00	22.00	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00
Máx Xm (mm)			39.00	54.80	87.00	123.00	152.00	170.00	175.00	175.00
Media Xn (mm)			28.61	41.16	54.67	72.22	78.81	82.56	83.67	93.04
Desv Sn (mm)			8.24	12.75	16.49	25.23	31.76	33.27	33.52	34.16
Yn			1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
Sn			1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
Media Xn-m (mm)			28.12	40.51	53.42	70.27	76.00	79.19	80.15	89.88
Desv Sn-m (mm)			8.10	12.69	15.47	23.56	28.75	28.87	28.67	30.57
K			1.34	1.13	2.17	2.24	2.64	3.15	3.31	2.78
Xn-m/Xn			0.98	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.97
f1x			1.02	1.02	1.01	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00
f2x			1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
Sn-m/Sn			0.98	1.00	0.94	0.93	0.91	0.87	0.86	0.89
f1s			1.14	1.15	1.04	1.04	1.01	0.97	0.95	1.00
f2s			1.07	1.07	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			109.59	167.85	198.28	290.37	344.26	348.85	348.12	375.55

ESTACIÓN	LA YOLANDA	TIPO	PR	SERIAL	1100
ESTADO	ZULIA	LATITUD	105205	LONGITUD	722950
ORG	MA	INSTALADA	may-67	ELIMINADA	
ALTITUD (m.s.n.m.)	220				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1967			20.6	29.3	101	156	203	206	209	209
1968			22.6	30.3	48	65	97	101	108	115
1969			19.6	27.5	76	94	94	94	94	109
1970			34.6	56.3	73	108	153	159	186	220
1971			30.2	42.7	80	158	183	203	209	217
1972			27.8	39.6	51	90	105	106	106	110
1973			29.8	49.3	64	108	190	197	198	199
1974			30.3	48	81	135	175	187	187	233
1975			28.5	41.1	53	134	161	188	196	202
1976			23.2	33.6	43	49	57	88	94	114
1977			27.3	43.6	82	158	232	233	233	267
1978			34.4	50.5	87	146	151	151	151	154
1979			35.5	54.4	81	116	142	143	143	143
1980			25.7	41.5	77	93	111	124	128	128
1981			26.8	39.2	55	97	102	106	122	137
1982			40.4	57.7	106	175	282	339	340	340
1983					75	108	136	138	138	153
1991			24.3	32.4	39	63	72	91	97	125
1992			23.2	35.8	64	116	149	160	160	164
1993			30	45	69	87	108	109	110	123
1994			34	56.8	72	77	77	77	77	77
Núm registros			20.00	20.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00
Máx Xm (mm)			40.40	57.70	106.00	175.00	282.00	339.00	340.00	340.00
Media Xn (mm)			28.44	42.73	70.33	111.10	141.90	152.38	156.48	168.52
Desv Sn (mm)			5.46	9.49	17.71	34.78	56.08	62.55	62.22	63.58
Yn			1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
Sn			1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
Media Xn-m (mm)			27.81	41.94	68.55	107.90	134.90	143.05	147.30	159.95
Desv Sn-m (mm)			4.80	9.05	16.12	32.37	47.18	46.84	47.05	51.29
K			2.62	1.74	2.32	2.07	3.12	4.18	4.10	3.51
Xn-m/Xn			0.98	0.98	0.97	0.97	0.95	0.94	0.94	0.95
f1x			1.02	1.02	1.01	1.01	0.99	0.98	0.98	0.99
f2x			1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.88	0.95	0.91	0.93	0.84	0.75	0.76	0.81
f1s			1.02	1.10	1.05	1.08	0.98	0.87	0.88	0.94
f2s			1.08	1.08	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			77.60	135.05	232.48	435.16	611.45	617.58	624.10	679.09

ESTACIÓN	LA ARMENIA	TIPO	PR	SERIAL	1079
ESTADO	ZU	LATITUD	105027	LONGITUD	722103
ORG	MA	INSTALADA	oct-67	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	720				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1968			29.8	38.8	61	105	118	119	120	120
1969			28.4	41.8	53	78	78	78	78	78
1970			45	75	124	182	185	187	195	214
1971			33.5	51.7	62	124	162	190	225	225
1972			34.5	48.4	73	109	136	139	140	140
1973			30.7	58.7	101	151	166	166	166	167
1974			24	35.2	53	107	119	166	176	222
1975			24.5	31.3	50	75	91	149	149	170
1976			28.1	32.6	48	63	70	108	110	114
1978			31.9	46	84	199	275	297	298	311
1979			33.3	51.1	103	154	158	159	159	159
1980			20.2	34	56	57	59	66	66	98
1981			26.8	41.9	73	135	161	167	167	168
1982			28.8	42.4	65	94	112	117	117	156
1983					71	79	87	88	88	92
1992				45.8	83	129	144	159	159	161
1993				39.2	72	136	169	182	184	196
1994			35.6	48.1	67	97	99	123	125	125
Núm registros			15.00	17.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Máx Xm (mm)			45.00	75.00	124.00	199.00	275.00	297.00	298.00	311.00
Media Xn (mm)			30.34	44.82	72.17	115.22	132.72	147.78	151.22	162.00
Desv Sn (mm)			5.87	10.75	20.45	39.69	52.02	52.71	55.55	57.28
Yn			1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
Sn			1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
Media Xn-m (mm)			29.29	42.94	69.12	110.29	124.35	139.00	142.59	153.24
Desv Sn-m (mm)			4.40	7.67	16.32	34.77	39.18	38.44	43.05	44.91
K			3.57	4.18	3.36	2.55	3.84	4.11	3.61	3.51
Xn-m/Xn			0.97	0.96	0.96	0.96	0.94	0.94	0.94	0.95
f1x			1.02	1.00	1.00	1.00	0.98	0.98	0.99	0.99
f2x			1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.75	0.71	0.80	0.88	0.75	0.73	0.77	0.78
f1s			0.87	0.83	0.93	1.02	0.88	0.85	0.90	0.91
f2s			1.15	1.12	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			78.81	125.98	240.61	472.65	533.73	542.03	592.54	622.80

ESTACIÓN	SANTA MARIA	TIPO	PR	SERIAL	1031
ESTADO	ZULIA	LATITUD	105135	LONGITUD	721325
ORG	MA	INSTALADA	ene-62	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	70				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1964					40	57	75	87	88	91
1965					57	71	79	86	86	86
1966					54	137	164	164	164	169
1967			35	60.3	68	69	94	102	102	122
1968			40.5	62.7	97	192	225	227	233	233
1969			26.6	39.2	57	93	94	94	94	94
1970			31.6	50.2	71	108	130	138	138	138
1971			30.8	47.4	73	98	99	101	101	105
1972			37.2	44.5	46	56	56	56	57	59
1973					54	132	132	132	132	132
1974				39.4	61	105	166	166	166	167
1975				32.9	37	64	64	64	64	64
1976			31.1	35.8	45	76	81	83	83	83
1977			20.2	26.2	41	57	59	59	59	71
1978			59.4	63.2	80	82	84	84	84	87
1979			29.6	31.8	64	85	85	85	85	85
1980			29.7	53.8	64	84	89	92	92	92
1981			32.7	49.5	69	91	91	111	118	125
1982			29.7	53.5	87	118	123	123	123	123
1983					54	57	59	59	59	81
1991			33	48.3	50	51	51	51	52	52
1992				43	66					
1993			23.5	39.3	53					
1994			29.1	41.8	70	99	99	99	99	99
Núm registros			16.00	19.00	24.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00
Máx Xm (mm)			59.40	63.20	97.00	192.00	225.00	227.00	233.00	233.00
Media Xn (mm)			32.48	45.41	60.75	90.09	99.95	102.86	103.59	107.18
Desv Sn (mm)			8.66	10.43	14.85	33.53	42.38	42.40	43.21	42.25
Yn			1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
Sn			1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
Media Xn-m (mm)			30.69	44.42	59.17	85.24	94.00	96.95	97.43	101.19
Desv Sn-m (mm)			5.01	9.78	12.97	25.23	32.66	32.87	32.91	32.32
K			5.73	1.92	2.92	4.23	4.01	3.96	4.12	4.08
Xn-m/Xn			0.94	0.98	0.97	0.95	0.94	0.94	0.94	0.94
f1x			0.99	1.02	1.01	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
f2x			1.03	1.02	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.58	0.94	0.87	0.75	0.77	0.78	0.76	0.77
f1s			0.68	1.09	0.97	0.87	0.90	0.90	0.88	0.89
f2s			1.13	1.10	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			85.99	146.48	184.71	339.80	422.50	427.72	428.70	426.82

ESTACIÓN	LAS DELICIAS	TIPO	PR	SERIAL	1080
ESTADO	ZU	LATITUD	105215	LONGITUD	722410
ORG	MA	INSTALADA	oct-67	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	440				

Año	Lámina en mm									
	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
1968			30.9	49.1	72	117	139	140	142	142
1970			23.7	42.5	68	144	169	192	203	300
1971			35.1	44.1	48	87	130	136	157	161
1972			31.7	40.5	51	82	111	112	114	138
1973			29.7	39.8	77	121	135	135	135	135
1974			29.7	49.5	89	152	153	154	154	191
1975			29.7	46.6	56	76	84	88	96	180
1976			24.8	30	75	78	78	78	78	78
1977			34.1	54.6	87	102	115	121	121	164
1978			30.8	42.9	75	144	200	224	224	227
1979			34.5	51.8	82	131	143	144	144	165
1980			35.3	52.3	100	106	106	106	106	160
1981			26.3	39.1	97	117	118	149	151	151
1982			33.5	57.6	77	123	146	148	149	158
1983					66	85	89	95	123	134
1991			23.1	46.9	89	99	100	100	100	149
1992			26.3	37.7	59	124	150	156	157	160
Núm registros			16.00	16.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00
Máx Xm (mm)			35.30	57.60	100.00	152.00	200.00	224.00	224.00	300.00
Media Xn (mm)			29.95	45.31	74.59	111.06	127.41	134.00	138.47	164.29
Desv Sn (mm)			4.08	7.14	15.33	24.24	32.09	37.31	36.97	46.24
Yn			0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
Sn			1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Media Xn-m (mm)			29.59	44.49	73.00	108.50	122.88	128.38	133.13	155.81
Desv Sn-m (mm)			3.96	6.56	14.32	22.54	26.93	30.19	30.65	31.25
K			1.44	2.00	1.89	1.93	2.86	3.17	2.96	4.61
Xn-m/Xn			0.99	0.98	0.98	0.98	0.96	0.96	0.96	0.95
f1x			1.04	1.02	1.02	1.02	1.01	1.00	1.01	0.99
f2x			1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Sn-m/Sn			0.97	0.92	0.93	0.93	0.84	0.81	0.83	0.68
f1s			1.12	1.07	1.08	1.08	0.97	0.94	0.96	0.79
f2s			1.13	1.13	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
K*			8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
X PMP (mm)			73.25	116.33	226.84	350.27	411.70	451.71	461.52	493.28

Anexo 7 Estimación de la Precipitación Máxima Probable – Lluvias Complejas.

ESTACIÓN	LA CABAÑA	TIPO	PR	SERIAL	1008
ESTADO	ZU	LA TITUD	105510	LONGITUD	721712
ORG	MA	INSTALADA	jun-62	ELIMINADA	ene-85
ALTITUD (m.s.n.m.)	55				
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1963	114.5	215.1	231		
1964	133.0	249.9	249.9		
1971	203.7	217.2	234.5		
1978	89.6	107.6	113.9		
1979	140.1	163.1	189		
1980	75.7	82.4	86.2		
1981	184.2	240.2	248.8		
1982	179.8	215.8	218.4		
1983	75.7	75.7	75.7		
Número de registros	9	9	9		
Máximo Xm (mm)	203.7	249.9	249.9		
Media Xn (mm)	132.9	174.1	183.0		
Desviación Sn (mm)	48.3	68.9	71.3		
Yn	0.4902	0.4902	0.4902		
Sn	0.9288	0.9288	0.9288		
Media Xn-m (mm)	124.075	164.638	174.688		
Desviación Sn-m (mm)	43.123	67.151	71.395		
K	1.8465	1.2697	1.0535		
Xn-m/Xn	0.9334	0.9456	0.9543		
f1x	0.998	1.011	1.019		
f2x	1.048	1.048	1.048		
Sn-m/Sn	0.893	0.974	1.001		
f1s	1.072	1.169	1.201		
f2s	1.28	1.28	1.28		
K*	8.0	8.0	8.0		
X PMP (mm)	669.0	1009.6	1072.8		
	1440	1440	1440		
Intensidades (mm/h)	27.9	42.1	44.7		

Día	Diferencias	Hietograma
	PMP	PMP
1	668.982	668.982
2	340.574	340.574
3	63.286	63.286

ESTACIÓN ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	CAÑO FRÍO ZULIA MA 360	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105540 sep-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1111 722155 No
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1968	71.7	136.1	161.5		
1969	101.5	128.5	143.2		
1970	199.3	278.6	353.2		
1971	219.9	226	320.8		
1972	108.8	110	133		
1973	110.6	127.3	150.9		
1974	67.8	84.8	110.3		
1975	85.7	143	192		
1976	83.5	117.8	186.8		
1977	76.7	102.8	110.3		
1978	133.5	231.6	262.9		
1979	125.3	133.8	142.3		
1980	83.8	109.3	111.3		
1981	252.5	257.6	307.9		
1982	115.9	184.6	188.2		
1983	95.4	108	125.4		
1984	114.6	133.5	168.3		
1985	91.1	118	152.4		
1986	122.5	149.6	150.8		
1987	102.9	138.3	175.4		
1988	146.3	177.9	216.2		
1989	140.1	161.7	182.5		
1990	115.4	115.9	135.4		
1991	200	200	200.1		
1992	175.5	186.8	197.3		
1993	147.5	158.1	158.1		
1994	109.8	110.7	189.3		
1995	112.0	142.8	144.6		
1996	73.6	104.3	141.9		
1997	86.9	130.3	130.4		
1998	141.8	216.2	265.1		
2000	105.5	125	144.1		

Número de registros	32	32	32
Máximo Xm (mm)	252.5	278.6	353.2
Media Xn (mm)	122.4	151.5	179.7
Desviacion Sn (mm)	44.9	48.3	61.4
Yn	0.5380	0.5380	0.5380
Sn	1.1193	1.1193	1.1193
Media Xn-m (mm)	118.223	147.429	174.152
Desviacion Sn-m (mm)	38.699	43.025	53.506
K	3.4698	3.0487	3.3463
Xn-m/Xn	0.9657	0.9729	0.9689
f1x	0.991	0.999	0.994
f2x	1.008	1.008	1.008
Sn-m/Sn	0.863	0.892	0.871
f1s	0.961	0.993	0.970
f2s	1.03	1.03	1.03
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	477.5	547.3	671.2
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	19.9	22.8	28.0

Día	Diferencias Hietograma	
	PMP	PMP
1	477.5	477.5
2	69.7	124.0
3	124.0	69.7

ESTACIÓN ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	LAS CARMELITAS ZULIA MA 260	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 104057 jun-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1101 722242 No
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1968	98.6	117.9	119		
1969	110.4	132.7	145		
1970	85.4	123.1	156		
1971	88.5	88.5	115.9		
1972	110.5	128.1	128.1		
1973	76.6	80.5	98.3		
1974	141.2	198.4	256.9		
1975	117.9	139.8	145.9		
1976	131.7	151.5	254		
1977	122.0	122	131.6		
1978	110.8	110.8	110.8		
1979	91.1	111.3	113.3		
1980	56.4	76.7	80		
1981	123.1	138.7	205.8		
1982	93.3	160.8	165.6		
1983	98.7	155	155.3		
1984	64.1	96.3	109.2		
1985	143.5	154.9	192		
1986	138.3	172.5	179.3		
1987	91	95.3	143.2		
1988	127.8	138.4	148.1		
1990	124	173.8	198.4		
1991	79.2	81.3	94.7		
1992	98.5	165.8	166.6		
2005	79.1	87.9	89.1		

Número de registros	25	25	25
Máximo X_m (mm)	143.5	198.4	256.9
Media X_n (mm)	104.1	128.1	148.1
Desviación S_n (mm)	24.0	33.5	46.9
Y_n	0.5309	0.5309	0.5309
S_n	1.0914	1.0914	1.0914
Media X_{n-m} (mm)	102.425	125.150	143.550
Desviación S_{n-m} (mm)	23.044	30.804	41.911
K	1.7825	2.3779	2.7045
X_{n-m}/X_n	0.9842	0.9771	0.9694
f1x	1.018	1.011	1.003
f2x	1.013	1.013	1.013
S_{n-m}/S_n	0.960	0.919	0.894
f1s	1.111	1.065	1.036
f2s	1.05	1.05	1.05
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	331.5	431.0	558.5
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	13.8	18.0	23.3

Día	Diferencias		Hietograma
	PMP	PMP	PMP
1	331.5		331.5
2	99.5		127.6
3	127.6		99.5

ESTACIÓN ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	EL DILUVIO ZULIA MA 105	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 103704 ene-62	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1032 722354
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1962	69.4	92.6	92.6		
1963	135.0	146.6	148.7		
1964	101.4	124.9	127		
1965	129.6	134.1	157.3		
1966	87.5	88.9	93.4		
1967	89.9	141.9	153.1		
1968	78.2	110.7	117.9		
1969	175.1	191.5	203.6		
1970	87.0	173.5	190.5		
1971	84.1	101	147.3		
1972	60.6	67.9	74.1		
1973	86.8	86.8	145.4		
1974	121.1	199	208		
1975	78.2	78.2	84.9		
1976	66.6	91	135.3		
1977	80.4	121	123.5		
1978	58.4	67.1	75.7		
1979	78.3	97.9	100.3		
1980	77.4	107.3	112.6		
1981	152.4	160	163.7		
1982	57.1	75.8	87.5		
1983	84.9	99.8	113.2		
1987	116.6	116.6	152.8		
1988	129.3	131.7	156.7		
1989	102.9	105.8	105.8		
1990	80.2	102.4	105.9		
1991	63.9	65.9	66.8		
1992	93.2	93.2	101.8		
1993	126.1	147.8	148.2		
1997	102.5	126.7	204.3		
1998	65.6	92.2	106.5		
1999	78.7	99.6	130.2		

Número de registros	32	32	32
Máximo X_m (mm)	175.1	199.0	208.0
Media X_n (mm)	93.7	113.7	129.2
Desviación S_n (mm)	28.7	34.4	38.7
Y_n	0.5380	0.5380	0.5380
S_n	1.1193	1.1193	1.1193
Media X_{n-m} (mm)	91.074	110.981	126.665
Desviación S_{n-m} (mm)	24.904	31.174	36.501
K	3.3740	2.8234	2.2283
X_{n-m}/X_n	0.9720	0.9758	0.9803
f1x	0.998	1.001	1.006
f2x	1.006	1.006	1.006
S_{n-m}/S_n	0.869	0.907	0.944
f1s	0.968	1.009	1.050
f2s	1.02	1.02	1.02
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	320.4	397.8	462.2
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	13.3	16.6	19.3

Día	Diferencias Hietograma	
	PMP	PMP
1	320.4	320.4
2	77.4	77.4
3	64.4	64.4

ESTACION ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	LA YOLANDA ZULIA MA 220	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105205 may-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1100 722950
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1967	131.5	187.7	189.3		
1968	108.4	136.5	137.9		
1969	94.9	139.3	153.4		
1970	180.9	230.6	406.7		
1971	208.1	250	281.4		
1972	106.7	109.6	151.2		
1973	198.8	216.3	219.3		
1974	197.7	307.3	344.4		
1975	200.5	215.3	250.9		
1976	62.7	123.6	127.1		
1977	232.6	267.4	276		
1978	160.6	199.8	200.8		
1979	143.3	150.7	173.2		
1980	123.1	128.4	170.2		
1981	120.7	161.4	196		
1982	339.7	339.8	339.8		
1983	143.2	171	217.3		
1984	150.2	269.7	324.6		
1985	137.6	270.3	338.4		
1986	232.6	275.2	328.2		
1987	133.2	171	206.2		
1988	153.8	226	323.9		
1989	110.4	125.9	207		
1990	76.5	118.7	152.8		
1991	93.8	168.6	222.7		
1992	164	211.3	233.9		
1993	110.4	133.1	141.6		
1994	76.8	85.6	150.7		
1995	155.0	155.5	157.9		
1996	97.5	135.6	193.9		

Número de registros	30	30	30
Máximo Xm (mm)	339.7	339.8	406.7
Media Xn (mm)	148.2	189.4	227.2
Desviación Sn (mm)	58.1	64.8	76.6
Yn	0.5362	0.5362	0.5362
Sn	1.1124	1.1124	1.1124
Media Xn-m (mm)	141.569	184.186	221.034
Desviación Sn-m (mm)	46.289	59.276	69.895
K	4.2803	2.6252	2.6564
Xn-m/Xn	0.9554	0.9726	0.9728
f1x	0.983	1.001	1.001
f2x	1.008	1.008	1.008
Sn-m/Sn	0.797	0.915	0.913
f1s	0.888	1.018	1.016
f2s	1.03	1.03	1.03
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	572.2	734.7	870.3
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	23.8	30.6	36.3

Día	Diferencias Hietograma	
	PMP	PMP
1	572.2	572.2
2	162.5	162.5
3	135.6	135.6

ESTACIÓN	LA ARMENIA	TIPO	PR	SERIAL	1079
ESTADO	ZU	LATITUD	105027	LONGITUD	722103
ORG	MA	INSTALADA	oct-67	ELIMINADA	No
ALTITUD (m.s.n.m.)	720				
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1967	82.0	106.3	113.7		
1968	119.0	124.3	170.5		
1969	82.4	105.9	126.3		
1970	205.6	257.3	321.9		
1971	193.9	225.6	229.4		
1972	137.8	139.7	143.6		
1973	166.1	167.3	191.8		
1974	215.2	291.2	399.3		
1975	189.6	225.8	267.3		
1976	96.8	117.1	134.2		
1978	240.1	341	355.1		
1979	158.6	159.4	168.6		
1986	122.8	140.9	160.5		
1987	74.9	84.9	92.5		
1988	75.5	106.2	130		
1989	206.9	214	214		
1992	153.9	194.7	241.8		
1993	187.6	196.1	196.2		
1994	98.6	125.2	137.4		
1995	97.0	119	125.4		
1996	84.3	127.7	163.5		
1997	84.4	120.6	121.7		
1998	138.7	250.6	282.8		
1999	131.3	147	215.6		
2000	60.1	79	117		
2001	66.6	80.4	80.9		

Número de registros	26	26	26
Máximo Xm (mm)	240.1	341.0	399.3
Media Xn (mm)	133.5	163.4	188.5
Desviación Sn (mm)	53.5	68.8	82.0
Yn	0.5321	0.5321	0.5321
Sn	1.0961	1.0961	1.0961
Media Xn-m (mm)	129.184	156.248	180.068
Desviación Sn-m (mm)	49.856	59.665	71.235
K	2.2247	3.0965	3.0776
Xn-m/Xn	0.9680	0.9565	0.9553
f1x	1.001	0.989	0.988
f2x	1.011	1.011	1.011
Sn-m/Sn	0.932	0.868	0.869
f1s	1.038	0.966	0.968
f2s	1.04	1.04	1.04
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	596.6	716.2	848.3
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	24.9	29.8	35.3

Día	Diferencias Hietograma	
	PMP	PMP
1	596.6	596.6
2	119.6	132.1
3	132.1	119.6

ESTACIÓN ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	SANTA MARÍA ZULIA MA 70	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105135 ene-62	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1031 721325 No
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1962	51.7	62.9	62.9		
1964	89.0	109.5	111.8		
1965	103.5	119.6	128		
1966	169.2	170.2	170.8		
1967	101.2	121.3	122.9		
1968	226.9	232.9	233		
1969	93.5	104.6	125.2		
1970	135.7	138.3	141.4		
1971	103.0	107.6	116.6		
1972	58.9	66.8	74.9		
1973	132.2	132.4	151.7		
1974	110.6	166.7	167.3		
1975	63.5	93.1	109.4		
1976	83.3	83.3	102.8		
1977	64.1	79	81.6		
1978	84.1	92.5	101.3		
1979	85	85.1	99.7		
1980	84.1	100.9	108.6		
1981	118.7	124.6	164.9		
1982	122.5	157	159.4		
1983	79.1	99.1	108.1		
1984	86.4	94.9	99.6		
1985	126.3	126.3	145.8		
1987	109.3	115.3	120.4		
1988	99.5	99.5	101		
1989	52.1	102.9	106		
1990	80.1	80.5	85.3		
1991	52.1	52.3	52.7		
1992	55.4	88.6	88.6		
1994	99.2	106.5	106.5		
1995	58.4	90.8	102.5		
1996	83.2	87.2	87.2		
1997	51.3	62.6	95.4		

Número de registros	33	33	33
Máximo Xm (mm)	226.9	232.9	233.0
Media Xn (mm)	94.3	107.7	116.2
Desviación Sn (mm)	37.0	36.0	35.8
Yn	0.5388	0.5388	0.5388
Sn	1.1225	1.1225	1.1225
Media Xn-m (mm)	90.194	103.809	112.509
Desviación Sn-m (mm)	28.731	28.541	29.496
K	4.7582	4.5230	4.0850
Xn-m/Xn	0.9561	0.9637	0.9686
f1x	0.980	0.988	0.993
f2x	1.006	1.006	1.006
Sn-m/Sn	0.777	0.793	0.824
f1s	0.867	0.885	0.918
f2s	1.02	1.02	1.02
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	354.5	366.7	384.2
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	14.8	15.3	16.0

Día	Diferencias	
	PMP	Hietograma
1	354.5	354.5
2	12.2	17.5
3	17.5	12.2

ESTACIÓN ESTADO ORG ALTITUD (m.s.n.m.)	LAS DELICIAS ZU MA 440	TIPO	PR	SERIAL	1080
		LATITUD INSTALADA	105215 oct-67	LONGITUD ELIMINADA	722410 No
Año	Lámina en mm				
	1	2	3		
1968	140.3	141.9	208.2		
1969	81.7	120.5	139.6		
1970	210.6	325.4	458.8		
1971	124.9	174	188.7		
1972	113.0	155.8	172.7		
1973	134.9	145.8	190.8		
1974	195.5	208.6	209.4		
1975	167.1	235.4	296		
1976	77.8	77.8	79		
1977	112.5	164.3	230.5		
1978	189.0	286.1	301.9		
1979	132.6	165.4	192.1		
1986	136.1	200.3	245.9		
1987	161.9	205.4	238.8		
1988	183.8	218.5	254.4		
1989	190.1	275.3	294.1		
1990	163.8	218.5	270.6		
1991	100.1	187.6	272		
1992	147.9	214	267.3		
1993	89.7	104.6	104.8		
1994	76	119.8	142.8		
1995	115.6	122.2	133.2		
1996	99.8	161.8	202.3		
1997	98.1	118.6	126		
1998	206.2	377.9	413.4		
2000	94.6	112.9	128.2		
2002	154.4	169.7	186.3		

Número de registros	27	27	27
Máximo Xm (mm)	210.6	377.9	458.8
Media Xn (mm)	137.0	185.5	220.3
Desviación Sn (mm)	41.3	70.2	87.5
Yn	0.5332	0.5332	0.5332
Sn	1.1005	1.1005	1.1005
Media Xn-m (mm)	134.131	178.085	211.115
Desviación Sn-m (mm)	39.380	59.852	74.851
K	1.9418	3.3385	3.3090
Xn-m/Xn	0.9793	0.9601	0.9584
f1x	1.011	0.992	0.990
f2x	1.010	1.010	1.010
Sn-m/Sn	0.953	0.853	0.855
f1s	1.060	0.950	0.953
f2s	1.04	1.04	1.04
K*	8.0	8.0	8.0
X PMP (mm)	502.6	737.9	910.7
	1440	1440	1440
Intensidades (mm/h)	20.9	30.7	37.9

Día	Diferencias Hietograma	
	PMP	PMP
1	502.6	502.6
2	235.3	235.3
3	172.8	172.8

805	5.133756317	1005	0.830412408	1205	0.31843094	1405	0.164423628
810	4.777270655	1010	0.805790565	1210	0.312369099	1410	0.162100954
815	4.45643989	1015	0.782231644	1215	0.306474632	1415	0.159825534
820	4.166671214	1020	0.759675571	1220	0.300741473	1420	0.157596106
825	3.90408764	1025	0.738066448	1225	0.295163823	1425	0.155411449
830	3.665398243	1030	0.717352215	1230	0.289736145	1430	0.153270382
835	3.447795011	1035	0.697484332	1235	0.284453144	1435	0.151171763
840	3.248870287	1040	0.678417502	1240	0.279309754	1440	0.149114487
845	3.066550199	1045	0.660109412	1245	0.274301131	1445	0.076434072
850	2.899040658	1050	0.642520504	1250	0.269422638	1450	0.077491869
855	2.744783282	1055	0.625613756	1255	0.264669835	1455	0.078570993
860	2.602419201	1060	0.609354498	1260	0.260038469	1460	0.079672015
865	2.470759195	1065	0.593710228	1265	0.255524465	1465	0.080795526
870	2.348758902	1070	0.578650455	1270	0.251123917	1470	0.081942138
875	2.235498169	1075	0.564146553	1275	0.24683308	1475	0.083112483
880	2.130163739	1080	0.55017162	1280	0.242648363	1480	0.084307214
885	2.032034702	1085	0.536700362	1285	0.238566317	1485	0.085527007
890	1.940470193	1090	0.523708976	1290	0.234583635	1490	0.086772563
895	1.854898971	1095	0.511175044	1295	0.230697139	1495	0.088044606
900	1.774810536	1100	0.499077441	1300	0.22690378	1500	0.089343885
905	1.699747545	1105	0.487396245	1305	0.223200625	1505	0.090671177
910	1.629299315	1110	0.476112655	1310	0.219584857	1510	0.092027287
915	1.56309622	1115	0.465208918	1315	0.216053768	1515	0.093413047
920	1.500804872	1120	0.454668257	1320	0.212604753	1520	0.094829321
925	1.44212394	1125	0.444474813	1325	0.209235307	1525	0.096277004
930	1.386780523	1130	0.434613577	1330	0.205943018	1530	0.097757024
935	1.334526993	1135	0.425070344	1335	0.202725566	1535	0.099270343
940	1.285138242	1140	0.415831658	1340	0.199580717	1540	0.10081796
945	1.238409265	1145	0.406884764	1345	0.196506319	1545	0.10240091
950	1.194153051	1150	0.398217569	1350	0.193500299	1550	0.104020269
955	1.152198716	1155	0.389818596	1355	0.190560659	1555	0.105677153
960	1.112389868	1160	0.381676951	1360	0.187685475	1560	0.10737272
965	1.074583156	1165	0.373782286	1365	0.18487289	1565	0.109108176
970	1.038646988	1170	0.366124766	1370	0.182121114	1570	0.110884771
975	1.004460391	1175	0.358695042	1375	0.17942842	1575	0.112703806
980	0.971912003	1180	0.351484217	1380	0.176793143	1580	0.114566633
985	0.940899172	1185	0.344483825	1385	0.174213674	1585	0.116474658
990	0.911327147	1190	0.337685803	1390	0.171688462	1590	0.118429344
995	0.883108365	1195	0.331082472	1395	0.169216007	1595	0.120432214
1000	0.856161804	1200	0.324666511	1400	0.166794862	1600	0.122484852

1605	0.124588909
1610	0.126746104
1615	0.128958227
1620	0.131227148
1625	0.133554811
1630	0.13594325
1635	0.138394581
1640	0.140911018
1645	0.143494871
1650	0.146148552
1655	0.148874584
1660	0.151675601
1665	0.154554362
1670	0.157513751
1675	0.160556786
1680	0.163686663
1685	0.166906593
1690	0.170220147
1695	0.173630931
1700	0.177142761
1705	0.180759644
1710	0.184485786
1715	0.188325603
1720	0.19228374
1725	0.196365077
1730	0.20057475
1735	0.204918164
1740	0.20940101
1745	0.214029287
1750	0.218809316
1755	0.223747767
1760	0.228851677
1765	0.234128479
1770	0.239586027
1775	0.245232625
1780	0.251077058
1785	0.257128625
1790	0.263397179
1795	0.269893163
1800	0.276627654

1805	0.283612411
1810	0.290859926
1815	0.298383477
1820	0.306197189
1825	0.314316102
1830	0.322756242
1835	0.331534695
1840	0.340669698
1845	0.350180733
1850	0.360088624
1855	0.370415657
1860	0.381185702
1865	0.392424345
1870	0.404159048
1875	0.416419306
1880	0.429236838
1885	0.442645786
1890	0.456682945
1895	0.471388008
1900	0.486803849
1905	0.502976832
1910	0.519957156
1915	0.537799246
1920	0.556562179
1925	0.576310177
1930	0.597113148
1935	0.619047305
1940	0.642195855
1945	0.66664979
1950	0.692508769
1955	0.719882132
1960	0.748890049
1965	0.77966483
1970	0.812352429
1975	0.847114164
1980	0.884128699
1985	0.923594329
1990	0.965731623
1995	1.010786496
2000	1.059033779

2005	1.110781399
2010	1.166375272
2015	1.226205063
2020	1.290710998
2025	1.360391938
2030	1.435814995
2035	1.51762705
2040	1.606568593
2045	1.703490448
2050	1.809374097
2055	1.925356493
2060	2.052760568
2065	2.193132934
2070	2.348290826
2075	2.520380946
2080	2.711953775
2085	2.926058208
2090	3.1663631
2095	3.437314832
2100	3.744343646
2105	4.094136778
2110	4.495004291
2115	4.957375394
2120	5.494481242
2125	6.123308817
2130	6.865956198
2135	7.751594504
2140	8.819367862
2145	10.12278121
2150	11.73651662
2155	13.76734506
2160	16.37220683
2165	14.98553035
2170	12.69144241
2175	10.88510412
2180	9.437550633
2185	8.2597718
2190	7.288731122
2195	6.478775972
2200	5.796187866

2205	5.215626337
2210	4.717750215
2215	4.287591001
2220	3.913418395
2225	3.58593487
2230	3.297694601
2235	3.042678063
2240	2.815976411
2245	2.613554421
2250	2.432070412
2255	2.268738027
2260	2.121219104
2265	1.987539899
2270	1.86602503
2275	1.755244959
2280	1.653973968
2285	1.561156264
2290	1.475878492
2295	1.397347291
2300	1.324870872
2305	1.257843812
2310	1.195734436
2315	1.138074299
2320	1.084449381
2325	1.03449267
2330	0.987877908
2335	0.944314281
2340	0.903541897
2345	0.865327927
2350	0.829463294
2355	0.795759826
2360	0.764047798
2365	0.734173803
2370	0.70599891
2375	0.679397055
2380	0.654253636
2385	0.630464286
2390	0.6079338
2395	0.586575183
2400	0.566308815

2405	0.54706172
2410	0.528766903
2415	0.511362779
2420	0.494792654
2425	0.479004269
2430	0.463949386
2435	0.449583429
2440	0.43586515
2445	0.422756338
2450	0.410221554
2455	0.398227895
2460	0.386744778
2465	0.375743746
2470	0.365198295
2475	0.355083714
2480	0.345376943
2485	0.33605644
2490	0.327102067
2495	0.318494977
2500	0.310217518
2505	0.302253145
2510	0.294586335
2515	0.287202513
2520	0.280087986
2525	0.273229877
2530	0.266616065
2535	0.260235141
2540	0.254076347
2545	0.248129544
2550	0.242385158
2555	0.236834152
2560	0.231467986
2565	0.226278584
2570	0.221258308
2575	0.216399924
2580	0.211696583
2585	0.20714179
2590	0.20272939
2595	0.19845354
2600	0.194308693

2605	0.190289582
2610	0.1863912
2615	0.182608787
2620	0.178937813
2625	0.175373969
2630	0.171913151
2635	0.168551448
2640	0.165285133
2645	0.162110653
2650	0.159024618
2655	0.156023793
2660	0.153105087
2665	0.15026555
2670	0.147502362
2675	0.144812828
2680	0.142194369
2685	0.139644519
2690	0.137160918
2695	0.134741303
2700	0.132383512
2705	0.130085468
2710	0.127845185
2715	0.125660754
2720	0.123530347
2725	0.12145221
2730	0.119424659
2735	0.117446075
2740	0.115514906
2745	0.113629659
2750	0.111788901
2755	0.109991251
2760	0.108235385
2765	0.106520027
2770	0.104843949
2775	0.10320597
2780	0.101604952
2785	0.100039801
2790	0.09850946
2795	0.097012913
2800	0.095549179

2805	0.094117315
2810	0.092716407
2815	0.091345579
2820	0.09000398
2825	0.088690793
2830	0.087405227
2835	0.08614652
2840	0.084913935
2845	0.083706758
2850	0.082524304
2855	0.081365906
2860	0.080230922
2865	0.07911873
2870	0.07802873
2875	0.07696034
2880	0.075912997
2885	0.014206253
2890	0.014402859
2895	0.014603428
2900	0.014808067
2905	0.015016886
2910	0.015229998
2915	0.015447522
2920	0.015669578
2925	0.015896292
2930	0.016127795
2935	0.01636422
2940	0.016605708
2945	0.016852402
2950	0.017104453
2955	0.017362014
2960	0.017625247
2965	0.017894317
2970	0.018169398
2975	0.018450668
2980	0.018738312
2985	0.019032524
2990	0.019333502
2995	0.019641456
3000	0.019956599

3005	0.020279155
3010	0.020609358
3015	0.020947449
3020	0.02129368
3025	0.021648311
3030	0.022011614
3035	0.022383873
3040	0.022765382
3045	0.023156448
3050	0.02355739
3055	0.023968542
3060	0.02439025
3065	0.024822876
3070	0.025266798
3075	0.02572241
3080	0.026190122
3085	0.026670364
3090	0.027163585
3095	0.027670253
3100	0.028190858
3105	0.028725912
3110	0.029275953
3115	0.02984154
3120	0.030423261
3125	0.031021733
3130	0.0316376
3135	0.032271538
3140	0.032924256
3145	0.0335965
3150	0.034289052
3155	0.035002731
3160	0.035738402
3165	0.03649697
3170	0.037279392
3175	0.038086671
3180	0.038919866
3185	0.039780091
3190	0.04066852
3195	0.041586395
3200	0.042535022

3205	0.043515784
3210	0.044530139
3215	0.045579632
3220	0.046665894
3225	0.047790656
3230	0.048955747
3235	0.050163109
3240	0.051414801
3245	0.052713008
3250	0.054060051
3255	0.0554584
3260	0.056910678
3265	0.058419683
3270	0.059988391
3275	0.061619979
3280	0.063317837
3285	0.065085585
3290	0.066927093
3295	0.068846505
3300	0.070848256
3305	0.072937102
3310	0.075118147
3315	0.077396874
3320	0.079779177
3325	0.082271402
3330	0.084880388
3335	0.087613513
3340	0.090478745
3345	0.093484701
3350	0.096640713
3355	0.099956894
3360	0.103444226
3365	0.107114645
3370	0.110981144
3375	0.115057889
3380	0.119360344
3385	0.123905422
3390	0.128711645
3395	0.133799336
3400	0.13919083

3405	0.144910718
3410	0.150986128
3415	0.157447042
3420	0.164326669
3425	0.171661863
3430	0.17949362
3435	0.187867647
3440	0.196835024
3445	0.206452983
3450	0.216785818
3455	0.227905953
3460	0.239895209
3465	0.252846306
3470	0.26686465
3475	0.28207047
3480	0.298601398
3485	0.316615569
3490	0.336295404
3495	0.357852222
3500	0.381531904
3505	0.407621911
3510	0.436459997
3515	0.468445155
3520	0.504051425
3525	0.543845482
3530	0.588509231
3535	0.638869089
3540	0.695934336
3545	0.76094788
3550	0.835454253
3555	0.921391859
3560	1.021219876
3565	1.138095553
3570	1.276126103
3575	1.440733352
3580	1.639192738
3585	1.881448841
3590	2.181382286
3595	2.558837821
3600	3.042984823

3605	2.785253197
3610	2.358867501
3615	2.023136342
3620	1.754089942
3625	1.535184626
3630	1.35470425
3635	1.204163688
3640	1.077295925
3645	0.969391112
3650	0.876854443
3655	0.796903831
3660	0.727359048
3665	0.666492031
3670	0.612918877
3675	0.565520779
3680	0.523385367
3685	0.485762641
3690	0.452031509
3695	0.421674088
3700	0.394255802
3705	0.369409806
3710	0.346824707
3715	0.326234809
3720	0.307412295
3725	0.290160933
3730	0.274310965
3735	0.259714933
3740	0.24624426
3745	0.23378642
3750	0.222242596
3755	0.211525719
3760	0.201558839
3765	0.192273743
3770	0.183609791
3775	0.175512932
3780	0.167934861
3785	0.160832304
3790	0.154166402
3795	0.14790218
3800	0.142008092

3805	0.136455626
3810	0.131218961
3815	0.126274665
3820	0.121601437
3825	0.117179881
3830	0.112992301
3835	0.109022528
3840	0.105255764
3845	0.101678444
3850	0.098278117
3855	0.095043337
3860	0.091963567
3865	0.089029093
3870	0.08623095
3875	0.083560852
3880	0.081011134
3885	0.078574693
3890	0.076244942
3895	0.074015767
3900	0.071881482
3905	0.069836799
3910	0.067876791
3915	0.065996867
3920	0.064192739
3925	0.062460404
3930	0.060796118
3935	0.05919638
3940	0.057657908
3945	0.056177627
3950	0.054752652
3955	0.053380274
3960	0.052057948
3965	0.05078328
3970	0.049554019
3975	0.048368042
3980	0.047223351
3985	0.046118061
3990	0.045050393
3995	0.044018668
4000	0.043021297

4005	0.04205678
4010	0.041123697
4015	0.040220704
4020	0.039346528
4025	0.038499961
4030	0.03767986
4035	0.036885138
4040	0.036114765
4045	0.035367762
4050	0.034643197
4055	0.033940187
4060	0.03325789
4065	0.032595504
4070	0.031952266
4075	0.03132745
4080	0.030720364
4085	0.030130346
4090	0.029556767
4095	0.028999025
4100	0.028456546
4105	0.027928782
4110	0.027415208
4115	0.026915323
4120	0.026428649
4125	0.025954727
4130	0.025493117
4135	0.025043401
4140	0.024605175
4145	0.024178054
4150	0.023761669
4155	0.023355664
4160	0.022959701
4165	0.022573452
4170	0.022196606
4175	0.021828861
4180	0.021469928
4185	0.021119531
4190	0.020777402
4195	0.020443286
4200	0.020116936

4205	0.019798114
4210	0.019486594
4215	0.019182154
4220	0.018884585
4225	0.018593681
4230	0.018309248
4235	0.018031095
4240	0.017759042
4245	0.017492911
4250	0.017232535
4255	0.016977748
4260	0.016728395
4265	0.016484322
4270	0.016245384
4275	0.016011437
4280	0.015782345
4285	0.015557976
4290	0.015338201
4295	0.015122898
4300	0.014911947
4305	0.014705232
4310	0.014502641
4315	0.014304067
4320	0.014109405

Anexo 9. Análisis de datos para la obtención de láminas incrementales de lluvia con intervalos de tiempo e cinco minutos.

Intensidades mm/h										
TR (anos)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
5	179.13	157.80	135.63	110.93	89.03	44.66	25.53	19.43	15.16	7.98
10	196.34	171.52	148.35	123.38	102.77	52.07	30.20	23.39	18.27	9.53
25	218.09	188.85	164.41	139.12	120.13	61.43	36.12	28.40	22.19	11.49
50	234.23	201.71	176.33	150.79	133.01	68.37	40.50	32.12	25.10	12.95
100	250.25	214.48	188.16	162.38	145.80	75.27	44.86	35.80	28.00	14.39
200	266.21	227.19	199.94	173.92	158.54	82.14	49.20	39.48	30.88	15.83
500	287.26	243.97	215.49	189.15	175.34	92.20	54.92	44.33	34.68	17.73
1000	303.18	256.65	227.25	200.67	188.04	98.05	59.24	47.99	37.55	19.16

Láminas mm										
TR (anos)	5	10	15	30	60	180	360	540	720	1440
5	14.9	26.3	33.9	55.5	89.0	134.0	153.2	174.9	181.9	191.5
10	16.4	28.6	37.1	61.7	102.8	156.2	181.2	210.5	219.2	228.7
25	18.2	31.5	41.1	69.6	120.1	184.3	216.7	255.6	266.3	275.8
50	19.5	33.6	44.1	75.4	133.0	205.1	243.0	289.0	301.3	310.7
100	20.9	35.7	47.0	81.2	145.8	225.8	269.1	322.2	335.9	345.4
200	22.2	37.9	50.0	87.0	158.5	246.4	295.2	355.3	370.5	379.9
500	23.9	40.7	53.9	94.6	175.3	273.6	329.5	398.9	416.1	425.4
1000	25.3	42.8	56.8	100.3	188	294.1	355.5	431.9	450.6	459.9

NOTA VALORES GUMBELL

Tr	5.0
b=	54.0

t	ln(t)	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609	59.000	4.078	179.126	5.188	164.844	14.927	13.737
10	2.303	64.000	4.159	157.804	5.061	152.746	26.301	25.458
15	2.708	69.000	4.234	135.631	4.910	142.350	33.908	35.587
30	3.401	84.000	4.431	110.927	4.709	118.388	55.464	59.194
60	4.094	114.000	4.736	89.029	4.489	88.927	89.029	88.927
180	5.193	234.000	5.455	44.659	3.799	45.330	133.976	135.991
360	5.886	414.000	6.026	25.525	3.240	26.559	153.150	159.353
540	6.292	594.000	6.387	19.430	2.967	18.936	174.866	170.427
720	6.579	774.000	6.652	15.160	2.719	14.777	181.916	177.321
1440	7.272	1494.000	7.309	7.979	2.077	7.979	191.490	191.499

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coef de correlación múltiple	0.999
Coef de determinación R ²	0.998
R ² ajustado	0.998
Error típico	0.047
Observaciones	10.000

Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	11.0457402	11.0457402	5005.016039	1.77459E-12
Residuos	8	0.017655472	0.002206934		
Total	9	11.06339567			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Intercepción	8.926	0.072	123.357	0.000	8.759	9.093	8.759	9.093
Variable X 1	-0.937	0.013	-70.746	0.000	-0.968	-0.906	-0.968	-0.906

a 7523.299

Tr	10.0
b=	64.0

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	69.0	4.234106505	196.3415247	5.279855616	177.806746	16.36179372	14.81697289
10	2.302585093	74.0	4.304065093	171.5217676	5.144710183	166.3762523	28.58696126	27.72937538
15	2.708050201	79.0	4.369447852	148.3455482	4.999544337	156.3611711	37.08638705	39.09029277
30	3.401197382	94.0	4.543294782	123.3811774	4.815278567	132.5678568	61.69058872	66.28392841
60	4.094344562	124.0	4.820281566	102.7697584	4.63249113	101.9095612	102.7697584	101.9095612
180	5.192966851	244.0	5.497168225	52.06799962	3.952550549	53.58973974	156.2039989	160.762192
360	5.886104031	424.0	6.049733455	30.20463334	3.407995997	31.71142865	181.22792	190.2685719
540	6.29156914	604.0	6.403574198	23.39323732	3.152446977	22.6630717	210.5391359	203.9586463
720	6.579251212	784.0	6.66440902	18.26677721	2.968073008	17.69037429	219.1989265	212.2844915
1440	7.272398393	1504.0	7.315883505	9.530572382	2.254504777	9.529786557	228.7337372	228.7148726

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coeff de correlación múltiple	0.998834361
Coeff de determinación R ²	0.99767008
R ² ajustado	0.99737884
Error típico	0.054768169
Observaciones	10

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	10.27525074	10.27525074	3425.594768	8.06542E-12
Residuos	8	0.023996419	0.002999552		
Total	9	10.29924716			

	Coeficientes		Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	9.201115837	0.089623653	0.016223456	102.6639233	9.05084E-14	8.994443323	9.407788351	8.994443323	9.407788351
Variable X 1	-0.949535833	0.016223456	0.016223456	-58.52858078	8.06542E-12	-0.986947189	-0.912124477	-0.986947189	-0.912124477

a 9908.178804

Tr	25.0
b=	75.5

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	80.5	4.388257184	218.0938667	5.384925551	194.892185	18.17448889	16.24101541
10	2.302585093	85.5	4.448516376	188.8540908	5.240974711	183.886876	31.4756818	30.64781266
15	2.708050201	90.5	4.505349851	164.4100495	5.102363609	174.0772996	41.10251238	43.5193249
30	3.401197382	105.5	4.658710953	139.1167598	4.935313579	150.1399749	69.5583799	75.06998743
60	4.094344562	135.5	4.90897164	120.1317522	4.788589075	117.9390182	120.1317522	117.9390182
180	5.192956851	255.5	5.54322241	61.42972108	4.117893775	63.96731628	184.2891632	191.9019488
360	5.886104031	435.5	6.076494796	36.11730518	3.586772118	38.24374949	216.7038311	229.4624969
540	6.29156914	615.5	6.422434946	28.40135026	3.346436688	27.39300886	255.6121523	246.5370797
720	6.579251212	795.5	6.678970848	22.19217949	3.099739951	21.38809497	266.3061538	256.6571397
1440	7.272398393	1515.5	7.323500696	11.49131985	2.441591955	11.48594228	275.7916765	275.6626148

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coef de correlación múltiple	0.998417917
Coef de determinación R ²	0.996838336
R ² ajustado	0.996443128
Error típico	0.061604383
Observaciones	10

Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	9.572431648	9.572431648	2522.313385	2.73571E-11
Residuos	8	0.0303608	0.0037951		
Total	9	9.602792448			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	9.505339562	0.107330369	88.56151009	2.94893E-13	9.257835288	9.752843837	9.257835288	9.752843837
Variable X 1	-0.964595482	0.019206388	-50.222263818	2.73571E-11	-1.008885493	-0.920305472	-1.008885493	-0.920305472

a 13431.25271

Tr	50.0
b=	83.0

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	88.0	4.477336814	234.2309966	5.456307793	207.9624705	19.51924971	17.33020388
10	2.302585093	93.0	4.532599493	201.7121983	5.306841921	197.0649668	33.61869972	32.84416114
15	2.708050201	98.0	4.58967479	176.3276143	5.17234371	187.2657294	44.08190338	46.81643234
30	3.401197382	113.0	4.727387819	150.7903137	5.015890221	163.0106468	75.39515685	81.50532338
60	4.094344562	143.0	4.96284463	133.011871	4.89043838	129.6045254	133.011871	129.6045254
180	5.192956851	263.0	5.572154032	68.37478085	4.225004056	71.59596865	206.1243425	214.787906
360	5.886104031	443.0	6.09356977	40.50364808	3.701392046	43.08589179	243.0218885	258.5153507
540	6.29156914	623.0	6.434546519	32.11665453	3.469374728	30.91045772	289.0498907	278.1941194
720	6.579251212	803.0	6.688354714	25.10441551	3.223043747	24.14055139	301.2529861	289.6866167
1440	7.272398393	1523.0	7.328437353	12.94591434	2.560780243	12.94192345	310.7019441	310.6061627

Resumen

Estadísticas de la regresión

Coef de correlación múltiple	0.998152897
Coef de determinación R ²	0.996309206
R ² ajustado	0.995847856
Error típico	0.06518968
Observaciones	10

Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	9.17749127	9.17749127	2159.555058	5.08136E-11
Residuos	8	0.033997556	0.004249694		
Total	9	9.21148883			

Coefficientes

	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	9.698148303	0.117931282	82.23558788	5.33201E-13	9.426198279
Variable X 1	-0.973969762	0.020958651	-46.47101309	5.08136E-11	-1.022300498
				Superior 95%	Inferior 95%
				9.970098327	9.426198279
				-0.925639025	-1.022300498
				Superior 95.0%	Superior 95.0%
				9.970098327	9.426198279
				-0.925639025	-1.022300498

Tr	100.0
b=	90.0

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	95.0	4.553876892	250.2489724	5.522456312	221.0679511	20.85408103	18.42232925
10	2.302585093	100.0	4.605170186	214.4753635	5.368194876	210.1956699	35.74589392	35.03261166
15	2.708050201	105.0	4.65396035	188.1571817	5.237277686	200.3505645	47.03929542	50.08764113
30	3.401197382	120.0	4.787491743	162.3776719	5.08992493	175.7005933	81.18883596	87.85029663
60	4.094344562	150.0	5.010635294	145.7968851	4.982214455	141.0885827	145.7968851	141.0885827
180	5.192956851	270.0	5.998421959	75.26855939	4.32106251	79.1606659	225.8056782	237.4819977
360	5.886104031	450.0	6.109247583	44.85760291	3.803493093	47.90590485	269.1456175	287.4354291
540	6.29156914	630.0	6.445719819	35.80452557	3.578074298	34.4125471	322.2407302	309.7129239
720	6.579251212	810.0	6.697034248	27.99514803	3.332031211	26.87859823	335.9417764	322.5431788
1440	7.272398393	1530.0	7.333023014	14.38976833	2.666517421	14.38275322	345.3544398	345.1861252

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coef de correlación múltiple	0.997911871
Coef de determinación R ²	0.995828102
R ² ajustado	0.995306615
Error típico	0.068109283
Observaciones	10

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	8.858359944	8.858359944	1909.592504	8.29696E-11
Residuos	8	0.037110996	0.004638874		
Total	9	8.89547094			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	9.875815213	0.127368138	77.5756452	8.53182E-13	9.58210376	10.16952667	9.58210376	10.16952667
Variable X 1	-0.983194143	0.022499296	-43.69888447	8.29696E-11	-1.035077613	-0.931310673	-1.035077613	-0.931310673

a 19454.14064

Tr	200.0
b=	96.0

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	Estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	101.0	4.615120517	266.2085014	5.584279841	234.367	22.18404178	19.53068333
10	2.302585093	106.0	4.663439094	227.1919581	5.425795291	223.4181264	37.86532636	37.2363544
15	2.708050201	111.0	4.709530201	199.9435849	5.298035251	213.4510086	49.98589624	53.36275216
30	3.401197382	126.0	4.836281907	173.9227498	5.158611234	188.2747928	86.96137491	94.13799641
60	4.094344562	156.0	5.049856007	158.5352488	5.065976958	152.38794	158.5352488	152.38794
180	5.192956851	276.0	5.620400866	82.13718369	4.408390821	86.61711363	246.4115511	259.8513409
360	5.886104031	456.0	6.12249281	49.19567089	3.89580563	52.68573973	295.1740254	316.1144384
540	6.29156914	636.0	6.455198563	39.4789402	3.67576737	37.8985208	355.3104618	341.0866872
720	6.579251212	816.0	6.704414355	30.87533277	3.429957573	29.61106072	370.5039932	355.3327286
1440	7.272398393	1536.0	7.336956914	15.82835393	2.761802884	15.82906616	379.8804944	379.8975877

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coef de correlación múltiple	0.997705936
Coef de determinación R ²	0.995417134
R ² ajustado	0.994844276
Error típico	0.070328641
Observaciones	10

Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	8.594535621	8.594535621	1737.632623	1.20838E-10
Residuos	8	0.039568942	0.004946118		
Total	9	8.634104563			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	1002660728	0.135132232	74.19848786	1.21279E-12	9.714991799	10.33822277	9.714991799	10.33822277
Variable X 1	-0.990162447	0.023753492	-41.68492081	1.20838E-10	-1.044938098	-0.935386795	-1.044938098	-0.935386795

a 22620.39665

Tr	5000
b=	103.6

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609437912	108.6	4.687210896	287.2640694	5.660401895	251.9504874	23.93867245	20.99587395
10	2.302585093	113.6	4.732243269	243.96909	5.497041537	240.8583617	40.661515	40.14306028
15	2.708050201	118.6	4.775334813	215.493506	5.372930775	230.7017977	53.8733765	57.67544943
30	3.401197382	133.6	4.89447594	189.142879	5.242502703	204.7947378	94.57714393	102.3973689
60	4.094344562	163.6	5.097118754	175.3411008	5.166733224	167.2358564	175.3411008	167.2358564
180	5.192956851	283.6	5.647388474	91.19902921	4.513044252	96.47108607	273.5970876	289.4132582
360	5.886104031	463.6	6.138914254	54.91892786	4.005858059	59.01631693	329.5135672	354.0979016
540	6.29156914	643.6	6.466999724	44.32663258	3.791585683	42.51227439	398.9396932	382.6104695
720	6.579251212	823.6	6.713624264	34.67518961	3.546024434	33.22214512	416.1022754	398.6657415
1440	7.272398393	1543.6	7.341840237	17.72629447	2.8750491	17.72762076	425.4310674	425.4628983

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Cof de correlación múltiple	0.997452081
Cof de determinación R^2	0.994910654
R^2 ajustado	0.994274486
Error típico	0.072884202
Observaciones	10

Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	8.307664043	8.307664043	1563.911294	1.8382E-10
Residuos	8	0.042496856	0.005312107		
Total	9	8.350160898			

	Coefficientes	Error-típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	10.21552415	0.144677798	70.60878905	1.80236E-12	9.881896551	10.54915175	9.881896551	10.54915175
Variable X 1	-0.999803863	0.025281844	-39.54631834	1.8382E-10	-1.058103901	-0.941503826	-1.058103901	-0.941503826

a 27324.09391

Tr	10000.0
b=	108.9

t	Int	t+b	ln(t+b)	I	ln(I)	I estimado	Lámina	Lámina Esti
5	1.609457912	113.9	4.734881793	303.1773688	5.71431801	265.3022317	25.26478073	22.10851931
10	2.302585093	118.9	4.777862194	256.6488488	5.547708804	254.0670827	42.77480813	42.34451379
15	2.708050201	123.9	4.819071156	227.2457679	5.42603211	243.7420348	56.81144197	60.93550871
30	3.401197382	138.9	4.933394214	200.6659234	5.301641453	217.2423435	100.3329617	108.6211718
60	4.094344562	168.9	5.129010747	188.0425656	5.23666835	178.4079638	188.0425656	178.4079638
180	5.192956851	288.9	5.665907522	98.04775733	4.58545468	103.9117341	294.143272	311.7352023
360	5.886104031	468.9	6.150282888	59.24442987	4.081671765	63.80858387	355.4665792	382.8515032
540	6.29156914	648.9	6.475201565	47.99040362	3.871001066	46.00590106	431.9136326	414.0531096
720	6.579251212	828.9	6.720039198	37.54703139	3.625594318	35.95523646	450.5643766	431.4628375
1440	7.272398393	1548.9	7.345267999	19.16071297	2.952861983	19.15978894	459.8571112	459.8349345

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Cof de correlación múltiple	0.997277501
Cof de determinación R ²	0.994562413
R ² ajustado	0.993882715
Error típico	0.074523542
Observaciones	10

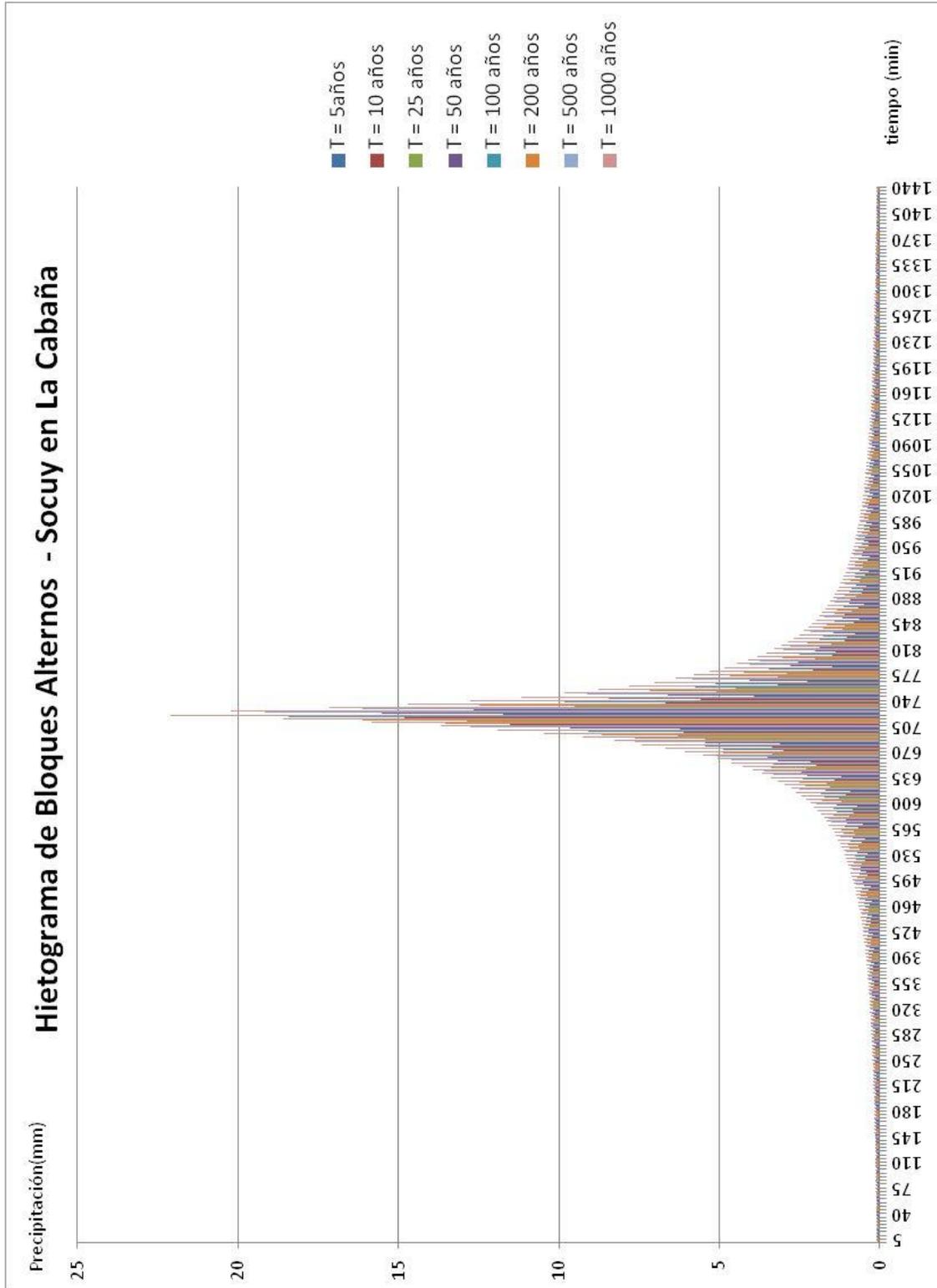
Análisis de varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	1	8.126486505	8.126486505	1463.240916	2.39568E-10
Residuos	8	0.044430067	0.005553758		
Total	9	8.170916572			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	10.34780189	0.151211327	68.43271649	2.3144E-12	9.999107945	10.69649584	9.999107945	10.69649584
Variable X 1	-1.006769002	0.026319154	-38.25233217	2.39568E-10	-1.067461079	-0.946076925	-1.067461079	-0.946076925

a 31188.41188

Anexo10. Hietograma de bloques alternos en la estación pluviográfica de Socuy en La Cabaña.



Anexo11. Cálculo de hietogramas complejos para estaciones pluviográficas.

ESTACIÓN	LA CABAÑA	TIPO	PR	SERIAL	1008
ESTADO	ZU	LATITUD	105510	LONGITUD	721712
ORG	MA	INSTALADA	jun-62	ELIMINADA	ene-85
Láminas (mm)				ALTITUD (msnm)	55
Año	1	2	3		
1963	114.5	215.1	231		
1964	133.0	249.9	249.9		
1971	203.7	217.2	234.5		
1978	89.6	107.6	113.9		
1979	140.1	163.1	189		
1980	75.7	82.4	86.2		
1981	184.2	240.2	248.8		
1982	179.8	215.8	218.4		
1983	75.7	75.7	75.7		
Núm registros	9	9	9		
media	132.9	174.1	183.0		
desviación	48.3	68.9	71.3		
Yn	0.4902	0.4902	0.4902		
Sn	0.9288	0.9288	0.9288		
Láminas (mm)					
TR (años)	1440	1440	1440		
2.33	137.5	180.7	189.8		
5	185.4	249.1	260.6		
10	224.4	304.8	318.2		
25	273.7	375.2	391.1		
50	310.3	427.4	445.1		
100	346.6	479.2	498.7		
200	382.8	530.8	552.1		
500	430.5	599.0	622.6		
1000	466.5	650.4	675.9		
Intensidades (mm/h)					
TR (años)	1440	1440	1440		
2.33	5.73	7.53	7.91		
5	7.73	10.38	10.86		
10	9.35	12.70	13.26		
25	11.41	15.63	16.29		
50	12.93	17.81	18.54		
100	14.44	19.97	20.78		
200	15.95	22.12	23.01		
500	17.94	24.96	25.94		
1000	19.44	27.10	28.16		

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	137.5	43.2	9.2
5	185.4	63.6	11.5
10	224.4	80.3	13.5
25	273.7	101.4	15.9
50	310.3	117.1	17.7
100	346.6	132.6	19.5
200	382.8	148.1	21.3
500	430.5	168.5	23.7
1000	466.5	183.9	25.4
	cambiar		

Mayor a menor

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	146	191	229	276	311	345	380	425	460
1440	43	64	80	101	117	133	148	168	184
1440	9	12	13	16	18	20	21	24	25

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	146	191	229	276	311	345	380	425	460
1440	43	64	80	101	117	133	148	168	184
1440	9	12	13	16	18	20	21	24	25

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	146	191	229	276	311	345	380	425	460
1440	189	255	309	377	428	478	528	594	644
1440	198	267	323	393	445	497	549	618	669

lluvia 24 h registrada
145.76
191.49
228.73
275.79
310.70
345.35
379.88
425.43
459.86

tomado de la distribución de gumbel para precipitaciones máximas en diferentes duraciones

ESTACIÓN ESTADO ORG	CAÑO FRÍO ZU MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105540 sep-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1111 722155 No
Láminas mm				ALTITUD (msnm)	360
Año	1	2	3		
1968	71.7	136.1	161.5		
1969	101.5	128.5	143.2		
1970	199.3	278.6	353.2		
1971	219.9	226	320.8		
1972	108.8	110	133		
1973	110.6	127.3	150.9		
1974	67.8	84.8	110.3		
1975	85.7	143	192		
1976	83.5	117.8	186.8		
1977	76.7	102.8	110.3		
1978	133.5	231.6	262.9		
1979	125.3	133.8	142.3		
1980	83.8	109.3	111.3		
1981	252.5	257.6	307.9		
1982	115.9	184.6	188.2		
1983	95.4	108	125.4		
1984	114.6	133.5	168.3		
1985	91.1	118	152.4		
1986	122.5	149.6	150.8		
1987	102.9	138.3	175.4		
1988	146.3	177.9	216.2		
1989	140.1	161.7	182.5		
1990	115.4	115.9	135.4		
1991	200	200	200.1		
1992	175.5	186.8	197.3		
1993	147.5	158.1	158.1		
1994	109.8	110.7	189.3		
1995	112.0	142.8	144.6		
1996	73.6	104.3	141.9		
1997	86.9	130.3	130.4		
1998	141.8	216.2	265.1		
2000	105.5	125	144.1		
Núm registros	32	32	32		
media	122.4	151.5	179.7		
desviación	44.9	48.3	61.4		
Yn	0.5380	0.5380	0.5380		
Sn	1.1193	1.1193	1.1193		

Láminas mm			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	124.0	153.3	182.0
5	161.0	193.0	232.5
10	191.1	225.4	273.7
25	229.1	266.2	325.7
50	257.3	296.6	364.3
100	285.2	326.7	402.7
200	313.1	356.7	440.8
500	349.9	396.2	491.2
1000	377.7	426.2	529.3
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	5.17	6.39	7.58
5	6.71	8.04	9.69
10	7.96	9.39	11.40
25	9.54	11.09	13.57
50	10.72	12.36	15.18
100	11.89	13.61	16.78
200	13.05	14.86	18.37
500	14.58	16.51	20.47
1000	15.74	17.76	22.05

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	124.0	29.2	28.7
5	161.0	32.0	39.5
10	191.1	34.3	48.3
25	229.1	37.2	59.5
50	257.3	39.3	67.8
100	285.2	41.4	76.0
200	313.1	43.5	84.2
500	349.9	46.3	94.9
1000	377.7	48.4	103.1

cambiar

Mayor a menor

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	137	183	221	269	304	340	375	421	456
1440	29	40	48	59	68	76	84	95	103
1440	29	32	34	37	39	41	44	46	48

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	137	183	221	269	304	340	375	421	456
1440	29	40	48	59	68	76	84	95	103
1440	29	32	34	37	39	41	44	46	48

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	137	183	221	269	304	340	375	421	456
1440	166	223	270	329	372	416	459	516	559
1440	195	255	304	366	412	457	502	562	608

ESTACIÓN ESTADO ORG	LAS CARMELITAS ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 104057 jun-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1101 722242 No 260
Láminas (mm)				ALTITUD (msnm)	
Año	1	2	3		
1968	98.6	117.9	119		
1969	110.4	132.7	145		
1970	85.4	123.1	156		
1971	88.5	88.5	115.9		
1972	110.5	128.1	128.1		
1973	76.6	80.5	98.3		
1974	141.2	198.4	256.9		
1975	117.9	139.8	145.9		
1976	131.7	151.5	254		
1977	122.0	122	131.6		
1978	110.8	110.8	110.8		
1979	91.1	111.3	113.3		
1980	56.4	76.7	80		
1981	123.1	138.7	205.8		
1982	93.3	160.8	165.6		
1983	98.7	155	155.3		
1984	64.1	96.3	109.2		
1985	143.5	154.9	192		
1986	138.3	172.5	179.3		
1987	91	95.3	143.2		
1988	127.8	138.4	148.1		
1990	124	173.8	198.4		
1991	79.2	81.3	94.7		
1992	98.5	165.8	166.6		
2005	79.1	87.9	89.1		
Núm registros	25	25	25		
media	104.1	128.1	148.1		
desviación	24.0	33.5	46.9		
Yn	0.5309	0.5309	0.5309		
Sn	1.0914	1.0914	1.0914		

Láminas (mm)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	105.1	129.5	150.1
5	125.4	157.8	189.7
10	141.9	180.9	221.9
25	162.7	210.0	262.7
50	178.2	231.6	292.9
100	193.6	253.1	322.9
200	208.9	274.4	352.7
500	229.1	302.6	392.1
1000	244.3	323.9	421.9
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	4.38	5.40	6.26
5	5.22	6.58	7.90
10	5.91	7.54	9.25
25	6.78	8.75	10.94
50	7.43	9.65	12.20
100	8.07	10.54	13.45
200	8.70	11.44	14.70
500	9.54	12.61	16.34
1000	10.18	13.50	17.58

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	105.1	24.4	20.6
5	125.4	32.5	31.9
10	141.9	39.0	41.0
25	162.7	47.3	52.6
50	178.2	53.4	61.2
100	193.6	59.5	69.8
200	208.9	65.6	78.3
500	229.1	73.6	89.5
1000	244.3	79.6	98.0

cambiar

Mayor a menor

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	104	127	146	169	187	204	221	244	261
2	24	32	41	53	61	70	78	90	98
3	21	32	39	47	53	59	66	74	80

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	104	127	146	169	187	204	221	244	261
2	24	32	41	53	61	70	78	90	98
3	21	32	39	47	53	59	66	74	80

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	104	127	146	169	187	204	221	244	261
2	128	159	187	222	248	274	300	334	359
3	149	191	226	269	301	333	365	407	439

lluvia 24 h registrada	tomado de la distribucion de gumbel para precipitaciones maximas en diferentes duraciones
103.9	
126.8	
145.5	
169.1	
186.6	
204.0	
221.3	
244.1	
261.4	

ESTACIÓN ESTADO ORG	EL DILUVIO ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 103704 ene-62	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1032 722354
Láminas (mm)				ALTITUD (msnm)	105
Año	1	2	3		
1962	69.4	92.6	92.6		
1963	135.0	146.6	148.7		
1964	101.4	124.9	127		
1965	129.6	134.1	157.3		
1966	87.5	88.9	93.4		
1967	89.9	141.9	153.1		
1968	78.2	110.7	117.9		
1969	175.1	191.5	203.6		
1970	87.0	173.5	190.5		
1971	84.1	101	147.3		
1972	60.6	67.9	74.1		
1973	86.8	86.8	145.4		
1974	121.1	199	208		
1975	78.2	78.2	84.9		
1976	66.6	91	135.3		
1977	80.4	121	123.5		
1978	58.4	67.1	75.7		
1979	78.3	97.9	100.3		
1980	77.4	107.3	112.6		
1981	152.4	160	163.7		
1982	57.1	75.8	87.5		
1983	84.9	99.8	113.2		
1987	116.6	116.6	152.8		
1988	129.3	131.7	156.7		
1989	102.9	105.8	105.8		
1990	80.2	102.4	105.9		
1991	63.9	65.9	66.8		
1992	93.2	93.2	101.8		
1993	126.1	147.8	148.2		
1997	102.5	126.7	204.3		
1998	65.6	92.2	106.5		
1999	78.7	99.6	130.2		
Núm registros	32	32	32		
media	93.7	113.7	129.2		
desviación	28.7	34.4	38.7		
Yn	0.5380	0.5380	0.5380		
Sn	1.1193	1.1193	1.1193		

Láminas (mm)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	94.7	115.0	130.6
5	118.3	143.3	162.4
10	137.5	166.3	188.4
25	161.8	195.5	221.1
50	179.8	217.1	245.5
100	197.7	238.5	269.6
200	215.5	259.9	293.6
500	239.0	288.1	325.3
1000	256.7	309.4	349.3
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	3.95	4.79	5.44
5	4.93	5.97	6.77
10	5.73	6.93	7.85
25	6.74	8.14	9.21
50	7.49	9.05	10.23
100	8.24	9.94	11.23
200	8.98	10.83	12.23
500	9.96	12.00	13.56
1000	10.70	12.89	14.55

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	94.7	20.2	15.6
5	118.3	25.0	19.2
10	137.5	28.8	22.0
25	161.8	33.7	25.7
50	179.8	37.3	28.4
100	197.7	40.9	31.0
200	215.5	44.4	33.7
500	239.0	49.1	37.2
1000	256.7	52.7	39.9
	cambiar		

Mayor a menor

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	95	124	149	179	202	225	247	277	299
1440	20	25	29	34	38	43	48	54	58
1440	16	19	22	26	28	31	34	37	40

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	95	124	149	179	202	225	247	277	299
1440	20	25	29	34	38	43	48	54	58
1440	16	19	22	26	28	31	34	37	40

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	95	124	149	179	202	225	247	277	299
1440	115	149	177	213	240	268	295	331	358
1440	130	168	199	239	269	299	328	368	398

ESTACIÓN ESTADO ORG	LA YOLANDA ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105205 may-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1100 722950
Láminas (mm)				ALTITUD (m.s.n.m.)	220
Año	1	2	3		
1967	131.5	187.7	189.3		
1968	108.4	136.5	137.9		
1969	94.9	139.3	153.4		
1970	180.9	230.6	406.7		
1971	208.1	250	281.4		
1972	106.7	109.6	151.2		
1973	198.8	216.3	219.3		
1974	197.7	307.3	344.4		
1975	200.5	215.3	250.9		
1976	62.7	123.6	127.1		
1977	232.6	267.4	276		
1978	160.6	199.8	200.8		
1979	143.3	150.7	173.2		
1980	123.1	128.4	170.2		
1981	120.7	161.4	196		
1982	339.7	339.8	339.8		
1983	143.2	171	217.3		
1984	150.2	269.7	324.6		
1985	137.6	270.3	338.4		
1986	232.6	275.2	328.2		
1987	133.2	171	206.2		
1988	153.8	226	323.9		
1989	110.4	125.9	207		
1990	76.5	118.7	152.8		
1991	93.8	168.6	222.7		
1992	164	211.3	233.9		
1993	110.4	133.1	141.6		
1994	76.8	85.6	150.7		
1995	155.0	155.5	157.9		
1996	97.5	135.6	193.9		
Núm registros	30	30	30		
media	148.2	189.4	227.2		
des viación	58.1	64.8	76.6		
Yn	0.5362	0.5362	0.5362		
Sn	1.1124	1.1124	1.1124		

Láminas (mm)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	150.4	191.8	230.1
5	198.5	245.5	293.6
10	237.7	289.2	345.2
25	287.3	344.5	410.5
50	324.0	385.5	459.0
100	360.5	426.1	507.0
200	396.8	466.7	554.9
500	444.8	520.1	618.1
1000	481.0	560.5	665.9
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	6.27	7.99	9.59
5	8.27	10.23	12.23
10	9.91	12.05	14.39
25	11.97	14.35	17.11
50	13.50	16.06	19.12
100	15.02	17.76	21.13
200	16.53	19.44	23.12
500	18.53	21.67	25.76
1000	20.04	23.36	27.74

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	150.4	41.5	38.3
5	198.5	47.0	48.1
10	237.7	51.5	56.0
25	287.3	57.2	66.1
50	324.0	61.4	73.5
100	360.5	65.6	80.9
200	396.8	69.8	88.3
500	444.8	75.3	98.0
1000	481.0	79.5	105.3
	cambiar		

Mayor a menor

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	171.7	226.5	271.1	327.5	369.3	410.8	452.2	506.7	548.0
2	41	48	56	66	74	81	88	98	105
3	38	47	52	57	61	66	70	75	80

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	172	226	271	327	369	411	452	507	548
2	41	48	56	66	74	81	88	98	105
3	38	47	52	57	61	66	70	75	80

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
1	172	226	271	327	369	411	452	507	548
2	213	275	327	394	443	492	540	605	653
3	251	322	379	451	504	557	610	680	733

lluvia 24 h registrada	tomado de la distribución de gumbel para precipitaciones máximas en diferentes duraciones
171.7	
226.5	
271.1	
327.5	
369.3	
410.8	
452.2	
506.7	
548.0	

ESTACIÓN ESTADO ORG	LA ARMENIA ZU MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105027 oct-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1079 722103 No 720
Láminas mm				ALTITUD (msnm)	
Año	1	2	3		
1967	82.0	106.3	113.7		
1968	119.0	124.3	170.5		
1969	82.4	105.9	126.3		
1970	205.6	257.3	321.9		
1971	193.9	225.6	229.4		
1972	137.8	139.7	143.6		
1973	166.1	167.3	191.8		
1974	215.2	291.2	399.3		
1975	189.6	225.8	267.3		
1976	96.8	117.1	134.2		
1978	240.1	341	355.1		
1979	158.6	159.4	168.6		
1986	122.8	140.9	160.5		
1987	74.9	84.9	92.5		
1988	75.5	106.2	130		
1989	206.9	214	214		
1992	153.9	194.7	241.8		
1993	187.6	196.1	196.2		
1994	98.6	125.2	137.4		
1995	97.0	119	125.4		
1996	84.3	127.7	163.5		
1997	84.4	120.6	121.7		
1998	138.7	250.6	282.8		
1999	131.3	147	215.6		
2000	60.1	79	117		
2001	66.6	80.4	80.9		
Núm registros	26	26	26		
media	133.5	163.4	188.5		
desviación	53.5	68.8	82.0		
Yn	0.5321	0.5321	0.5321		
Sn	1.0961	1.0961	1.0961		

Láminas mm			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	135.7	166.3	192.0
5	180.7	224.1	260.9
10	217.3	271.2	317.0
25	263.5	330.7	387.9
50	297.8	374.8	440.5
100	331.9	418.6	492.7
200	365.8	462.3	544.8
500	410.6	519.8	613.4
1000	444.5	563.4	665.3
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	5.65	6.93	8.00
5	7.53	9.34	10.87
10	9.05	11.30	13.21
25	10.98	13.78	16.16
50	12.41	15.62	18.36
100	13.83	17.44	20.53
200	15.24	19.26	22.70
500	17.11	21.66	25.56
1000	18.52	23.47	27.72

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	135.7	30.6	25.7
5	180.7	43.4	36.8
10	217.3	53.9	45.8
25	263.5	67.1	57.3
50	297.8	77.0	65.7
100	331.9	86.7	74.1
200	365.8	96.4	82.5
500	410.6	109.2	93.6
1000	444.5	118.9	101.9

cambiar

Láminas (mm)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	165	216	257	308	347	385	423	473	511
1440	31	43	54	67	77	87	96	109	119
1440	26	37	46	57	66	74	83	94	102

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	165	216	257	308	347	385	423	473	511
1440	31	43	54	67	77	87	96	109	119
1440	26	37	46	57	66	74	83	94	102

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	165	216	257	308	347	385	423	473	511
1440	196	259	310	376	424	472	519	582	630
1440	221	296	356	433	490	546	602	676	732

lluvia 24 h registrada	tomado de la distribución de gumbel para precipitaciones máximas en diferentes duraciones
165.21	
215.57	
256.58	
308.40	
346.84	
385.00	
423.01	
473.17	
511.08	

ESTACIÓN ESTADO ORG	SANTA MARÍA ZULIA MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105135 ene-62	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1031 721325 No
Láminas (mm)				ALTITUD (msnm)	70
Año	1	2	3		
1962	51.7	62.9	62.9		
1964	89.0	109.5	111.8		
1965	103.5	119.6	128		
1966	169.2	170.2	170.8		
1967	101.2	121.3	122.9		
1968	226.9	232.9	233		
1969	93.5	104.6	125.2		
1970	135.7	138.3	141.4		
1971	103.0	107.6	116.6		
1972	58.9	66.8	74.9		
1973	132.2	132.4	151.7		
1974	110.6	166.7	167.3		
1975	63.5	93.1	109.4		
1976	83.3	83.3	102.8		
1977	64.1	79	81.6		
1978	84.1	92.5	101.3		
1979	85	85.1	99.7		
1980	84.1	100.9	108.6		
1981	118.7	124.6	164.9		
1982	122.5	157	159.4		
1983	79.1	99.1	108.1		
1984	86.4	94.9	99.6		
1985	126.3	126.3	145.8		
1987	109.3	115.3	120.4		
1988	99.5	99.5	101		
1989	52.1	102.9	106		
1990	80.1	80.5	85.3		
1991	52.1	52.3	52.7		
1992	55.4	88.6	88.6		
1994	99.2	106.5	106.5		
1995	58.4	90.8	102.5		
1996	83.2	87.2	87.2		
1997	51.3	62.6	95.4		
Núm registros	33	33	33		
media	94.3	107.7	116.2		
desviación	37.0	36.0	35.8		
Yn	0.5388	0.5388	0.5388		
Sn	1.1225	1.1225	1.1225		

Láminas (mm)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	95.6	109.0	117.4
5	126.0	138.5	146.8
10	150.7	162.6	170.8
25	181.9	193.0	201.0
50	205.1	215.5	223.5
100	228.1	237.9	245.7
200	251.0	260.2	267.9
500	281.2	289.6	297.2
1000	304.0	311.8	319.4
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	3.99	4.54	4.89
5	5.25	5.77	6.12
10	6.28	6.77	7.12
25	7.58	8.04	8.38
50	8.54	8.98	9.31
100	9.50	9.91	10.24
200	10.46	10.84	11.16
500	11.72	12.07	12.38
1000	12.67	12.99	13.31

Láminas (mm)

TR (años)	1440	1440	1440
2.33	95.6	13.3	8.4
5	126.0	12.5	8.3
10	150.7	11.9	8.2
25	181.9	11.0	8.1
50	205.1	10.4	8.0
100	228.1	9.8	7.9
200	251.0	9.2	7.8
500	281.2	8.4	7.6
1000	304.0	7.8	7.5
	cambiar		

Mayor a menor

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	109	145	175	212	240	267	295	331	358
1440	13	13	12	11	10	10	9	8	8
1440	8	8	8	8	8	8	8	8	8

Hietograma (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	109	145	175	212	240	267	295	331	358
1440	13	13	12	11	10	10	9	8	8
1440	8	8	8	8	8	8	8	8	8

Acumulado (derecha)

Día/TR (años)	2.33	5	10	25	50	100	200	500	1000
1440	109	145	175	212	240	267	295	331	358
1440	123	158	187	223	250	277	304	339	366
1440	131	166	195	231	258	285	311	347	373

lluvia 24 h registrada	tomado de la distribucion de gumbel para precipitaciones maximas en diferentes duraciones
109.22	
145.41	
174.89	
212.13	
239.76	
267.19	
294.52	
330.57	
357.82	

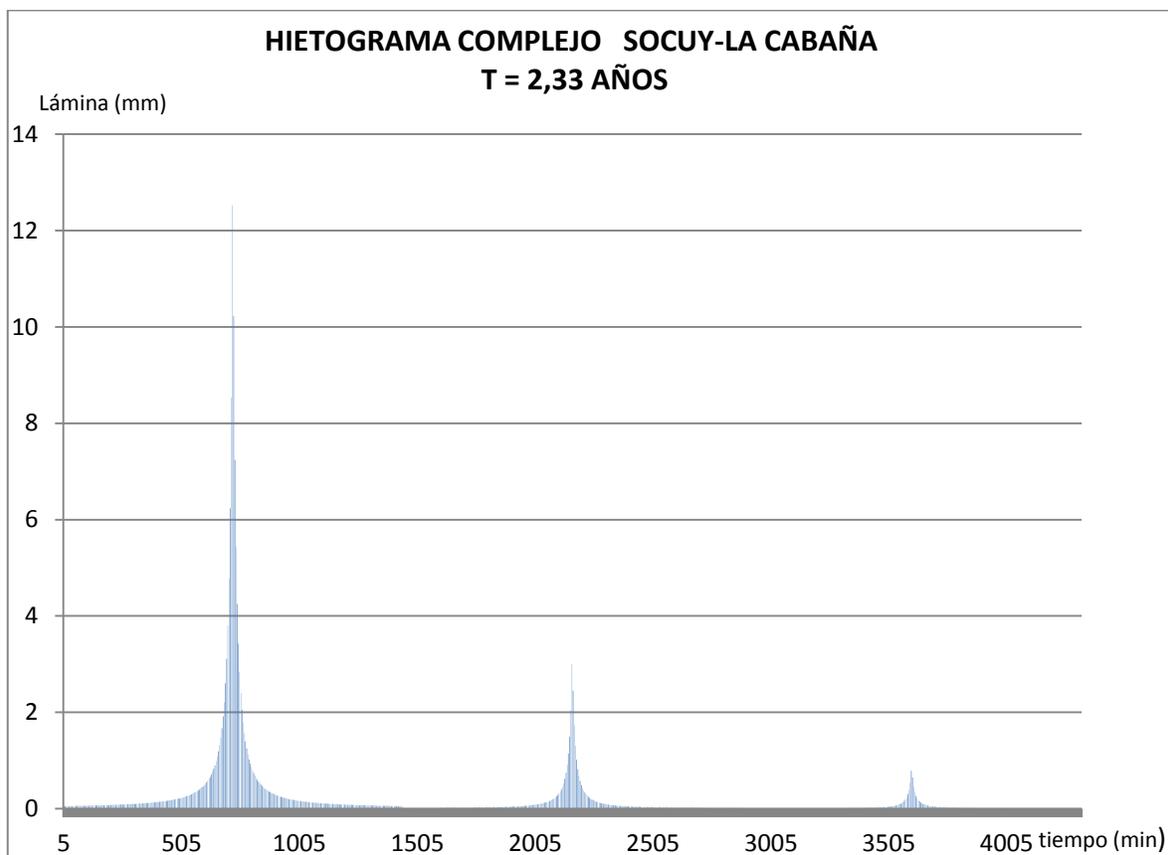
ESTACIÓN ESTADO ORG	LAS DELICIAS ZU MA	TIPO LATITUD INSTALADA	PR 105215 oct-67	SERIAL LONGITUD ELIMINADA	1080 722410 No 440
Láminas (mm)				ALTITUD (msnm)	
Año	1	2	3		
1968	140.3	141.9	208.2		
1969	81.7	120.5	139.6		
1970	210.6	325.4	458.8		
1971	124.9	174	188.7		
1972	113.0	155.8	172.7		
1973	134.9	145.8	190.8		
1974	195.5	208.6	209.4		
1975	167.1	235.4	296		
1976	77.8	77.8	79		
1977	112.5	164.3	230.5		
1978	189.0	286.1	301.9		
1979	132.6	165.4	192.1		
1986	136.1	200.3	245.9		
1987	161.9	205.4	238.8		
1988	183.8	218.5	254.4		
1989	190.1	275.3	294.1		
1990	163.8	218.5	270.6		
1991	100.1	187.6	272		
1992	147.9	214	267.3		
1993	89.7	104.6	104.8		
1994	76	119.8	142.8		
1995	115.6	122.2	133.2		
1996	99.8	161.8	202.3		
1997	98.1	118.6	126		
1998	206.2	377.9	413.4		
2000	94.6	112.9	128.2		
2002	154.4	169.7	186.3		
Núm registros	27	27	27		
media	137.0	185.5	220.3		
desviación	41.3	70.2	87.5		
Yn	0.5332	0.5332	0.5332		
Sn	1.1005	1.1005	1.1005		

Láminas (mm)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	138.7	188.4	223.9
5	173.3	247.1	297.2
10	201.4	295.0	356.8
25	237.0	355.4	432.2
50	263.5	400.3	488.2
100	289.7	444.8	543.7
200	315.8	489.1	599.0
500	350.3	547.6	672.0
1000	376.3	591.9	727.2
Intensidades (mm/h)			
TR (años)	1440	1440	1440
2.33	5.78	7.85	9.33
5	7.22	10.30	12.38
10	8.39	12.29	14.87
25	9.88	14.81	18.01
50	10.98	16.68	20.34
100	12.07	18.53	22.65
200	13.16	20.38	24.96
500	14.59	22.82	28.00
1000	15.68	24.66	30.30

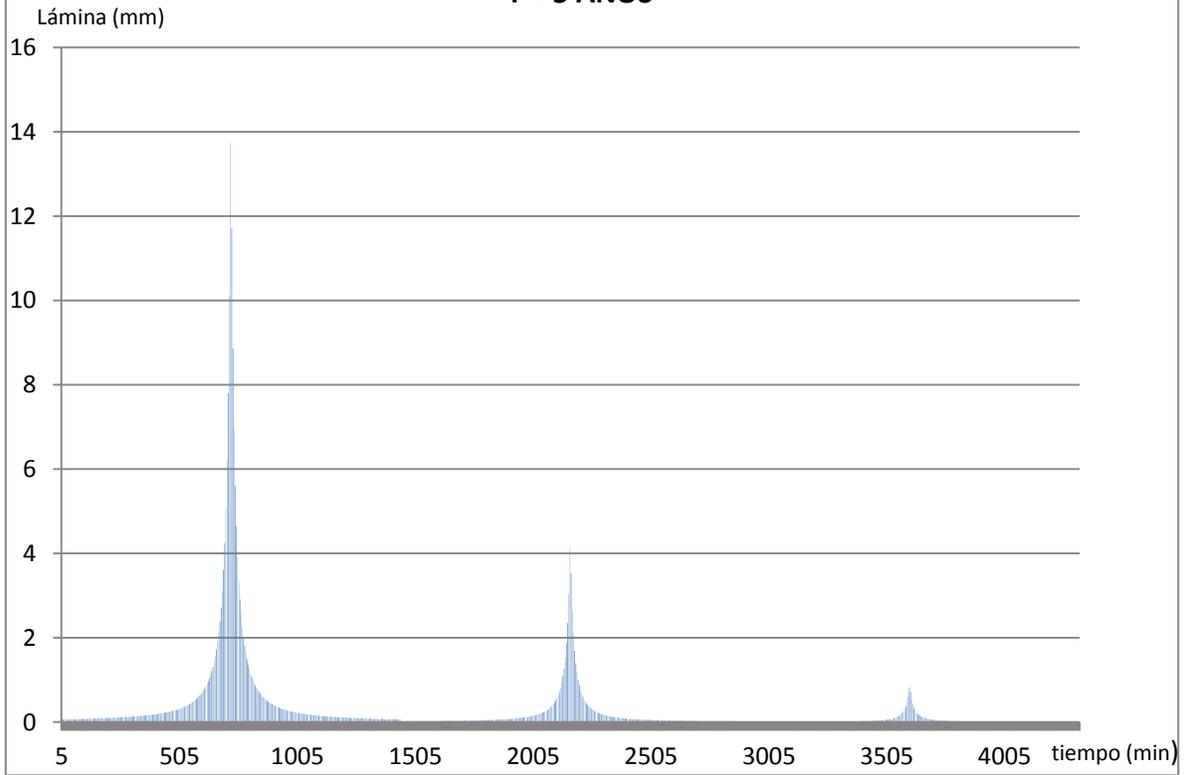
Anexo 12. Estimación de hietogramas complejos con distintos períodos de retorno en Socuy-La Cabaña.

Estación: La Cabaña				Láminas mm		
TR (anos)	1440	1440	1440	1 día	2 día	3 día
2.33	145.8	180.7	189.8	145.8	34.9	9.2
5	191.5	249.1	260.6	191.5	57.6	11.5
10	228.7	304.8	318.2	228.7	76.1	13.5
25	275.8	375.2	391.1	275.8	99.4	15.9
50	310.7	427.4	445.1	310.7	116.7	17.7
100	345.4	479.2	498.7	345.4	133.8	19.5
200	379.9	530.8	552.1	379.9	150.9	21.3
500	425.4	599.0	622.6	425.4	173.6	23.6
1000	459.9	650.4	675.9	459.9	190.5	25.5

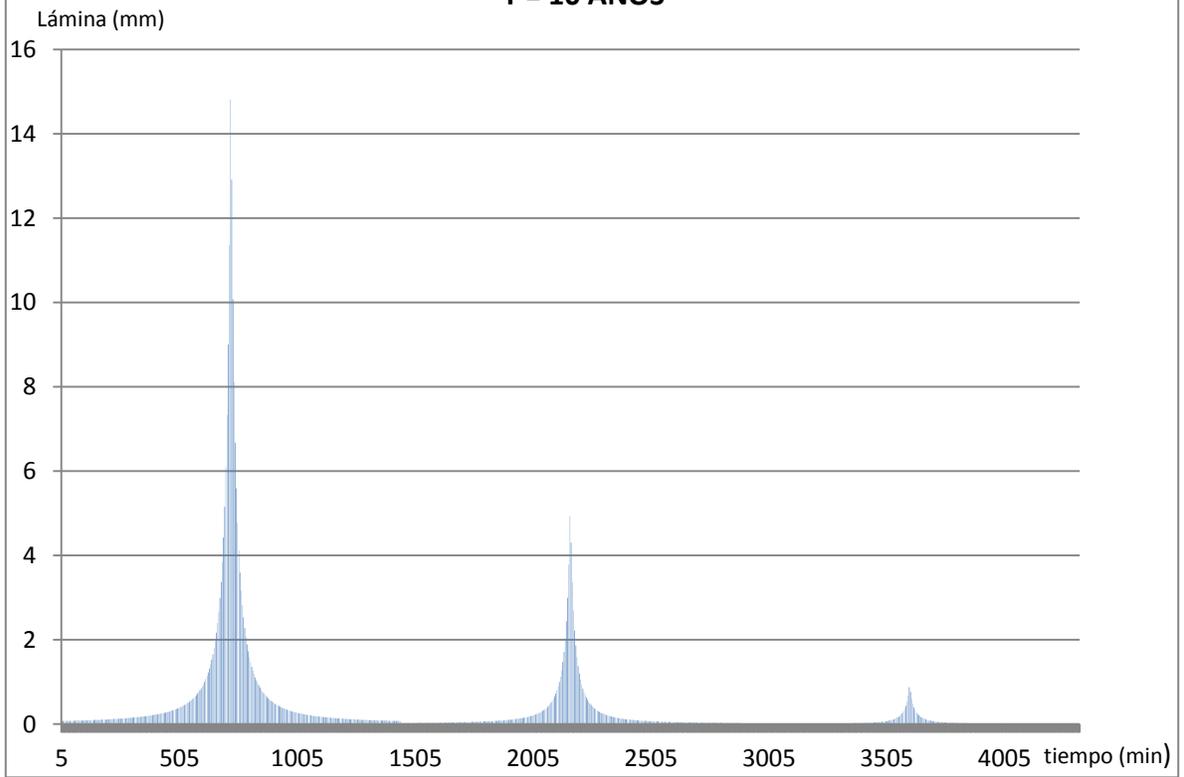
NOTA VALORES GUMBELL



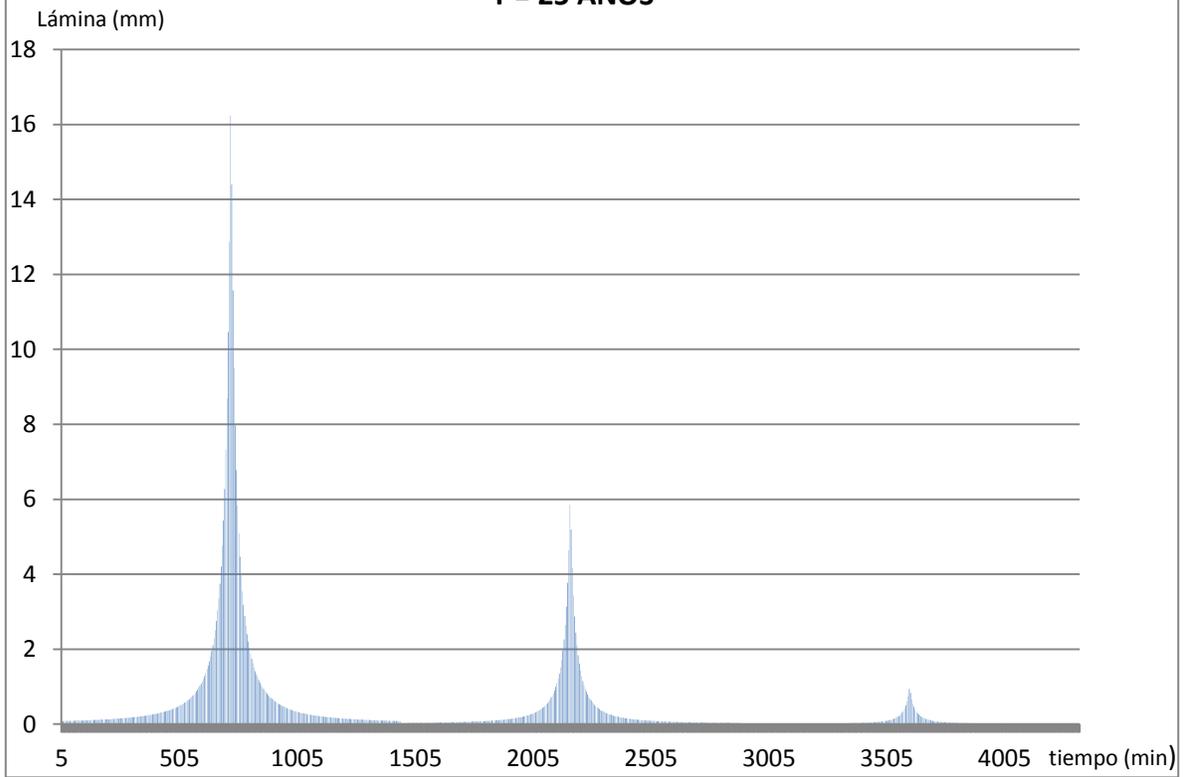
HISTOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA T = 5 AÑOS



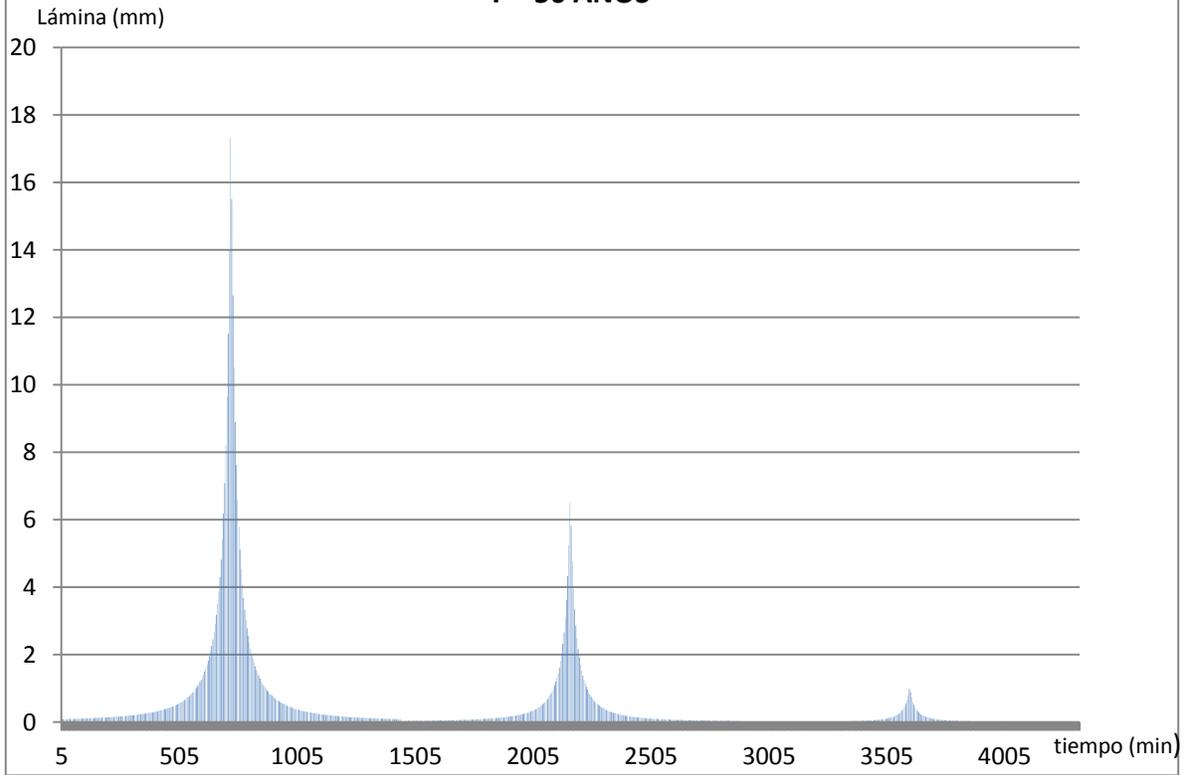
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 10 AÑOS



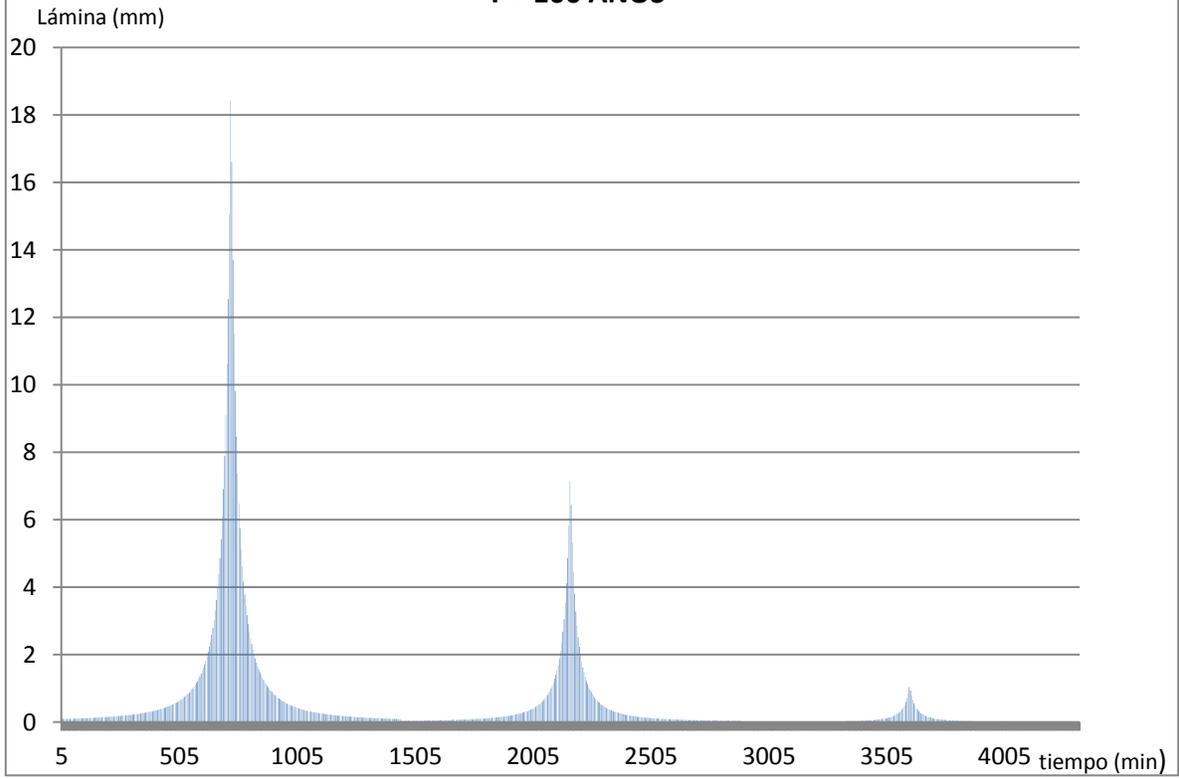
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 25 AÑOS



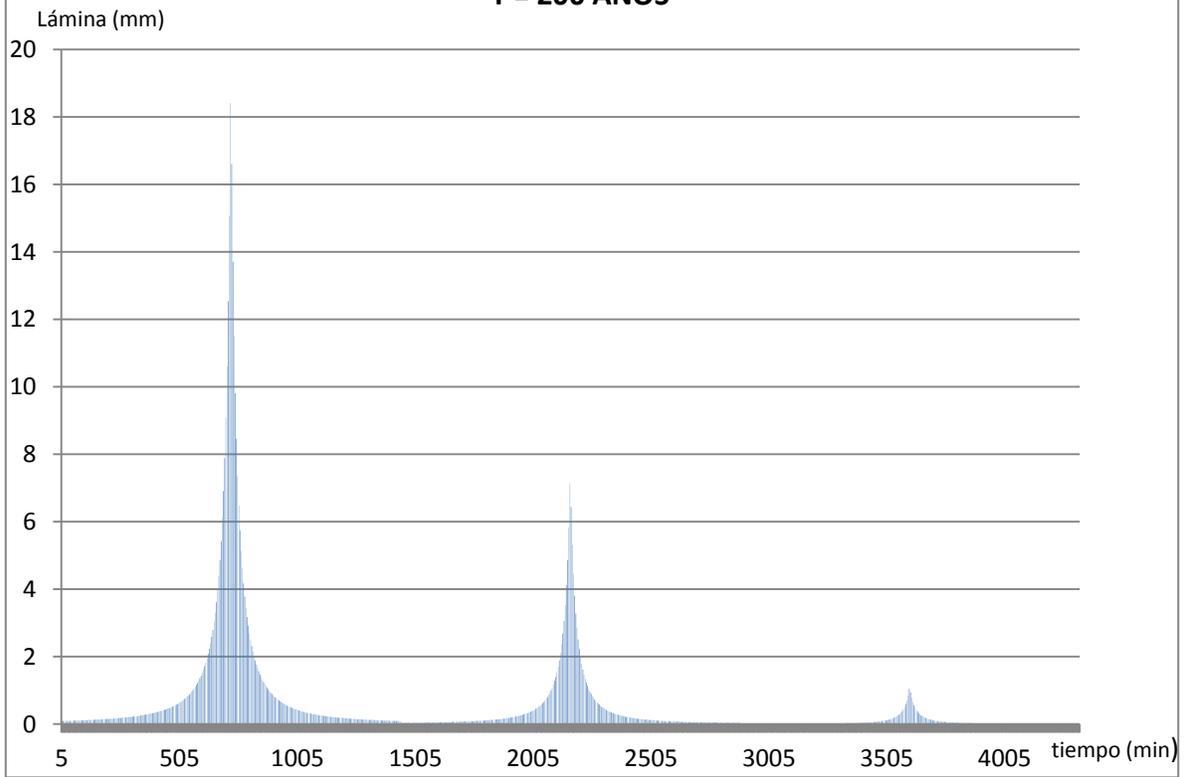
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY -LA CABAÑA
T = 50 AÑOS



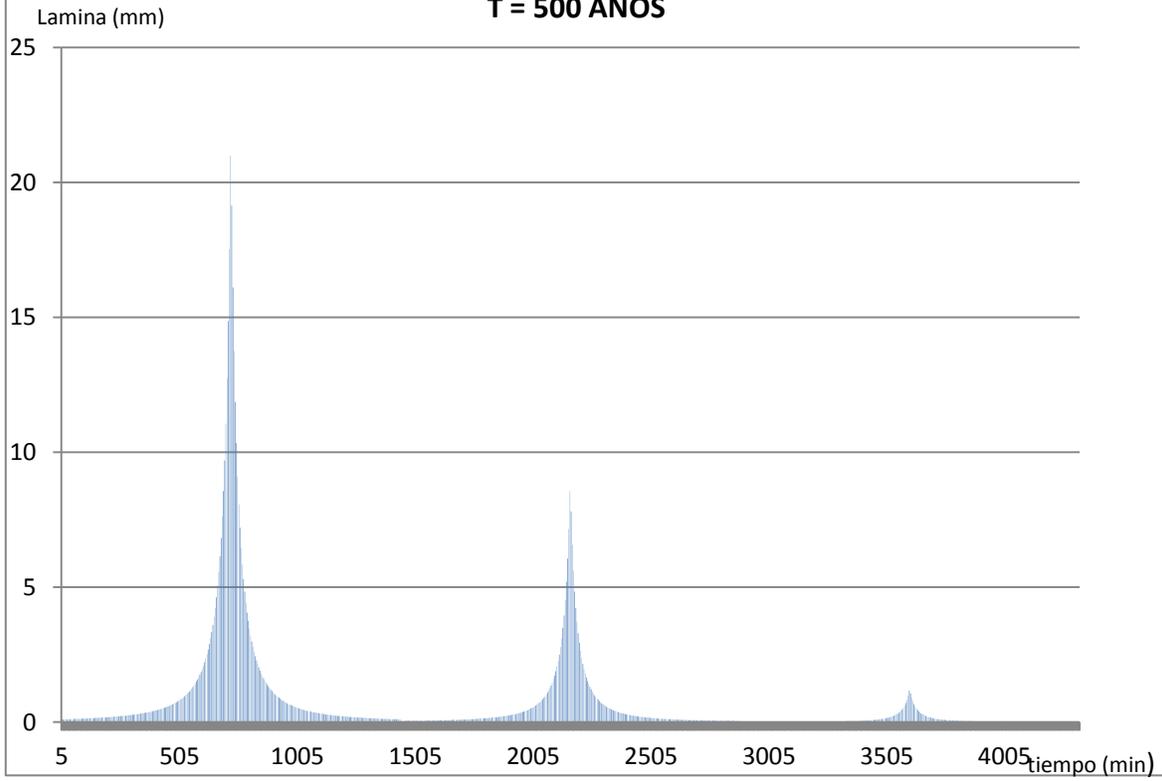
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 100 AÑOS



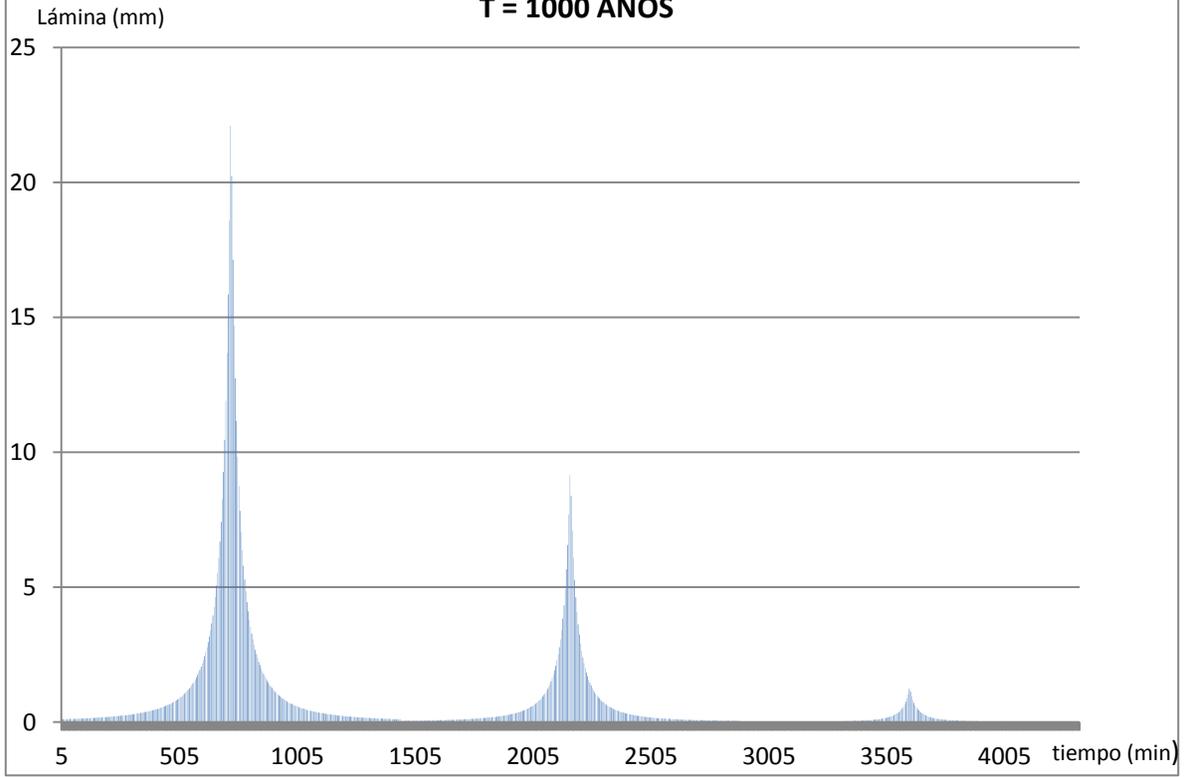
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 200 AÑOS



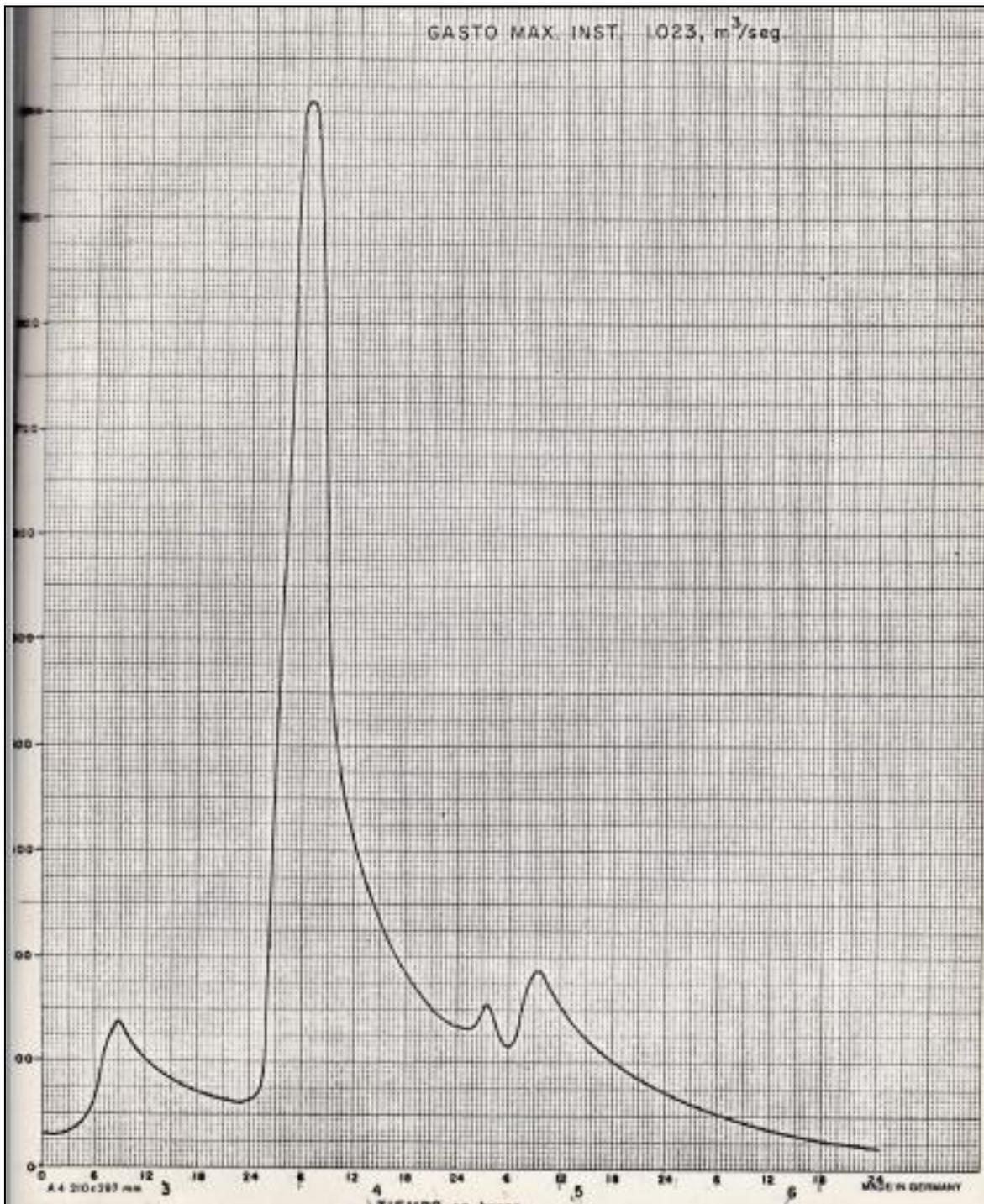
HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 500 AÑOS



HIETOGRAMA COMPLEJO SOCUY-LA CABAÑA
T = 1000 AÑOS

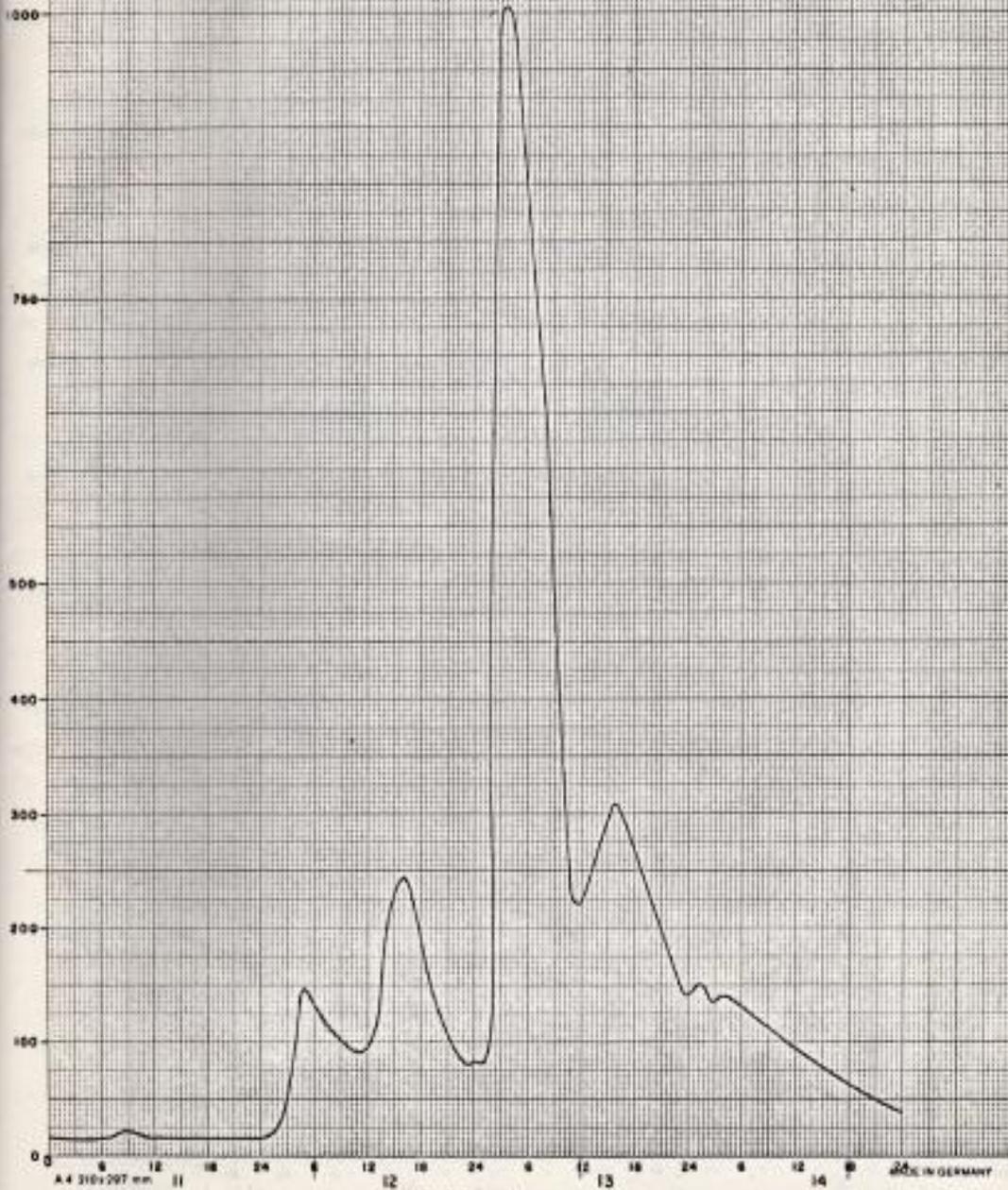


Anexo 13. Hidrogramas medidos en Socuy La Cabaña. (Proyecto)



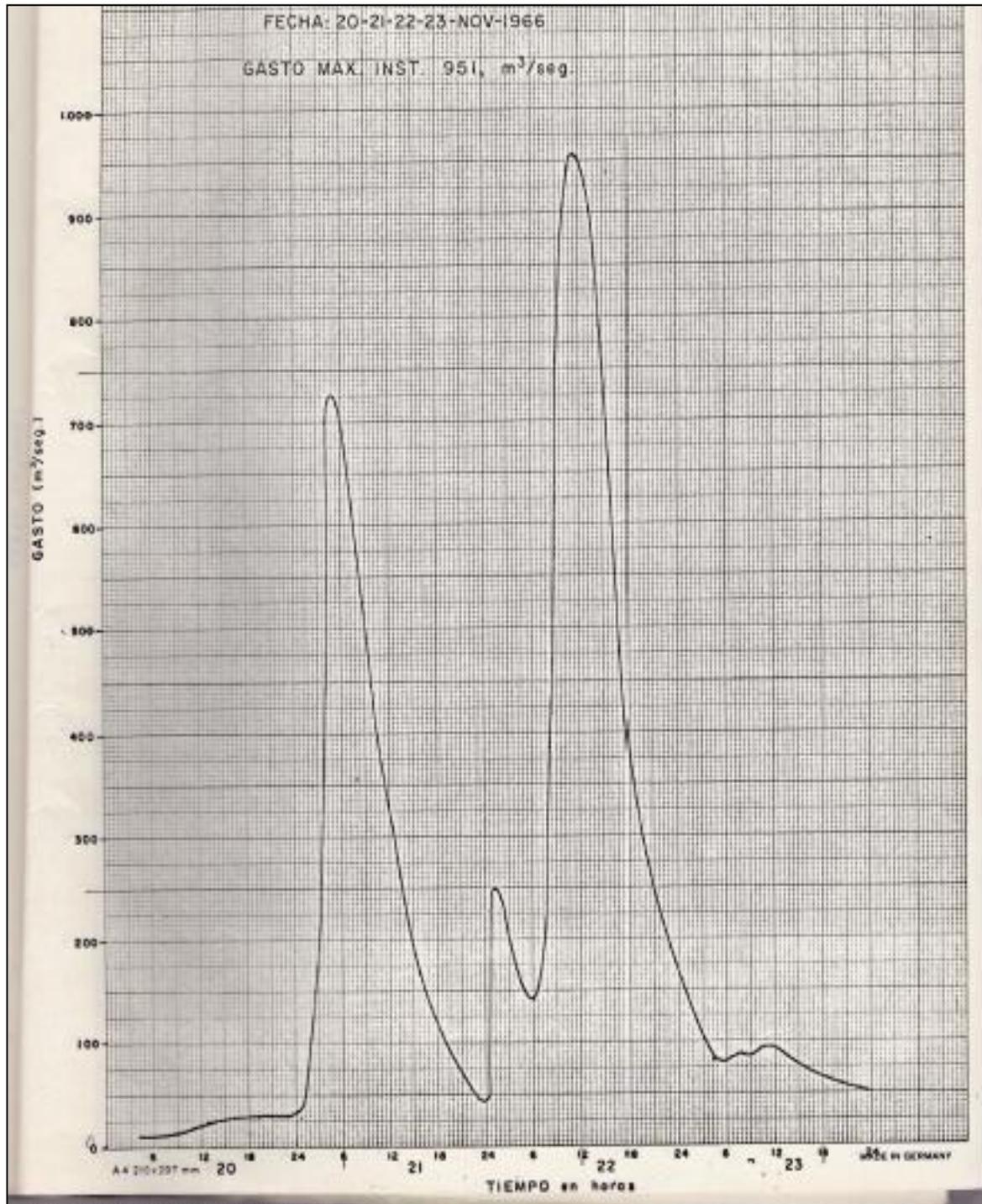
FECHA: 11-12-13-14-NOV. - 1964

GASTO MAX. INST. $1.046 \text{ m}^3/\text{seg}$

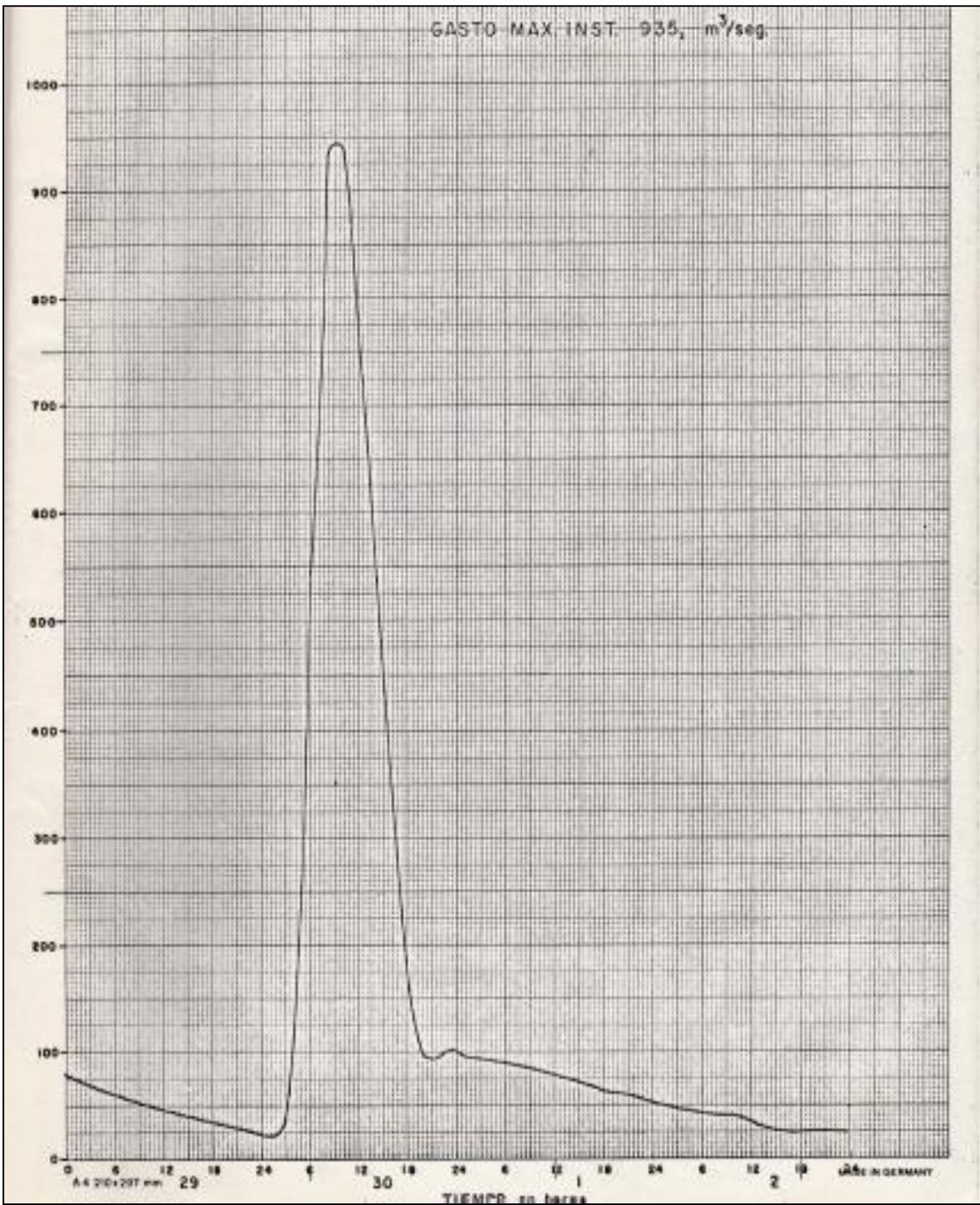


FECHA: 20-21-22-23-NOV-1966

GASTO MAX. INST. 951, m³/seg.



GASTO MAX INST. 935, m³/seg.



Anexo 14. Cálculo de K de Muskingum.

SUBCUENCA	NOMBRE	SUPERFICIE		ELEVACIÓN (msnm)		DESNIVEL (m)
		(m ²)	(ha)	ARRIBA	ABAJO	
SOCUY	SOCUY_1	5629829.8	563.0	1640	1130	510
	SOCUY_2	4675124.5	467.5	1560	1035	525
	SOCUY_3	4400033.7	440.0	1380	835	545
	SOCUY_4	5418127.6	541.8	1340	839	501
	SOCUY_5	1568230.7	156.8	1350	940	410
	SOCUY_6	270333.7	27.0	940	835	105
	SOCUY_7	3249565.0	325.0	1250	780	470
	SOCUY_8	8321864.0	832.2	1180	760	420
	SOCUY_9	6480434.0	648.0	1300	730	570
	SOCUY_10	4845546.0	484.6	940	730	210
	SOCUY_11	9528529.0	952.9	1140	600	540
	SOCUY_12	3063044.0	306.3	1260	640	620
	SOCUY_13	8505890.0	850.6	1280	600	680
	SOCUY_14	5440268.7	544.0	1100	600	500
	SOCUY_15	5077626.7	507.8	860	560	300
	SOCUY_16	11459783.0	1146.0	980	530	450
	SOCUY_17	19382418.9	1938.2	1160	530	630
	SOCUY_18	4766546.7	476.7	940	530	410
	SOCUY_19	151764.0	15.2	525	522	3
	SOCUY_20	7088454.7	708.8	1120	420	700
	SOCUY_21	8680564.0	868.1	1200	530	670
	SOCUY_22	8987657.0	898.8	850	250	600
	SOCUY_23	5487733.0	548.8	1000	520	480
	SOCUY_24	14394227.0	1439.4	1300	250	1050
	SOCUY_25	8939219.0	893.9	860	175	685
	SOCUY_26	12730743.0	1273.1	980	175	805
	SOCUY_27	9835017.0	983.5	420	130	290
	SOCUY_28	26164752.0	2616.5	1240	140	1100
	SOCUY_29	10244997.0	1024.5	600	90	510
	SOCUY_30	18547922.0	1854.8	200	65	135
	SOCUY_31	26225934.0	2622.6	700	60	640
	SOCUY_32	28784931.0	2878.5	600	50	550
	SOCUY_33	13647719.0	1364.8	500	40	460
	SOCUY_34	47919180	4791.918	500	30	470
	SOCUY_35	4462927.4	446.3	90	25	65
	SOCUY_0	132936.0	13.3	650	620	30
RIECITO MACHE	MACHE_1	21611403.0	2161.1	700	100	600
	MACHE_2	20548100.0	2054.8	100	40	60
CAÑO LA AVISPA	AVISPA_1	25253069	2525.3	180	40	140
	AVISPA_2	19114575.0	1911.5	80	30	50
CAÑO EL DILUVIO	DILUVIO	27713971	2771.4	120	30	90
Area total de la cuenca del embalse		478750991.2				

		TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUPERFICIAL (min)		
LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (m)	PENDIENTE (%)	Promedio		
		M	$\Delta L / V_s$ (promedio)	TIEMPO (min)(promedio)
4179	12.20	100	318.36	3.18
2942	17.85	100	178.26	1.78
4046	13.47	100	125.48	1.25
3897	12.86	100	194.67	1.95
2497	16.42	100	196.19	1.96
473.75	22.16	100	182.14	1.82
3305.3	14.22	100	272.49	2.72
3335	12.59	100	308.25	3.08
3318	17.18	100	411.98	4.12
3702.8	5.67	100	150.86	1.51
5945	9.08	100	209.46	2.09
4515	13.73	100	472.26	4.72
4802	14.16	100	442.82	4.43
3459	14.46	100	213.31	2.13
2912	10.30	100	310.61	3.11
5551.8	8.11	100	277.33	2.77
7735	8.14	100	376.06	3.76
4226	9.70	100	254.42	2.54
265	1.13	100	102.96	1.03
4160	16.83	100	323.95	3.24
7577	8.84	100	379.63	3.80
4455	13.47	100	412.49	4.12
3059	15.69	100	338.13	3.38
7046	14.90	100	351.19	3.51
5011.6	13.67	100	346.41	3.46
4996	16.11	100	320.15	3.20
3952	7.34	100	334.39	3.34
8196	13.42	100	349.63	3.50
4102	12.43	100	305.30	3.05
10189	1.32	100	269.54	2.70
12179	5.25	100	595.78	5.96
10062	5.47	100	787.83	7.88
5657	8.13	100	235.15	2.35
23832	1.97	100	560.0	5.60
3309	1.96	100	1025.4	10.25
535	5.61	100	357.0	3.57
12287	4.88	100	304.4	3.04
11125	0.54	100	333.2	3.33
9869	1.42	100	586.2	5.86
8450	0.59	100	636.8	6.37
12005	0.75	100	1299.9	13.0

TIEMPO DE VIAJE (min)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (min)	K
26.91	30.10	30.10
17.74	19.53	19.53
25.27	26.53	26.53
24.99	26.94	26.94
16.15	18.11	18.11
4.00	5.82	5.82
21.18	23.91	23.91
22.35	25.43	25.43
19.75	23.87	23.87
32.93	34.44	33.00
39.56	41.65	40.00
27.30	32.02	32.02
28.29	32.71	32.71
21.80	23.93	23.93
21.75	24.86	24.86
39.21	41.98	40.00
50.52	54.28	50.00
29.65	32.20	32.20
8.04	9.07	9.07
23.70	26.94	26.94
48.17	51.97	46.00
27.22	31.34	31.34
19.21	22.59	22.59
37.26	40.77	38.00
29.63	33.10	33.10
27.75	30.95	30.95
31.36	34.70	33.00
43.58	47.08	45.00
26.34	29.39	29.39
125.67	128.37	95.00
84.83	90.79	75.00
72.13	80.00	70.00
39.73	42.08	41.00
207.4	213.04	130.00
45.4	55.68	50.00
7.5	11.03	11.03
87.9	90.90	75.00
190.1	193.41	130.00
119.4	125.31	94.00
148.4	154.77	110.00
177.5	190.5	130.00

Anexo 15. Perfiles de agua detallados para cada escenario de falla de la presa.

