

METODOLOGÍA PARA ESTIMAR HIDROGRAMAS DE CRECIENTES A PARTIR DE
MODELOS LLUVIA-ESCORRENTÍA EMPLEANDO HYFRAN Y HEC-HMS. CASO
DE ESTUDIO: CUENCA DEL ARROYO MATUTE, LOCALIZADO EN EL
DEPARTAMENTO DE BOLÍVAR (COLOMBIA)

MARÍA VICTORIA DE LA OSSA DORIA
MARÍA JOSÉ GONZÁLEZ CAMPO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR
FACULTAD DE INGENIERÍAS
PROGRAMAS DE INGENIERÍA CIVIL E INGENIERÍA AMBIENTAL
CARTAGENA DE INDIAS D.T. Y C.
OCTUBRE DE 2011



METODOLOGÍA PARA ESTIMAR HIDROGRAMAS DE CRECIENTES A PARTIR DE
MODELOS LLUVIA-ESCORRENTÍA EMPLEANDO HYFRAN Y HEC-HMS. CASO
DE ESTUDIO: CUENCA DEL ARROYO MATUTE, LOCALIZADO EN EL
DEPARTAMENTO DE BOLÍVAR (COLOMBIA)

MARÍA VICTORIA DE LA OSSA DORIA

MARÍA JOSÉ GONZÁLEZ CAMPO

MONOGRAFÍA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

OSCAR ENRIQUE CORONADO HERNÁNDEZ

INGENIERO CIVIL. MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR

FACULTAD DE INGENIERÍAS

PROGRAMAS DE INGENIERÍA CIVIL E INGENIERÍA AMBIENTAL

CARTAGENA DE INDIAS D.T. Y C.

OCTUBRE DE 2011



Cartagena de Indias D. T y C., 21 de octubre de 2011

Señores:

COMITÉ CURRICULAR

Programa de Ingeniería Civil e Ingeniería Ambiental

La ciudad

Respetados Señores:

Por medio de la presente me permito someter a su consideración la monografía titulada "Metodología para estimar hidrogramas de crecientes a partir de modelos lluvia-escorrentía empleando Hyfran y Hec-HMS. Caso de estudio: Cuenca del Arroyo Matute, localizado en el departamento de Bolívar (Colombia)", desarrollada por las estudiantes María José González Campo y María Victoria De La Ossa Doria, en el marco del Minor en Hidrosistemas, como requisito para optar al título de Ingenieras Civiles, en la que me desempeñaré cumpliendo la función de director.

Atentamente,

ÓSCAR ENRIQUE CORONADO HERNÁNDEZ
Director de la Monografía



Cartagena de Indias D. T y C. 21 de octubre de 2011

Señores:

COMITÉ CURRICULAR

Programa de Ingeniería Civil e Ingeniería Ambiental

La ciudad

Respetados Señores:

Por medio de la presente nos permitimos someter a su consideración la monografía titulada "Metodología para estimar hidrogramas de crecientes a partir de modelos lluvia-escorrentía empleando Hyfran y Hec-HMS. Caso de estudio: Cuenca del Arroyo Matute, localizado en el departamento de Bolívar (Colombia)" realizada en el marco del Minor en Hidrosistemas, para optar al título de Ingenieras Civiles,

Atentamente,

MARÍA JOSÉ GONZÁLEZ CAMPO

MARÍA VICTORIA DE LA OSSA DORIA



Aunque se vuelve repetitivo encontrar en todo trabajo de grado agradecimientos a Dios, hasta el punto de convertirse en un cliché, considero que, para toda persona de fe, es justamente por quién deberíamos comenzar a decir gracias. Agradecerle no es más que lo mínimo que se merece por las infinitas bendiciones que nos brinda cada día y en todo momento, hasta en aquellos que consideremos fatídicos, pues estos mismos se transforman en una lección de vida, aquella que hace que nuestro espíritu se llene de fortaleza y coraje para enfrentar esas situaciones difíciles que aún nos faltan por vivir y para regocijarnos en la grandeza de su bondad.

Seguidamente, agradezco a mis padres por confiar en mí y por acompañarme siempre en cualquier circunstancia. A mi madre por ser quien es: la mejor madre y amiga del mundo, mil y mil gracias por ser mi polo a tierra y por tan inmenso amor. A mi papá agradezco todo su cuidado y atención, por brindarme tanto cariño y por todos sus detalles. Y a mi otra madre, mi abuela, que siempre se preocupa por mí, gracias.

Gracias a mi familia y a aquellos que, aunque no sean familiares legítimos, considero parte de ella. A mis hermanos y mi hermana, por ver en mí una guía y por toda esa ternura y amor.

Le doy gracias a mi novio por ser tan atento y preocuparse por mí, brindándome siempre su apoyo incondicional y demostrándome día tras día todo su amor.

A mis amigas y amigos, les agradezco su apoyo, preocupación y momentos inolvidables, porque a pesar de factores como lejanía, ocupación, etc., siempre están demostrándome su compañía y cariño. A las que son como mis hermanas, recordarles cuánto las quiero y le doy gracias a Dios por ponerlas en mi camino.

No podría finalizar sin antes mencionar a Óscar Coronado, mi profesor y director de monografía, mejor asesoría no hubiese podido recibir. En mi corazón siempre quedará todo ese apoyo, dedicación y consejos. Hoy y siempre: gracias.

MARÍA JOSÉ GONZÁLEZ CAMPO



Hace 23 años comencé un largo camino lleno de dificultades, pero también de muchas alegrías. Hoy siento que valió la pena haberlo recorrido y quiero darle las gracias por haberme acompañado a lo largo de toda esta historia.

A ti Dios, sin duda Tu has sido el precursor de este logro, Tu has sido el motor de mi vida, la luz que guió mi camino, Tu eres el amigo que nunca falla.

Mami a ti te regalo este título, tu fuiste quien cada día se sacrificó para que yo saliera adelante, creíste en mí y te preocupaste por todo lo que hacía; tu me impulsaste a superarme, te amo mamita y por ti he llegado hasta donde estoy. Papi, gracias por brindarme tu apoyo, por volver a mi vida y por terminar junto a mí este ciclo. José y Juan, mis queridos hermanos, quienes han velado por mí, quienes han apoyado mis sueños y han estado en cada momento de mi vida.

A Lucas (mi perro) quien me regala su inocencia, quien mueve con su mirada mi corazón, quien espera cada quince días un beso y un abrazo.

A mi profesor Oscar Coronado quien nos enseñó, no solo hidráulica, sino a ser buenos profesionales.

A María José, mi compañera, quien se esforzó en todo momento para que llegáramos hasta aquí.

A PMSA donde realicé mis prácticas y donde aprendí que los libros son parte de la enseñanza, pero que el buen comportamiento, la humildad y las personas que te rodean son quienes dan fe de lo que haces. Y a una personal especial, aquella que por causas, no sé si del amor o del destino, me llevó a la Tecnológica y me ayudó a encontrar mi verdadera vocación "la Ingeniería Civil".

A mis familiares y amigos, gracias por estar siempre ahí.

MARÍA VICTORIA DE LA OSSA DORJA

CONTENIDO

	Págs.
1. INTRODUCCIÓN	11
2. OBJETIVOS.....	13
2.1. OBJETIVO GENERAL:	13
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	13
3. MARCO TEÓRICO	14
3.1. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS.....	14
3.1.1. Área de drenaje	14
3.1.2. Tiempo de concentración.....	15
3.1.3. Complejo suelo – cobertura	19
3.2. PRECIPITACIÓN	21
3.2.1. Formación	21
3.2.2. Magnitud de la lluvia	22
3.2.3. Duración	23
3.2.4. Distribución de la lluvia.....	23
3.2.5. Precipitaciones máximas asociadas a tiempo de retorno	24
3.2.6. Ajustes de una distribución de probabilidad.....	34
3.3. MÉTODOS DE INFILTRACIÓN	40
3.3.1. Método del SCS	40
3.3.2. Métodos con base a la relación lluvia – escurrimiento directo	43
3.3.3. Métodos empíricos.....	46
3.4. HIDROGRAMA UNITARIO.....	49
3.4.1. Métodos matriciales. Hidrograma unitario instantáneo	52
3.4.2. Hidrograma unitario del U.S. Soil Conservation Service (SCS).....	56
3.4.3. Hidrograma unitario de Synder	59

3.5. HEC-HMS Y HYFRAN	63
3.5.1. HYFRAN	63
3.5.2. HEC-HMS	64
4. CASO DE ESTUDIO: ARROYO MATUTE	66
4.1. GENERALIDADES	66
4.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA	66
4.2.1. Calizas arrecifales de La Popa T ₁	67
4.2.2. Depósitos aluviales Q ₃	68
4.2.3. Cobertura vegetal	69
4.3. CLIMA	71
4.4. LLUVIAS	72
4.4.1. Variación territorial	72
4.4.2. Condición hidrológica del suelo	73
4.4.3. Clasificación hidrológica de la cuenca	74
4.4.4. Área de drenaje	75
5. METODOLOGÍA PARA ESTIMACIÓN DE HIDROGRAMAS DE CRECIENTES BASADOS EN MODELOS LLUVIA-ESCORRENTÍA (HYFRAN Y HEC-HMS)	77
5.1. MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA DE DISEÑO	77
5.1.1. Magnitud de la lluvia	77
5.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS AGUACEROS	81
5.3. APLICACIÓN MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA HEC-HMS	89
5.4. RESULTADOS DEL MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA	90
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
REFERENCIAS	97
ANEXOS	99

LISTADO DE CUADROS

Cuadro 1. Método del SCS.	17
Cuadro 2. Método de Gumbel. Valores de $y_n\sigma_n$	28
Cuadro 3. Constante $\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$	30
Cuadro 4. Método de Gumbel. Intervalo de confianza. Valores de la distribución "t" de student.	32
Cuadro 5. Intervalos de clase.	37
Cuadro 6. Valores percentiles de X^2	39
Cuadro 7. Números de curvas de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2 S$).....	44
Cuadro 8. Capacidad de infiltración de un suelo.	48
Cuadro 9. Tipos De Cobertura De La Cuenca.....	69
Cuadro 10. Embalses en la Cuenca.....	70
Cuadro 11. Tipos de Relieve.	70
Cuadro 12. Régimen multianual de precipitaciones medias mensuales (1974-2002)	73
Cuadro 13. Valor de CN para el área de la cuenca.	74
Cuadro 14. Características morfométricas de Arroyo Matute.....	75
Cuadro 15. Estación 1401502, Aeropuerto Rafael Núñez. Registros de precipitación máxima en 24 horas.....	78
Cuadro 16. Valores del test X^2	78
Cuadro 17. Resultados Hyfran.	79
Cuadro 18. Porcentaje de lluvia para 3 horas.	80
Cuadro 19. Magnitudes de precipitación para diferentes periodos de retorno.	81
Cuadro 20. Comportamiento interno de las lluvias en la estación del aeropuerto Rafael Núñez.	81
Cuadro 21. Distribución acumulada de la lluvia.	83
Cuadro 22. Distribución incremental de la lluvia.	86
Cuadro 23. Datos Arroyo Matute.	89

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Parte de una cuenca de drenaje.....	14
Figura 2. Velocidades para estimar el tiempo de concentración T_c (Método Upland).....	18
Figura 3. Método del número de curva para estimar el tiempo LAG (L).	20
Figura 4. Hidrogramas sintéticos de SCS.	24
Figura 5. Gráfico de Probabilidad. Método de Gumbel.....	28
Figura 6. Método de los momentos.....	35
Figura 7. Relación entre precipitación, escurrimiento y retención.	41
Figura 8. Representación de una curva Masa de la Relación Precipitación-Escurrimiento del SCS.	42
Figura 9. Hidrograma unitario.....	50
Figura 10. Aplicación del concepto de sistema a la relación lluvia-escurrimiento.....	51
Figura 11. Hietogramas de lluvia efectiva.	52
Figura 12. Superposición de hietogramas e hidrogramas unitarios.	53
Figura 13. Hidrograma unitario triangular.....	57
Figura 14. Hidrograma unitario adimensional del US Soil Conservation Service.	58
Figura 15. Hidrograma unitario.	58
Figura 16. Hidrograma unitario sintético de Snyder.....	62
Figura 17. Hec-HMS. Manual elemental. [http://web.usal.es/~javisan/hidro/Complementos/Hec-hms3.pdf]	64
Figura 18. Mapa de las Unidades Litológicas.	67
Figura 19. Cobertura de la Cuenca.	71
Figura 20. Área de la cuenca de Arroyo Matute.	75
Figura 21. Resultados Hyfran.....	79
Figura 22. Gráfico de porcentajes estimados a partir de 1 día (24 horas). ..	80
Figura 23. Comportamiento interno de las lluvias en la estación del aeropuerto Rafael Núñez. Fuente: Universidad de Cartagena, 2009.....	82
Figura 24. Gráficos de dispersión para $Tr=2.33$	83
Figura 25. Gráficos de dispersión para $Tr=5$	84
Figura 26. Gráficos de dispersión para $Tr=10$	84
Figura 27. Gráficos de dispersión para $Tr=25$	84
Figura 28. Gráficos de dispersión para $Tr=50$	85
Figura 29. Gráficos de dispersión para $Tr=100$	85



Figura 30. Gráficos de dispersión para $Tr=500$	85
Figura 31. Gráficos de incremento para $Tr=2.33$	86
Figura 32. Gráficos de incremento para $Tr=5$	87
Figura 33. Gráficos de incremento para $Tr=10$	87
Figura 34. Gráficos de incremento para $Tr=25$	87
Figura 35. Gráficos de incremento para $Tr=50$	88
Figura 36. Gráficos de incremento para $Tr=100$	88
Figura 37. Gráficos de incremento para $Tr=500$	88
Figura 38. Hidrograma de creciente para $Tr = 2.33$ años.	90
Figura 39. Hidrograma de creciente para $Tr = 5$ años.	91
Figura 40. Hidrograma de creciente para $Tr = 10$ años.	91
Figura 41. Hidrograma de creciente para $Tr = 25$ años.	92
Figura 42. Hidrograma de creciente para $Tr = 50$ años.	92
Figura 43. Hidrograma de creciente para $Tr = 100$ años.	93
Figura 44. Hidrograma de creciente para $Tr = 500$ años.	93
Figura 45. Comparación de caudales totales para diferentes periodos de retorno.	94
Figura 46. Metodología para estimar hidrogramas de creciente a través de los programas Hyfran y Hec-HMS.	96

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente la realización de modelos hidrológicos es un procedimiento necesario en la estimación de comportamientos en cuencas y cálculos de hidrogramas, la cual, a diferentes periodos de retorno, es utilizada para el diseño de estructuras hidráulicas y se basa en los siguientes pasos:

- i) Obtener la magnitud de la precipitación para diferentes periodos de retorno.
- ii) Hallar la variación de la precipitación en el tiempo.
- iii) Calcular las pérdidas por infiltración.
- iv) Determinar el hidrograma unitario.
- v) Aplicar el método de la convolución numérica.
- vi) Hacer el hidrograma de caudal.

Sin embargo, son muchas las dificultades para acceder a este tipo de recursos, especialmente por los altos costos que generan su alcance. Es por esto que surge la necesidad de proponer una metodología para la estimación de hidrogramas de creciente asociados a diferentes periodos de retorno, que se base en programas comerciales existentes y que, junto con la ayuda de información hidrometeorológica disponible, conlleven a obtener soluciones con herramientas computacionales de muy bajo costo para problemas que se presenten en los diversos casos de estudio hidrológicos y, consecuentemente, para el desarrollo de las pequeñas y medianas empresas.

Con esto, se pretende plantear una solución para la obtención de una modelación lluvia-escorrentía que genere información oportuna y a un costo prácticamente nulo. Además, se convertiría en una forma de evitar la realización de cálculos y procedimientos tan repetitivos y tediosos como los que implica la ejecución de este tipo de hidrogramas. De forma tal que sean los programas mismos los que hagan esta labor y no la persona quien tenga que invertir tantas horas de trabajo, cuando ellos lo podrían hacer en menor tiempo y sin costo alguno.

Para realizar la mayoría de los pasos antes mencionados, en la actualidad existen diversos programas comerciales que permiten lograr este objetivo, dentro de los cuales se encuentran: para análisis de eventos extremos,



Hyfran y la Maxin (Ref: Estimación de la estimación máxima anual para una duración y periodo de retorno determinados en la España peninsular mediante la aplicación informática Maxin. Leticia de Salas Regalado, Leticia Carrero Díez. Madrid, enero 2008); para cálculo de hidrogramas de creciente, Mike She (Ref: Gis and water resource modelling at DHI), Tetis (Ref: Manual del usuario programa Tetis v.6, Universidad Politécnica de Valencia), Hec-HMS (Ref: US Army Corps of Engineers); entre otros.

Así bien, dentro de las diversas opciones para la realización de esta estimación, se consideraron los programas Hyfran y Hec-HMS para su desarrollo. Y de este modo poder obtener un esquema del caudal generado en la cuenca en función de periodos de retorno. De tal forma que Hyfran, en complemento con Hec-HMS, proporcionará información oportuna para nuestro análisis; dado que el primero brinda información de precipitaciones en la cuenca en cantidades de tiempo y, el segundo genera resultados de estas mismas precipitaciones pero en tiempos de retorno. Así bien, con ayuda del hidrograma unitario se convertirá estas precipitaciones en caudales, que es nuestro objetivo, ya que son las variables que necesitamos para establecer nuestro análisis de estudio hidrológico.



2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL:

Establecer una metodología para el cálculo de hidrogramas de creciente asociados a diferentes periodos de retorno con base en herramientas computacionales gratuitas, Hyfran y Hec-HMS, y en información hidrometeorológica disponible.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Utilizar los programas Hec-HMS y Hyfran para el desarrollo de los hidrogramas.
- Esquematizar los análisis y tabulaciones realizadas para cada uno de los procedimientos presentados en el proyecto.
- Desarrollar un breve caso estudio de aplicación de la modelación estudiada en la cuenca Arroyo Matute.

3. MARCO TEÓRICO

3.1. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS¹

3.1.1. Área de drenaje

Es el área que puede aportar escurrimiento hacia una sección dada de una corriente. Está limitada por la divisoria de agua, que es una línea imaginaria tal que la lluvia que cae dentro de ella puede escurrir superficialmente hasta la sección considerada (ver Figura 1). Desde el punto de vista de las relaciones lluvia-escurrimiento, las características de la cuenca interesan principalmente en dos aspectos:

- El volumen de escurrimiento producido por una tormenta dada.
- La forma del hidrograma, la cual depende de la velocidad de respuesta de la cuenca al presentarse una tormenta.

A continuación se describirán las características de la cuenca que, para efectos del presente proyecto de grado, son de mayor relevancia en relación con los anteriores aspectos [Referencias 1, 2, 3 y 4]. Las cuales son:

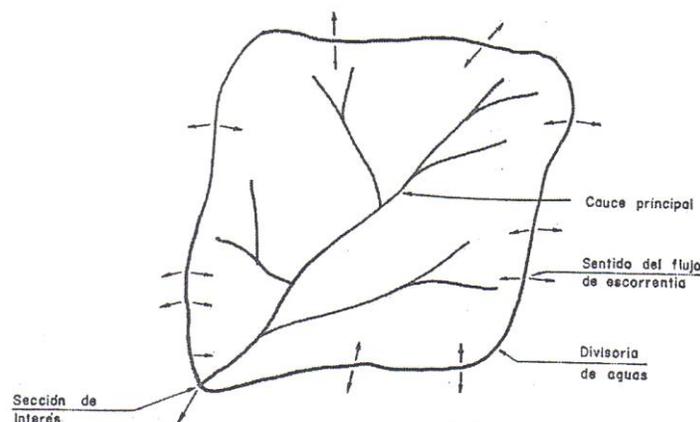


Figura 1. Parte de una cuenca de drenaje.

¹ DRENAJE PLUVIAL. Hidrología e Hidráulica. Díaz Orjuela, Bernardo. Primera edición, septiembre de 2009

3.1.1.1. Área de la cuenca

Es el área de la proyección horizontal de la superficie encerrada por la divisoria de aguas, que aporta escorrentía superficial, hasta el sitio de interés.

Mapas de suelos, fotografías aéreas, o mapas de países, son usados para determinar el área de una cuenca. Ocasionalmente un reconocimiento en campo es necesario para definir las áreas no contribuyentes, las cuales deben ser omitidas del área utilizada en la estimación de la escorrentía superficial.

3.1.1.2. Pendiente media de la cuenca

La pendiente media de la cuenca se determina en un mapa topográfico, y es igual a la sumatoria de las longitudes de las curvas de nivel inscritas en la cuenca, multiplicadas por el intervalo entre las mismas y dividido por el área total de la cuenca.

$$PM = \frac{\sum L \times I}{A}$$

Ecuación 1

Donde:

PM = Pendiente media de la cuenca [m/m].

$\sum L$ = Sumatoria de las longitudes de las curvas de nivel [m].

I = Intervalo entre curvas de nivel [m].

Área de la cuenca [m²].

3.1.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, t_c , se define como el tiempo que tarda el agua en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de interés. Teóricamente representa el tiempo que se requiere para que, si se presenta una tormenta constante, el gasto a la salida de la cuenca alcance un valor de equilibrio.

Las fórmulas más importantes se relacionan a continuación [Referencias 5 y 6]:

3.1.2.1. Método de Kirpich (1940)

$$T_c = 3.9756 \times K \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$$

Ecuación 2

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración [min].
- L = Longitud desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de interés [Km].
- S = Pendiente ponderada del cauce [m/m]. Se calcula mediante el método de Taylor y Schwarz.

$$S = \left[\frac{L}{\sum \frac{li}{\sqrt{si}}} \right]^2$$

Ecuación 3

K = Factor que depende del tipo de superficie de la cuenca:

- | | |
|-------------------------------------|---------|
| - Concreto o superficies asfálticas | $K=0.4$ |
| - Canales en concreto | $K=0.2$ |
| - Suelos y canales naturales | $K=1.0$ |

3.1.2.2. Método de California (1942)

$$T_c = 155.7 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$$

Ecuación 4

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración [min].
- L = Longitud desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de interés [mi].
- S = Pendiente promedio [ft/ft].

3.1.2.3. Método del SCS – Velocidad promedio (TR – 55)

$$T_c = \frac{\sum \frac{L}{V}}{60}$$

Ecuación 5

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración [min].
- L = Longitud de flujo [ft].
- V = Velocidad promedio [ft/s].

Para este método se utiliza el Cuadro 1 y la Figura 2.

Descripción del curso de agua	Pendiente en porcentaje			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 -
No concentrado (*)				
* Bosques	0 - 0,46	0,46 - 0,76	0,76 - 0,99	0,99
* Pastos	0 - 0,76	0,76 - 1,07	1,07 - 1,30	1,30
* Cultivos	0 - 0,91	0,91 - 1,37	1,37 - 1,68	1,68
* Pavimentos	0 - 2,59	2,59 - 4,11	4,11 - 5,18	5,18
Concentrado (**)				
Salida del canal. Determine velocidad mediante la fórmula de Manning				
Canal natural no bien definido	0 - 0,61	0,61 - 1,22	1,22 - 2,13	2,13

(*) Esta condición usualmente ocurre en la parte superior de una cuenca antes de que el flujo superficial se acumule en el canal.

(**) Este valor varía con el tamaño del canal u otras condiciones. Donde sea posible deberán realizarse estimativos más precisos para condiciones particulares mediante la fórmula de velocidad del método de Manning.

(Tabla tomada de "Drainage Manual". Texas Highway Department, 1970.

Cuadro 1. Método del SCS.

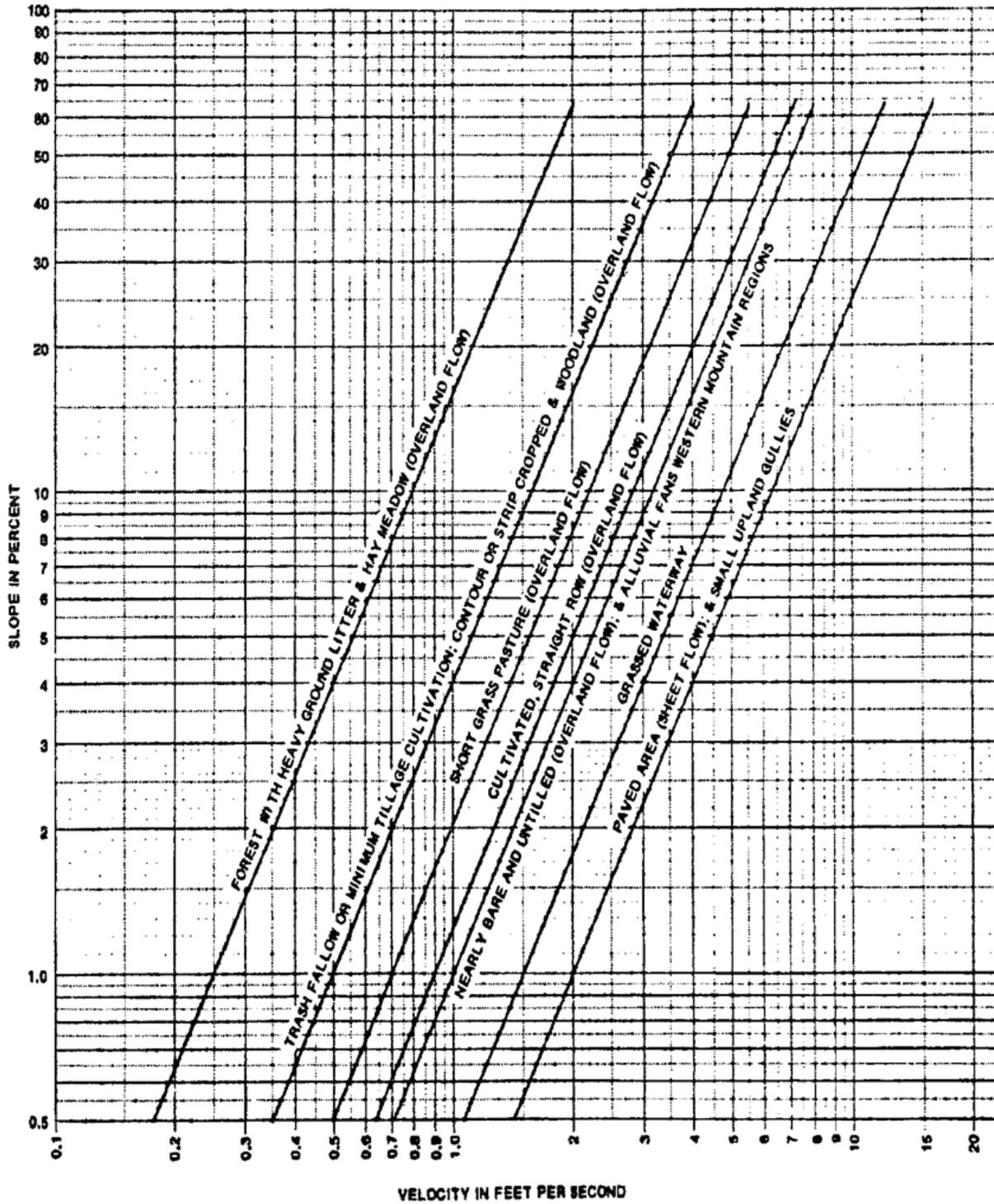


Figura 2. Velocidades para estimar el tiempo de concentración T_c (Método Upland).

3.1.2.4. Método del SCS (1975) – Lag Equation

$$T_c = \frac{\left\{ 100 \times L^{0.8} \times \left[\frac{100}{CN} - 9 \right]^{0.7} \right\}}{1900 \times S^{0.5}}$$

Ecuación 6

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración [min].
- L = Longitud hidráulica de la cuenca [ft].
- CN = Número de curva del SCS.

Para este método se utiliza la Figura 3.

3.1.3. Complejo suelo – cobertura

Los suelos y la cobertura vegetal de una cuenca son, generalmente, clasificados por separado. La combinación de un suelo específico y una cobertura específica es llamada “Complejo suelo – cobertura”, la medida de este complejo puede ser usada como un parámetro de la cuenca para estimar la esorrentía.

3.1.3.1. Suelos

Las propiedades hidrográficas de un suelo o un grupo de suelos son un factor esencial en el análisis hidrológico de una cuenca. Los suelos pueden ser clasificados de acuerdo con sus propiedades hidrológicas si se consideran independientemente de la pendiente de la cuenca y la cobertura.

3.1.3.2. Cobertura

Esencialmente, la cobertura es cualquier material (usualmente vegetativo) que cubre el suelo dándole protección contra el impacto de la lluvia.

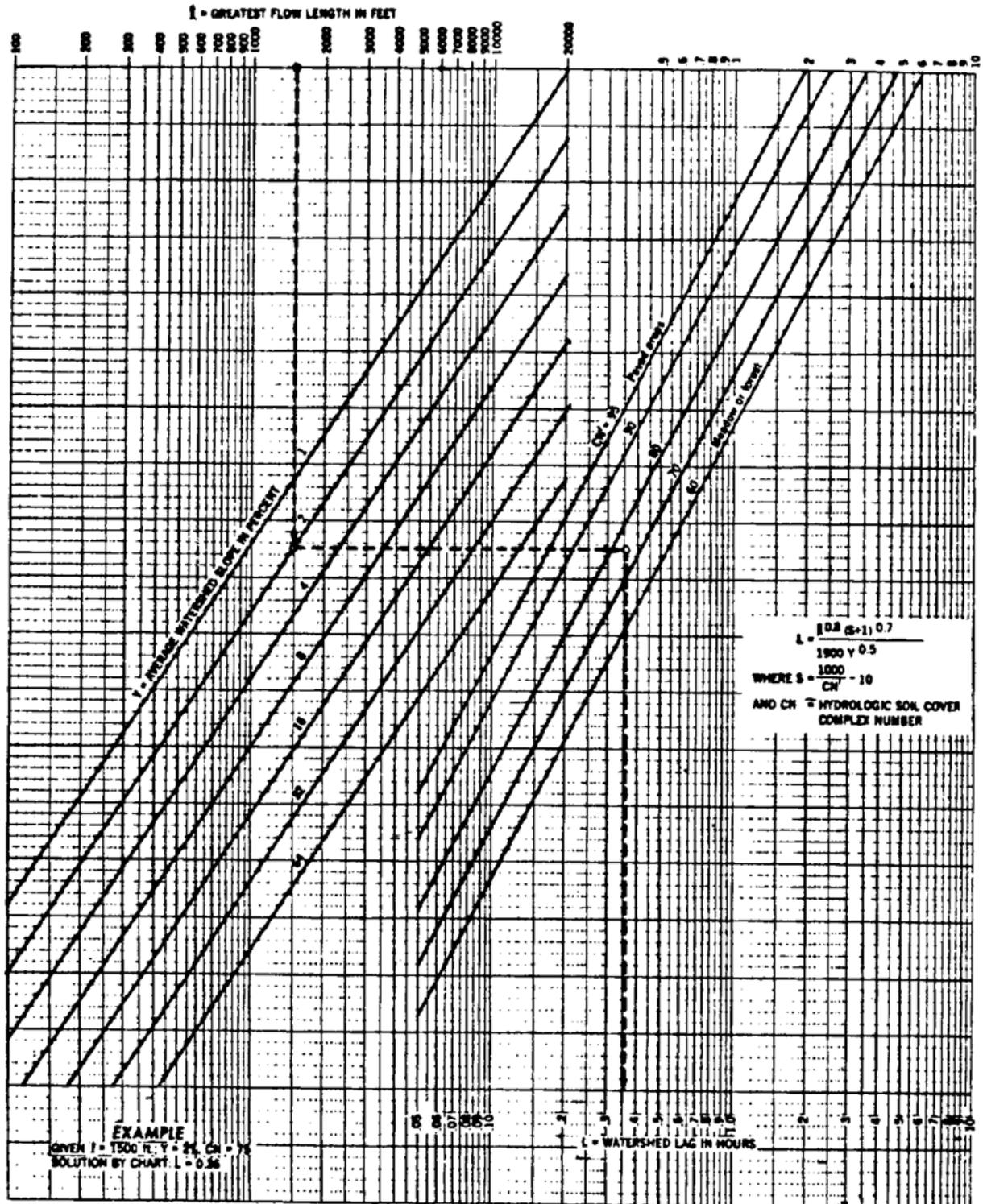


Figura 3. Método del número de curva para estimar el tiempo LAG (L).

3.2. PRECIPITACIÓN²

Se define precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garúas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación. En Estados Unidos, la lluvia se identifica según su identidad en:

- Ligera, para tasas de caída de hasta 2.5 mm/h
- Moderada, desde 2.5 hasta 7.6 mm/h
- Fuerte, por encima de 7.6 mm/h

La principal fuente de humedad para la precipitación la constituye la evaporación desde la superficie de los océanos. Sin embargo, la cercanía a los océanos no con lleva una precipitación proporcional, como lo de muestran muchas islas desérticas. Son los factores del clima (latitud, altitud, continentalidad, corrientes marinas, vientos dominantes) y las barreras orográficas, las que determinan la humedad atmosférica sobre una región.

3.2.1. Formación

Debido a su calentamiento cerca de la superficie, motivado por diferencias de radiación, las masas de aire ascienden hasta alturas de enfriamiento suficientes para llevar a la saturación. Pero esto no conlleva a la precipitación. Suponiendo que el aire está saturado o parcialmente saturado para que se forme neblina o gotas de agua o cristales de hielo se requiere la presencia de núcleos de condensación (en los dos primeros casos) o de congelamiento (en el tercero). Los núcleos de condensación consisten de productos de combustión, óxidos de nitrógeno y minúsculas partículas de sal; los núcleos de congelamiento consisten de minerales arcilloso, siendo el caolín el más frecuente. Después de la nucleación se forman finísimas gotitas de diámetro promedio de aproximadamente 0.02 mm. y como las gotas de lluvia tienen un diámetro medio de aproximadamente 2 mm., significa que se produce un aumento del orden de un millón de veces en el

² Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Wendor Chereque Morán. Lima, Perú.

volumen de las gotitas. Este enorme aumento de tamaño se produce por la unión entre sí de numerosas gotas y esta unión se explica por:

- La atracción electrostática entre las gotas que conforman las nubes;
- Las micro turbulencias dentro de la masa de la nube;
- El barrido de las gotas más finas por las gotas mayores;
- La diferencia de temperaturas: las gotas más frías se engrosan a expensas de las más calientes.

3.2.2. Magnitud de la lluvia

Para determinar la magnitud de un aguacero asociado a un período de retorno se debe realizar un ajuste estadístico de la precipitación máxima en 24 horas de las estaciones pluviográficas. Con este proceso se determina la precipitación puntual sobre un área determinada. Pero el análisis de frecuencia para establecer la precipitación sobre un área no se encuentra bien detallado como en el caso de la precipitación puntual. Debido a la dificultad de establecer una distribución de probabilidad promedio sobre un área, se extienden los estimativos de precipitación puntual para desarrollar unas profundidades promedios de precipitación sobre un área.

La estimación de la precipitación sobre el área se centra alrededor de la tormenta o se fija localmente. Para este último caso, se tiene en cuenta el hecho de que si las estaciones de precipitación algunas veces están cerca del centro de tormenta, otras veces cerca de los bordes exteriores y otras veces entre estos dos puntos. Un proceso de promediar produce curvas de profundidad – área fijadas localmente que relacionan la precipitación promedio sobre el área con medidas puntuales. Las relaciones profundidad – área para diferentes duraciones, se deducen de un análisis profundidad – área – duración, en el cual se preparan mapas de isoyetas para cada duración utilizando la tabulación de lluvias máximas de n horas registradas en un área densamente instrumentada. Se determina el área contenida dentro de cada una de las isoyetas de estos mapas y luego se dibuja una gráfica de profundidad de precipitación promedio vs. área para cada duración (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994).



3.2.3. Duración

Se entiende por duración el lapso de tiempo durante el cual cae la precipitación que origina la intensidad de precipitación. Esta variable es seleccionada arbitrariamente, según sea la necesidad del análisis que se esté desarrollando.

La mayor o menor pluviosidad de un clima viene definida no sólo por la cuantía de las precipitaciones sino también por su duración. El tiempo en que está lloviendo tiene en muchos casos mayor relevancia que la cantidad de lluvia caída. En actividades como las turísticas y las de recreo la duración de la lluvia es un dato esencial.

Normalmente la duración de la lluvia de diseño considerada es igual al tiempo de concentración, t_c , para el área de drenaje en estudio, debido a que al cabo de dicho tiempo la escorrentía alcanza su valor pico, al contribuir toda el área aportante al flujo en la salida.

3.2.4. Distribución de la lluvia

La distribución en el tiempo de una tormenta incide directamente en la respuesta hidrológica de la cuenca. La elección de la distribución temporal de la lluvia permite el desarrollo del hietograma de la tormenta de diseño. A continuación se presentan los hietogramas comúnmente utilizados para establecer la distribución de la lluvia:

- Distribuciones de lluvias registradas: Consiste en analizar tormentas severas que han ocurrido en la cuenca en estudio, y obtener un patrón de lluvia representativo.
- Distribuciones de lluvias del SCS: En 1986 el SCS desarrolló hidrogramas sintéticos para los Estados Unidos. En la Figura 4 se presentan los hidrogramas desarrollados por el SCS.

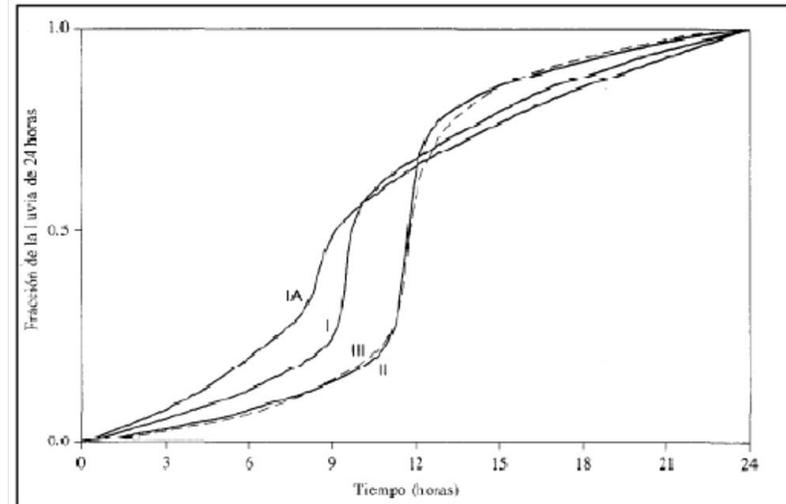


Figura 4. Hidrogramas sintéticos de SCS.

- Distribuciones de Huff: Huff desarrolló patrones de tormentas hasta áreas de 400 mi² en Illinois. Estos patrones de desarrollaron para cuatro tipos de probabilidades, desde los más severos (primer cuartil) hasta los menos severos (cuatro cuartil) (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994).
- Otras distribuciones: Existen muchas distribuciones temporales que han sido desarrolladas para diferentes zonas, sin embargo se recomienda utilizar patrones de lluvias propias de la zona.

3.2.5. Precipitaciones máximas asociadas a tiempo de retorno

La intensidad de la lluvia influye notoriamente en el uso del suelo. Las lluvias violentas pueden ocasionar importantes daños, degradación de la estructura del suelo, erosión, inundaciones, daños mecánicos en cultivos, etc.

Para el estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones, así en hidrología para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable registrada para un determinado período de retorno.

El "período de retorno o de recurrencia" (T) es el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera al valor "x", al menos una sola vez. Así, si la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno de 200 años en el observatorio de Cuatro Vientos (INM) es de 90,3

mm/24 horas, significa que es posible que un fenómeno de 90,3 mm de precipitación en 24 horas se repita o sea superado por lo menos una vez en 200 años.

Tanto para el estudio de la erosión, como para el cálculo y diseño de las estructuras de conservación de suelos e hidráulicas, es necesario el estudio de las precipitaciones máximas. El período de retorno será mayor cuanto mayor sea la importancia y la repercusión social, ecológica y económica de la obra. La necesidad de disponer de amplios períodos de retorno contrasta con la disponibilidad de series de datos climatológicos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas.

Los modelos de leyes de distribución para valores máximos más empleados son la distribución Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Método Gráfico, entre otros.

La distribución Gumbel se ha utilizado con buenos resultados para el cálculo de valores extremos de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos.

- o Método Gráfico³

Consiste en una distribución gráfica que desarrolló Weibull (1939), a partir de la cual se predicen eventos de precipitación en función del período de retorno T_r , de dichos eventos.

Para su aplicación se debe arreglar el registro de todas las intensidades de precipitación de la estación en estudio en orden decreciente, a su vez se asigna a cada dato un número de orden m , que va desde el número 1 hasta un valor n , que representa el tamaño de la muestra, seguidamente se estima el período de retorno mediante la Ecuación 6, para cada duración de precipitación (Weibull 1939; Bolinaga 1979).

$$T_r = \frac{(n + 1)}{m}$$

Ecuación 7

³ Estudio comparativo de los diferentes métodos utilizados para la predicción de intensidades máximas de precipitación para el diseño adecuado de estructuras hidráulicas. María Ramírez, Ana Ghanem, Hayde Lárez. Saber, Universidad de Oriente, Venezuela. Vol. 18. No. 2: 189-196 (2006).



o Método de Gumbel

Éste es un método estadístico para calcular los caudales máximos a partir de una serie de caudales máximos registrados en el sitio de interés. Los valores máximos se ajustan a una distribución de probabilidad acumulada de la forma:

$$F(x) = \exp - \left(-\exp \left(\frac{X - u}{\alpha} \right) \right)$$

Ecuación 8

Donde:

- X: Es el evento para el cual se presenta la probabilidad de que un valor aleatorio sea inferior a éste.
- u: Es la moda de la distribución (punto de máxima probabilidad) y está dada por la expresión:

$$u = X_m - 0.5772\alpha$$

Ecuación 9

Siendo:

- X_m la media de la serie.
- α : Es un parámetro dado por:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times S$$

Ecuación 10

Siendo S la desviación estándar de la serie.

Ven Te Chow [Referencias 3 y 6] ordenó la expresión de probabilidad para convertirla a la forma general:

$$Q_{m\acute{a}x} = \bar{Q} + K \times S_Q$$

Ecuación 11

Donde:

- $Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo para un periodo de retorno determinado [m^3/s].
- n : Número total de valores = número de años de registro.
- K : Factor de frecuencia, es función del periodo de terno y del tamaño de la muestra.

$$K = -\frac{1}{\sigma_n} \times \text{Ln} \left[-\text{Ln} \left(\frac{Tr - 1}{Tr} \right) \right] - \frac{\bar{Y}_n}{\sigma_n}$$

Ecuación 12

Donde:

- Tr : Periodo de retorno [años].
- Y_n y σ_n : Parámetros dependientes del tamaño de la muestra (n), se obtiene del Cuadro 2.
- Ln : Logaritmo natural.
- S_Q : Desviación estándar de los caudales máximos observados [m^3/s].

$$S_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n - 1}}$$

Ecuación 13

n	y_n	σ_n	N	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
5	0,4654	0,7824	36	0,5410	1,1313	74	0,5557	1,1890
6	0,4728	0,8330	37	0,5418	1,1339	76	0,5561	1,1906
7	0,4795	0,8720	38	0,5424	1,1363	78	0,5565	1,1923
8	0,4843	0,9043	39	0,5430	1,1388	80	0,5569	1,1938
9	0,4902	0,9288	40	0,5436	1,1413	82	0,5572	1,1953
10	0,4952	0,9497	41	0,5442	1,1436	84	0,5576	1,1967
11	0,4996	0,9676	42	0,5448	1,1458	86	0,5580	1,1980
12	0,5035	0,9833	43	0,5453	1,1480	88	0,5583	1,1994
13	0,5070	0,9972	44	0,5458	1,1499	90	0,5586	1,2007
14	0,5100	1,0095	45	0,5463	1,1519	92	0,5589	1,2020
15	0,5128	1,0206	46	0,5468	1,1538	94	0,5592	1,2032
16	0,5157	1,0316	47	0,5473	1,1557	96	0,5595	1,2044
17	0,5181	1,0411	48	0,5477	1,1574	98	0,5598	1,2055
18	0,5202	1,0493	49	0,5481	1,1590	100	0,5600	1,2065
19	0,5220	1,0566	50	0,5485	1,1607	150	0,5646	1,2253
20	0,5236	1,0628	51	0,5489	1,1623	200	0,5672	1,2360

21	0,5252	1,0696	52	0,5493	1,1638	250	0,5688	1,2429
22	0,5368	1,0754	53	0,5497	1,1653	300	0,5699	1,2479
23	0,5283	1,0811	54	0,5501	1,1667	400	0,5714	1,2545
24	0,5296	1,0864	55	0,5504	1,1681	500	0,5724	1,2588
25	0,5309	1,0915	56	0,5508	1,1696	750	0,5738	1,2651
26	0,5320	1,0961	57	0,5511	1,1708	1000	0,5745	1,2685
27	0,5332	1,1004	58	0,5515	1,1721	-	-	-
28	0,5343	1,1047	59	0,5518	1,1734	-	-	-
29	0,5353	1,1086	60	0,5521	1,1747	∞	0,5772	1,2826
30	0,5362	1,1124	62	0,5527	1,1770			
31	0,5371	1,1159	64	0,5533	1,1793			
32	0,5380	1,1193	66	0,5538	1,1814			
33	0,5388	1,1226	68	0,5543	1,1834			
34	0,5396	1,1255	70	0,5548	1,1854			
35	0,5403	1,1285	72	0,5552	1,1873			

Cuadro 2. Método de Gumbel. Valores de $y_n \sigma_n$.

Para calcular los valores máximos se presenta el formato de probabilidad de Gumbel. Véase Figura 5.

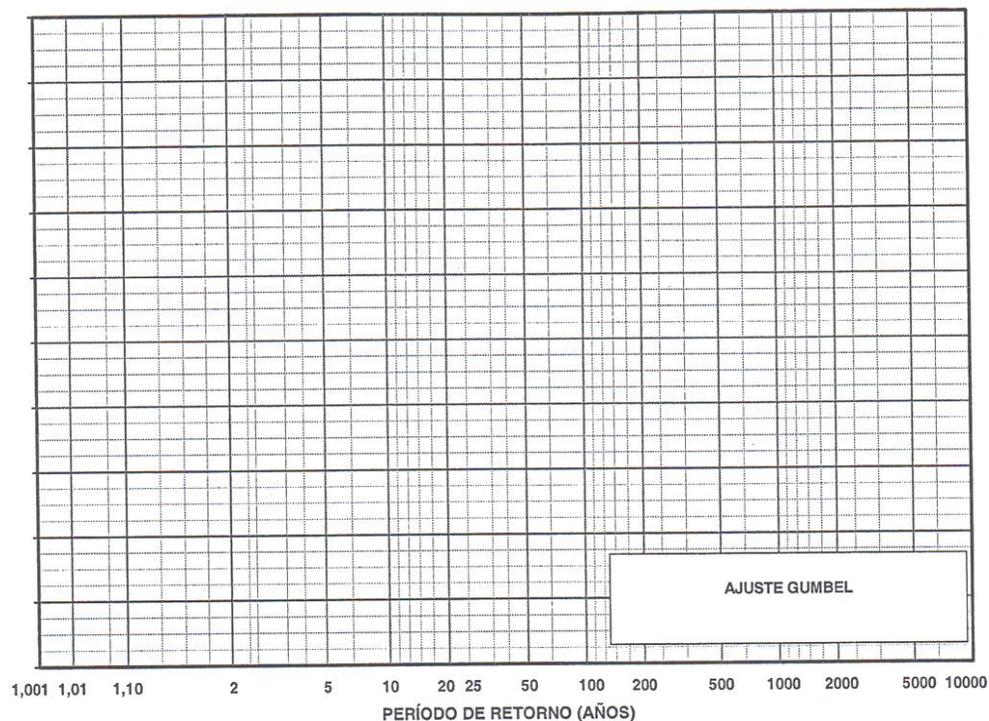


Figura 5. Gráfico de Probabilidad. Método de Gumbel.

Otro método utilizado dentro del método de Gumbel es la variable reducida, la cual se expresa de la siguiente forma:

$$Y_T = -Ln \left[Ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

Ecuación 14

El intervalo de confianza, es decir, aquel dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$, depende del tamaño de la muestra (n) y de la frecuencia de ocurrencia del evento:

$$p = 1 - \frac{1}{T_r}$$

Ecuación 15

Donde p es la probabilidad de no ocurrencia del evento.

- Si p varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m} \times \frac{S_Q}{\sigma_n \sqrt{n}}$$

Ecuación 16

Donde $\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$ es la constante que viene dada en función de la probabilidad p . Véase Cuadro 3.

- Si p es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times S_Q}{\sigma_n}$$

Ecuación 17

- La zona de p comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado en la Ecuación 16 y en la Ecuación 17, dependiendo del valor de p .



p	$\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$	p	$\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$
0,01	(2,1607)	0,55	1,1513
0,02	(1,7894)	0,60	1,5984
0,05	(1,4550)	0,65	1,7034
0,10	(1,3028)	0,70	1,8355
0,15	1,2548	0,75	2,0069
0,20	1,2427	0,80	2,2408
0,25	1,2494	0,85	2,5849
0,30	1,2687	0,90	(3,1639)
0,35	1,2981	0,95	(4,4721)
0,40	1,3366	0,98	(7,0710)
0,45	1,3845	0,99	(10,0000)
0,50	1,4427	-	-

Cuadro 3. Constante $\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$

Estudios posteriores han demostrado que los límites de confiabilidad del método de Gumbel, pueden calcularse mediante:

$$\Delta Q = \pm t_a \times S_e$$

Ecuación 18

Donde:

- ΔQ : Intervalo de confianza [m^3/s].
- t_a : Valor de la "t" de una distribución probabilística de student al nivel de confianza α . Puede obtenerse a partir de tablas estadísticas para la distribución "t" de student, como la que aparece en el Cuadro 4.

n	t_{.995}	t_{.99}	t_{.975}	t_{.95}	t_{.90}	t_{.80}	t_{.75}	t_{.70}	t_{.60}	t_{.55}
1	63,660	31,820	12,710	6,310	3,080	1,376	1,000	0,727	0,325	0,158
2	9,920	6,960	4,800	2,920	1,890	1,061	0,816	0,617	0,289	0,142
3	5,840	4,540	3,180	2,350	1,640	0,978	0,765	0,584	0,277	0,137
4	4,600	3,750	2,780	2,130	1,530	0,941	0,741	0,569	0,271	0,134
5	4,030	3,360	2,570	2,020	1,480	0,920	0,727	0,559	0,267	0,132
6	3,710	3,140	2,450	1,900	1,440	0,906	0,718	0,553	0,265	0,131



7	3,500	3,333	2,360	1,900	1,420	0,896	0,711	0,549	0,263	0,130
8	3,360	2,900	2,310	1,860	1,400	0,889	0,706	0,546	0,262	0,130
9	3,250	2,820	2,260	0,830	1,380	0,883	0,703	0,543	0,261	0,129
10	3,170	2760,000	2,230	1,810	1,370	0,879	0,700	0,542	0,260	0,129
11	3,110	2,720	2,200	1,800	1,360	0,876	0,697	0,540	0,260	0,129
12	3,060	2,680	2,180	1,780	1,360	0,873	0,695	0,539	0,259	0,128
13	3,010	2,650	2,160	1,770	1,350	0,870	0,694	0,538	0,259	0,128
14	2,980	2,620	2,140	1,760	1,340	0,868	0,692	0,537	0,258	0,128
15	2,950	2,600	2,130	1,750	1,340	0,866	0,691	0,536	0,258	0,128
16	2,920	2,580	2,120	1,750	1,340	0,865	0,690	0,535	0,258	0,128
17	2,900	2,570	2,110	1,740	1,330	0,863	0,689	0,534	0,257	0,128
18	2,880	2,550	2,100	1,730	1,330	0,862	0,688	0,534	0,257	0,127
19	2,860	2,540	2,090	1,730	1,330	0,861	0,688	0,533	0,257	0,127
20	2,840	2,530	2,090	1,720	1,320	0,860	0,687	0,533	0,257	0,127
21	2,830	2,520	2,080	1,720	1,320	0,858	0,686	0,532	0,257	0,127
22	2,820	2,510	2,070	1,720	1,320	0,858	0,686	0,532	0,256	0,127
23	2,810	2,500	2,070	1,710	1,320	0,858	0,685	0,532	0,256	0,127
24	2,800	2,490	2,060	1,710	1,320	0,857	0,685	0,531	0,256	0,127
25	2,790	2,480	2,060	1,710	1,320	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127
26	2,780	2,480	2,060	1,710	1,320	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127
27	2,770	2,470	2,050	1,700	1,310	0,855	0,684	0,531	0,256	0,127
28	2,760	2,470	2,050	1,700	1,310	0,855	0,683	0,530	0,256	0,127



29	2,760	2,460	2,040	1,700	1,310	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127
30	2,750	2,460	2,040	1,700	1,310	0,854	0,683	0,500	0,256	0,127
40	2,700	2,420	2,020	1,680	1,300	0,851	0,681	0,529	0,255	0,126
60	2,660	2,390	2,000	1,670	1,300	0,848	0,679	0,527	0,254	0,126
120	2,620	2,360	1,980	1,660	1,290	0,845	0,677	0,526	0,254	0,126
	2,580	2,330	1,960	1,645	1,280	0,842	0,674	0,524	0,253	0,126

Cuadro 4. Método de Gumbel. Intervalo de confianza. Valores de la distribución "t" de student.

S_e : Coeficiente que puede calcularse con la expresión:

$$S_e = B_t \frac{S_Q}{n}$$

Ecuación 19

Siendo:

- S_Q : Desviación estándar [m^3/s].
- n : Número de datos.
- B_t : Coeficiente que depende del coeficiente de frecuencia K y se expresa de la siguiente forma:

$$B_t = (1 + 1.3 + 1.1^2)^{1/2}$$

Ecuación 20

El caudal máximo de diseño para un cierto periodo de retorno, T_r , será igual al caudal máximo calculado en la Ecuación 11 más o menos el intervalo de confianza calculado con las expresiones: Ecuación 16, Ecuación 17 y Ecuación 18.

$$Q_D = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q$$

Ecuación 21

Donde Q_d es el caudal de diseño [m^3/s].

A continuación se indica el procedimiento de cálculo para la aplicación del método de Gumbel:

1. Se selecciona la probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno de diseño.
2. Se calcula la media, \bar{y} , y la desviación estándar, S_Q , de los caudales máximos anuales.
3. Se calcula el coeficiente de variación (C_v) dividiendo la desviación estándar de los datos de la muestra entre la media.
4. Del Cuadro 2, se obtienen los valores de \bar{Y}_n y σ_n .
5. Se obtiene el valor del coeficiente de frecuencia K aplicando la Ecuación 12.
6. Se calcula el caudal máximo para el periodo de retorno seleccionado mediante la Ecuación 11.
7. Con el valor de K se calcula el coeficiente B_t aplicando la Ecuación 20.
8. Con la Ecuación 19 se calcula el coeficiente S_e .
9. Se selecciona el nivel de confianza α .
10. Del Cuadro 4 se obtiene t_α .
11. Con la probabilidad de no ocurrencia del evento se obtiene la constante $\sqrt{n \times \alpha \times \sigma_m}$ del Cuadro 3.
12. Se calcula el intervalo de confianza ΔQ aplicando la Ecuación 16, Ecuación 17 y Ecuación 18, y se selecciona el que a criterio del hidrólogo sea el más indicado.
13. Se calcula el valor del caudal de diseño sumando al máximo el intervalo de confianza.

o Método de Log-Person⁴

Foster desarrolló este método en el año 1924, el cual consiste principalmente en transformar los valores extremos X en sus correspondientes logaritmos, según se expresa en la Ecuación 22, con la diferencia de que el valor de K no solo depende de Tr , sino que

⁴ Estudio comparativo de los diferentes métodos utilizados para la predicción de intensidades máximas de precipitación para el diseño adecuado de estructuras hidráulicas. María Ramírez, Ana Ghanem, Hayde Lárez. Saber, Universidad de Oriente, Venezuela. Vol. 18. No. 2: 189-196 (2006).

también es función del coeficiente de asimetría g , el cual indica que tan separados están los datos o valores de la distribución con respecto a la normal de Gauss (Foster 1924; Bolinaga 1979; Helsel 1992)

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{X} + K \cdot S_{\text{Log } X}$$

Ecuación 22

3.2.6. Ajustes de una distribución de probabilidad

Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en los parámetros asociados. El ajuste de distribuciones puede llevarse a cabo por el método de los momentos ó el método de la máxima verosimilitud (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994).

o Método de los momentos

En 1902 Karl Pearson consideró que unos buenos estimativos de los parámetros de una función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos correspondientes de la información de la muestra. Tal como se muestra en la Figura 6, si a cada uno de los valores de la información se le asigna una "masa" hipotética igual a su frecuencia relativa de ocurrencia ($1/n$) y si se imagina que este sistema de masas rota alrededor del origen $x=0$, entonces el primer momento de cada observación x_i alrededor del origen es el producto de su brazo de momento x_i y de su masa $1/n$, y la suma de estos momentos para toda la información es la media de la muestra (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994).

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x}$$

Ecuación 23

Esto es equivalente al centroide de un cuerpo. El centroide correspondiente de la función de probabilidad es (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994):

$$\mu = \int_{-\alpha}^{\alpha} xf(x)dx$$

Ecuación 24

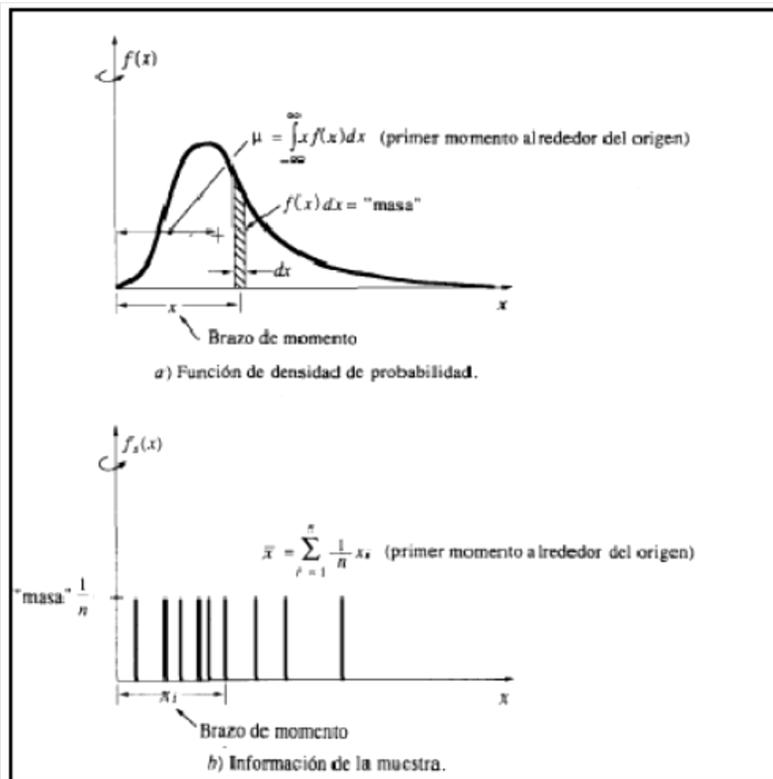


Figura 6. Método de los momentos.

- o Método de la máxima verosimilitud

Este método fue desarrollado por R.A. Fisher (1922). El mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad debería ser el valor que maximizará la verosimilitud o probabilidad conjunta de ocurrencia de la muestra observada. Supóngase que el espacio muestral se divide en intervalos de longitudes dx y se toma una muestra de observaciones

independientes e idénticamente distribuidas x_1, x_2, \dots, x_n . El valor de la densidad de probabilidad para $X=x_i$ es $f(x_i)$, y la probabilidad de que la variable aleatoria ocurra en el intervalo que incluye x_i es $f(x_i) dx$. Debido a que las observaciones son independientes, su probabilidad de ocurrencia conjunta está dada por la ecuación $P(A \cap B) = P(A)P(B)$ como el producto de $f(x_1)dx f(x_2)dx \dots f(x_n)dx = [\prod_{i=1}^n f(x_i)dx]$, y puesto que el tamaño del intervalo dx es fijo, el maximizar la probabilidad conjunta de la muestra observada es equivalente a maximizar la función de verosimilitud (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994):

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i)$$

Ecuación 25

o Pruebas de bondad

La bondad del ajuste de una distribución de probabilidad puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada. Para la función de frecuencia relativa se utiliza la prueba chi-cuadrado (X^2). La prueba X^2 está dada por la siguiente expresión (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994):

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^n \frac{n[f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)}$$

Ecuación 26

Donde:

- n : Número de intervalos.
- $nf_s(x_i)$: Número de ocurrencias observadas en el intervalo i .
- $np(x_i)$: Número esperado de ocurrencias en el intervalo i .

Para describir la prueba X^2 , debe definirse la distribución de probabilidad X^2 . Una distribución con v grados de libertad es la distribución para la suma de los cuadrados de v variables aleatorias normales estándar independientes z_i ;

esta suma es la variable aleatoria (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994):

$$X_v^2 = \sum_{i=1}^v z_i^2$$

Ecuación 27

La función de distribución x_v^2 depende de los grados de libertad ($v=m-p-1$), donde p es el número de parámetros utilizados en la distribución analizada y del grado de confianza seleccionado ($1-\alpha$). La hipótesis nula para la prueba es que la distribución de probabilidad propuesta ajuste adecuadamente a la información. Esta hipótesis se rechaza si el valor es x_c^2 mayor x_v^2 . (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994).

- Prueba X^2

La prueba x^2 es la más popular de las pruebas de bondad del ajuste. Fue propuesta por Karl Pearson en 1900.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase, como se muestra en el Cuadro 5 para los datos del ejemplo anterior, donde se ha escogido $k=6$.

Intervalo	Límite inferior	Límite superior	Marca de clase	Número observado
i	I_i	S_i		θ_i
1	0	1400	700	0
2	1400	2800	2100	11
3	2800	4200	3500	5
4	4200	5600	4900	3
5	5600	7000	6300	4
6	7000	8400	7700	2
				$\Sigma=n=25$

Cuadro 5. Intervalos de clase.

Posteriormente se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \epsilon_i)^{2/\epsilon_i}$$

Ecuación 28

Donde θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ϵ_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ϵ_i se calcula como:

$$\epsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Ecuación 29

Donde $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

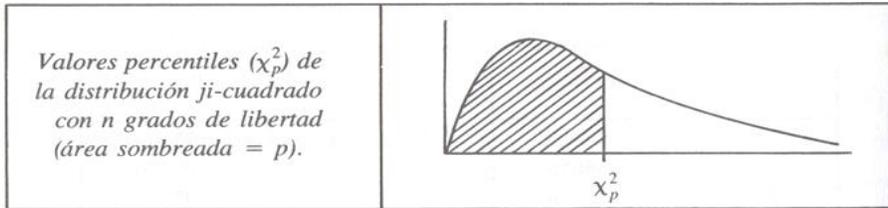
Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v=k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$$

Ecuación 30

El valor de $\chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene del Cuadro 6 de la función de distribución χ^2 :



n	$\chi_{0.995}^2$	$\chi_{0.99}^2$	$\chi_{0.975}^2$	$\chi_{0.95}^2$	$\chi_{0.90}^2$	$\chi_{0.75}^2$	$\chi_{0.50}^2$	$\chi_{0.25}^2$	$\chi_{0.10}^2$	$\chi_{0.05}^2$	$\chi_{0.025}^2$	$\chi_{0.01}^2$	$\chi_{0.005}^2$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	0.455	0.102	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	0.575	0.211	0.103	0.0506	0.0201	0.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	0.584	0.352	0.216	0.115	0.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.78	5.39	3.36	1.92	1.06	0.711	0.484	0.297	0.207
5	16.7	15.1	12.8	11.1	9.24	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	0.831	0.554	0.412
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	0.872	0.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.17	1.69	1.24	0.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.3	7.58	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.3	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.1	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.8	30.6	27.5	25.0	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.26	5.23	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.7	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.4	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.26	7.43
21	41.4	38.9	35.5	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.03
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.3	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.3	24.3	19.9	16.5	14.6	13.1	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.6	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.6	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	42.9	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.1	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

Cuadro 6. Valores percentiles de X^2

Los valores de la α que se usan normalmente son del 10.5 y 1%. El valor de α , en la teoría estadística es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula

H_0 : La función de distribución de probabilidad es $D(\alpha, \beta, \dots)$

Ecuación 31

cuando en realidad es cierta, es decir de cometer un error tipo I. En la Ecuación 31, D es la función de distribución de probabilidad considerada y α β ,... son sus parámetros.

3.3. MÉTODOS DE INFILTRACIÓN

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface la deficiencia de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie, y posteriormente superado cierto nivel de humedad, pasa a formar parte del agua subterránea, saturando los espacios vacíos.

Los métodos de infiltración tienen como finalidad determinar la cantidad de agua que escurre y la cantidad de agua que es absorbida por el suelo.

3.3.1. Método del SCS

El volumen de escurrimiento (Q) depende del volumen de la precipitación (P) y del volumen de retención (F), donde F es la diferencia entre los volúmenes de precipitación y de escurrimiento. Existe otro tipo de volumen de precipitación que se presenta al comienzo de la tormenta pero que no aparecerá como escurrimiento, a este volumen se le llama abstracción inicial (Ia). La SCS asumió la siguiente relación de precipitación- escurrimiento, que se esquematiza en la Figura 7.

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - Ia}$$

Ecuación 32

En donde S es la retención máxima potencial. La retención (F), cuando la abstracción inicial (Ia) es considerada como:

$$F = (P - Ia) - Q$$

Ecuación 33

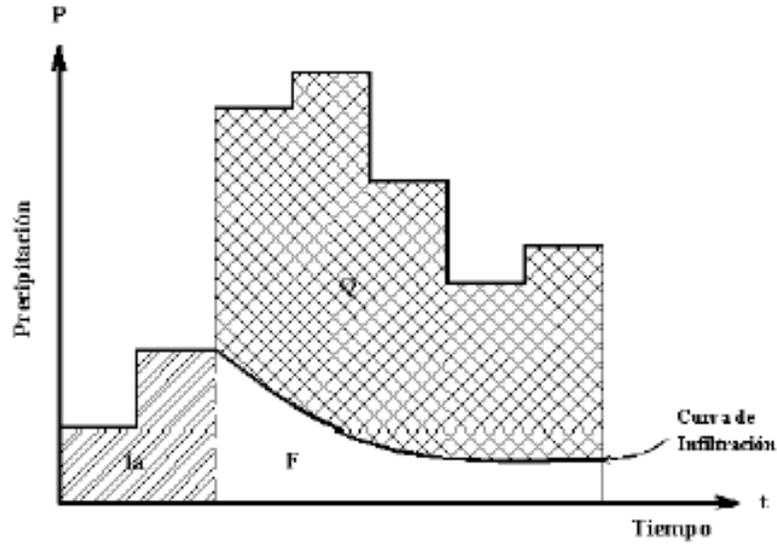


Figura 7. Relación entre precipitación, escurrimiento y retención.

La cual se sustituye en la Ecuación 32, se obtendrá:

$$\frac{(P - Ia) - Q}{S} = \frac{Q}{P - Ia}$$

Ecuación 34

Si se despeja Q de la Ecuación 34, se tendrá:

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

Ecuación 35

Los términos de la Ecuación 35 se explican en la Figura 8, donde se esquematiza la curva masa de Q vs P. El volumen de la precipitación es separado en tres partes: la abstracción inicial, la retención y el escurrimiento.

La abstracción inicial está en función de características y usos del suelo. Un análisis empírico hecho por la SCS encontró que la mejor forma para estimar I_a era:

$$I_a = 0.2S$$

Ecuación 36

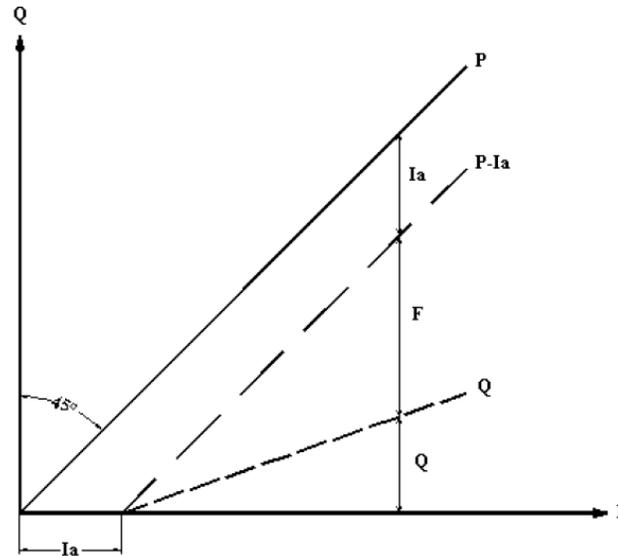


Figura 8. Representación de una curva Masa de la Relación Precipitación-Escorrentamiento del SCS.

A partir de la Ecuación 36 se realizó una investigación (Aparacio Mijares 1989), donde se concluyó que ésta no puede ser correcta bajo todas las circunstancias. Sin embargo dicha ecuación resulta de gran utilidad, ya que si se sustituye la igualdad de I_a en la Ecuación 35 se obtiene:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.85}$$

Ecuación 37

Se puede observar que la Ecuación 35 se tenía dos incógnitas, I_a y S , mientras que en la Ecuación 37 se redujo a una sola incógnita, S . Para la

obtención del valor S estudios empíricos determinan que su cálculo se puede obtener a través de:

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

Ecuación 38

Donde CN es el número de curva escurrimiento. Este valor está en función del uso del suelo y otros factores que afectan el escurrimiento y la retención (véase Cuadro 2).

Los conceptos mencionados permitirán conocer el comportamiento de una cuenca ante una precipitación. Esto quiere decir, que se sabrá el volumen de agua que retiene una cuenca por infiltración del suelo, así como el volumen escurrido del cual se partirá para el diseño del proyecto.

3.3.2. Métodos con base a la relación lluvia – escurrimiento directo

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y volumen de escurrimiento en una cuenca las pérdidas se pueden calcular de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_p = V_{II} - V_{ed}$$

Ecuación 39

Donde:

- V_p : Volumen de pérdidas [m^3].
- V_{II} : Volumen de lluvia [m^3].
- V_{ed} : Volumen de escurrimiento directo [m^3].

Si ambos miembros de la ecuación anterior se dividen entre el área de la cuenca se obtiene:

$$F = I - R$$

Ecuación 40

- F: Infiltración o lámina de pérdidas acumuladas
- I: Altura de lluvia acumulada
- R: Escurrimiento directo acumulado.



Descripción del uso de la tierra	A	B	C	D
Tierra cultivada: Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Sin tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de río: Condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena	45 25	66 55	77 70	83 77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. Óptimas condiciones: Cubierta de pasto en 75% o más Aceptables condiciones: Cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable	77	85	90	92
1/8 acre o menos 65	61	75	83	87
1/4 acre 38	57	72	81	86
1/3 acre 30	54	70	80	85
1/2 acre 25	51	68	79	84
1 acre 20				
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentos con cuneras y alcantarillas	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Cuadro 7. Números de curvas de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia=0.2 S)

Si a su vez la ecuación anterior se deriva con respecto al tiempo, se tiene:

$$F = i - r$$

Ecuación 41

Donde r es la lámina de escurrimiento directo por unidad de tiempo.

Para ello se usan comúnmente dos tipos de criterios en cuencas aforadas:

- Capacidad de infiltración media

En este criterio se supone que la capacidad de infiltración es constante durante la tormenta. A esta capacidad de infiltración media Φ . Cuando se tiene un registro simultáneo de precipitación y escurrimiento de una tormenta, el índice de infiltración media se calcula de la siguiente manera:

- a. A partir del hidrograma de la avenida se separa el flujo o caudal base y se calcula el volumen de escurrimiento.
- b. Se calcula la altura de lluvia exceso o efectiva i_{ef} . El índice de infiltración media Φ será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hidrograma.

$$i_{ef} = \frac{V_{ed}}{AC}$$

Ecuación 42

- c. Se calcula el índice de infiltración media Φ trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que queden arriba de esa línea sea igual a i_{ef} . El índice de infiltración media Φ será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hietograma.

- Coeficiente de escurrimiento

Se asume que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia.

$$V_{ed} = K * V_s$$

Ecuación 43

Donde:

K: coeficiente de escurrimiento.

3.3.3. Métodos empíricos

- o Método de Kostiakov (1932)

Kostiakov propuso un modelo exponencial.

$$f = at^b, \text{ para } t \rightarrow \infty f = f_{\text{básica}}$$

Ecuación 44

Donde

- f: Velocidad de infiltración [m/s].
- a y b: Coeficiente de ajuste.
- t: Tiempo transcurrido desde el inicio de la infiltración llamado también tiempo de oportunidad o tiempo de contacto del agua con el suelo [min].
- $f_{\text{básica}}$: Tasa de infiltración correspondiente a la situación en que la variación entre dos valores consecutivos de f no sobrepasen el 10%.

$$F = \int f - \int at^b dt$$

Ecuación 45

$$F = \frac{at^{b+1}}{b+1} \text{ si } A = \frac{a}{b+1} \text{ y } B = b+1 \text{ entonces } F = At^B$$

Ecuación 46

Donde:

F: Lámina total infiltrada en el tiempo t desde el inicio de la infiltración.

$$F = At^B$$

Ecuación 47

Entonces linealizando la ecuación anterior:

$$\text{Log } F = \log A + B \log t$$

Ecuación 48

Ecuación de una recta: $Y = \log F$, $Ao = \log A$, $B = B$, $X = \log t$

Donde:

$$B = \frac{n(\sum xy) - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

Ecuación 49

$$A = \text{anti log}(Ao) - \text{anti log} \frac{(\sum y)}{n} - B \frac{(\sum x)}{n}$$

Ecuación 50

$$r^2 = \frac{\sum xy - (\sum x \sum \frac{y}{n})^2}{(\sum x^2 - (\sum x)^2/n) (\sum y^2 - (\sum y)^2/n)}$$

Ecuación 51

- o Método de Horton (1940)

Horton supuso que el cambio en la capacidad de infiltración puede ser considerada proporcional a la diferencia entre la capacidad de infiltración actual y la capacidad de infiltración final, introduciendo un factor de proporcionalidad K.

$$fp = fc + (f_0 - fc)^{-kt}$$

Ecuación 52

Donde:

- f_p : Capacidad de infiltración [mm/h].
- K : Factor de proporcionalidad llamado también parámetros de decrecimiento.
- f_c : Capacidad de infiltración final [mm/h].
- f_0 : Capacidad de infiltración inicial para $t=0$ [mm/h].
- t : Tiempo transcurrido desde el inicio de la infiltración [min].

El volumen infiltrado F en milímetros correspondiente a cualquier tiempo t , es igual a:

$$F = \int_0^t \frac{fp}{60} dt = \frac{fc \cdot t}{60} + \frac{(fo - fc)}{60k} (1 - e^{-kt})$$

Ecuación 53

Al transformar la ecuación de Horton a una forma logarítmica se obtiene que:

$$\log(fp - fc) = \log(fo - fc) - k \log e, t$$

Ecuación 54

Tipo de Suelo		Fo	fc	K
		mm/h	mm/h	min ⁻¹
Agrícola	Desnudo	280	6-220	1.60
	cubierto de vegetación	900	20-290	0.80
Turba		325	feb-20	1.80
Areno-Arcilloso	Desnudo	210	feb-25	2.00
	cubierto de vegetación	670	oct-30	1.40

Cuadro 8. Capacidad de infiltración de un suelo.

Finalmente Eagleson y Raudkivi demostraron que la ecuación de Horton puede derivarse a partir de la ecuación de Richard. Los parámetros de las ecuaciones anteriores son estimados para casos particulares y en condiciones iniciales y de fronteras dadas.

3.4. HIDROGRAMA UNITARIO

Es el hidrograma de escorrentía superficial total resultante de un volumen unitario de lluvia neta, uniformemente distribuido en espacio y tiempo. La altura d de la lluvia neta, equivale a la altura de escorrentía superficial total del hidrograma unitario.

$$dxA = \int_0^t QE dt$$

Ecuación 55

Donde:

- d : Lluvia neta total [mm].
- A : Área de drenaje [km²].
- QE : Escorrentía superficial total [m³/sg].
- T : Tiempo del hidrograma unitario de la hoya [hr].

Existen dos suposiciones básicas en la teoría del hidrograma unitario:

- Las variaciones estacionales en las características superficiales de la hoya no se tienen en cuenta. Es decir, que se considera que las precipitaciones antecedentes no influyen en la distribución en el tiempo de la escorrentía superficial producida por una lluvia determinada.
- Para calcular la escorrentía superficial producida por cualquier otra lluvia neta, diferente de una lluvia neta unitaria, se supone que el sistema es lineal y no varía en el tiempo.

Estos son los principios de una herramienta útil en la transformación de datos de lluvia en caudal, el hidrograma unitario.

La definición del hidrograma unitario dada por Sherman es "Si una lluvia dada con una duración de un día, produce un volumen de escurrimiento equivalente a una pulgada por el área de la cuenca, el hidrograma que

muestra la forma en la que el escurrimiento ocurrió puede considerarse como el hidrograma unitario para la cuenca considerada”.

A partir de la idea de Sherman, la definición ha sido modificada ligeramente, de forma que resulta más apropiada para su uso práctico. Éste es: el hidrograma unitario asociado a una duración, d , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una escorrentía unitaria (la unidad más frecuentemente utilizada es el milímetro), distribuido uniformemente en la cuenca y en el tiempo, d . Véase Figura 9.

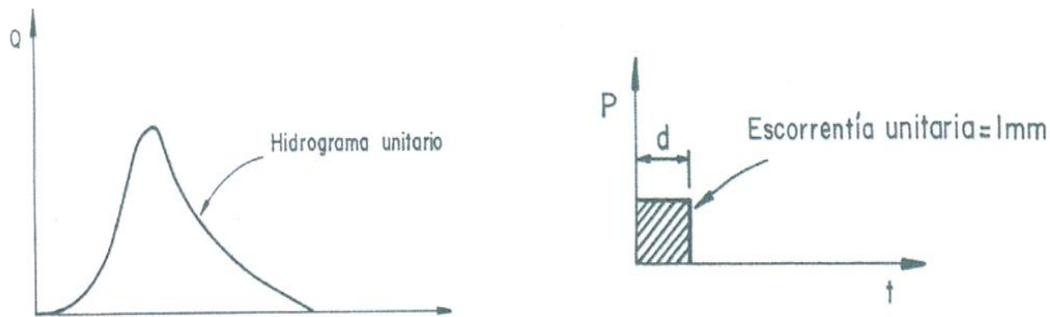


Figura 9. Hidrograma unitario.

Existen dos tipos principales de técnicas para determinar el hidrograma unitario:

- La primera, puede quedar representada por el método llamado simplemente del “hidrograma unitario”, este método en su desarrollo sólo tiene en cuenta las hipótesis y consideraciones teóricas del hidrograma unitario tradicional.
- La segunda permite determinar el hidrograma unitario en una cuenca no aforada, con sólo conocer las características hidrológicas de las cuencas vecinas y/o algunos datos físicos de la cuenca, como son el área, tipo y uso del suelo, longitud y pendiente del cauce principal.

La teoría del hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis:

- La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca.
- El tiempo base del hidrograma de escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso de duración unitaria es constante.

- Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.
- Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario se integrarán todas las características físicas de la misma.

Para que la lluvia esté distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca depende fundamentalmente del tamaño de la misma, por lo que, en general, la aplicación del método a cuencas con un área mayor que la que ocupa una tormenta aislada da resultados aproximados que deben considerarse sólo como un promedio. Los límites superior e inferior del área de la cuenca en la cual puede aplicarse el método varían entre 5000km^2 y $4,0\text{km}^2$ [Referencia 5].

Este método puede considerarse como el de mayor difusión dentro del grupo de modelos lineales de caja negra.

De acuerdo con Dodge [Referencia 3], un sistema puede definirse como una estructura o mecanismo que relaciona en el tiempo una entrada o estímulo y una salida o respuesta.

Cuando se analiza el sistema (en este caso, la cuenca), tratando de encontrar las leyes que rigen la transformación de las entradas (precipitación) en salidas (escurrimiento) sin tomar en cuenta explícitamente las características del sistema, se dice que los modelos que resultan son de caja negra [Referencia 7]. Véase Figura 10.

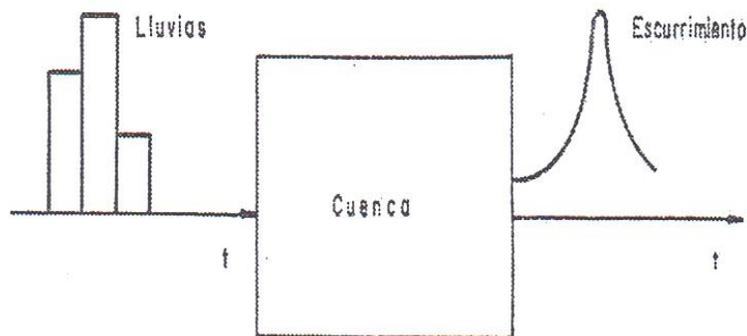


Figura 10. Aplicación del concepto de sistema a la relación lluvia-escurrimiento.

3.4.1. Métodos matriciales. Hidrograma unitario instantáneo

Considerándose los siguientes hietogramas de la Figura 11:

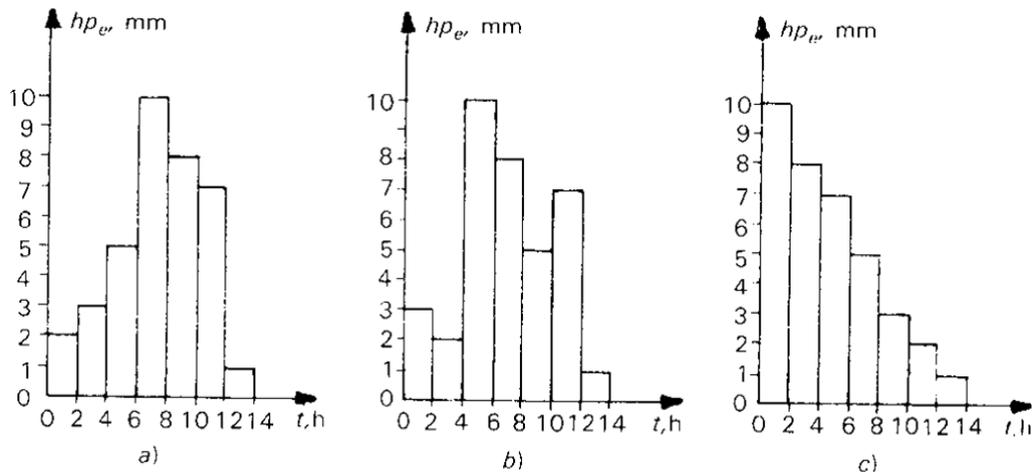


Figura 11. Hietogramas de lluvia efectiva.

Se observa que tanto la altura total de lluvia efectiva como la duración en exceso ($d_e=14h$) es igual en los tres hietogramas. Por lo tanto, si se tiene un hidrograma unitario para esta duración en exceso, podrían obtenerse los respectivos hidrogramas de escurrimiento directo. Sin embargo, en este caso los tres hidrogramas resultarían exactamente iguales, lo que no sucede en la realidad. El método del hidrograma unitario instantáneo toma en cuenta este problema, es decir, la distribución temporal de la lluvia.

Sea el hidrograma unitario para duración en exceso d_e mostrado en la Figura 12a. Si se presenta una tormenta como la de la Figura 12b, con varios periodos lluviosos, cada uno de ellos de duración en exceso d_e , entonces, de acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos, los hidrogramas producidos por cada barra del hietograma serán los mostrados en la Figura 12c, d y e, y el hidrograma de la tormenta completa será el mostrado en la Figura 12f.

Así, si U_i es la i -ésima ordenada del hidrograma unitario (Figura 12a) y P_j es la j -ésima lluvia del hietograma (Figura 12b), las ordenadas Q_i del hidrograma (Figura 12f) son, en este caso:

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1$$

$$Q_3 = P_1 U_3 + P_2 U_2 + P_3 U_1$$

$$Q_4 = \quad P_2 U_3 + P_3 U_2$$

$$Q_5 = \quad P_3 U_3$$

Ecuación 56

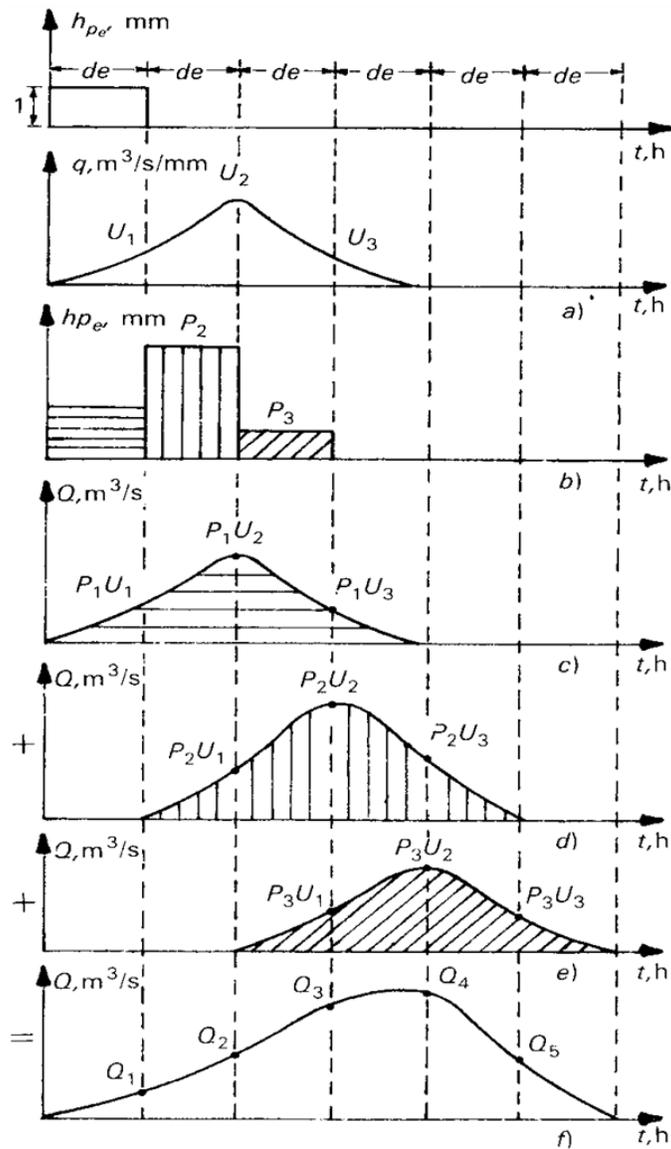


Figura 12. Superposición de hietogramas e hidrogramas unitarios.

En general, la k-ésima ordenada del hidrograma, Q_k , es:

$$Q_k = \sum_{j=1}^k P_j U_{k-j+1}$$

Ecuación 57

Considerándose el problema inverso, es decir, se conoce el hidrograma (Figura 12f) y la precipitación (Figura 12b) y se desea obtener un hidrograma unitario como el de la Figura 12a.

El sistema de ecuaciones (Ecuación 56) sigue siendo válido; este sistema se puede escribir como:

$$P \{U\} = \{Q\}$$

Ecuación 58

Donde:

$$P = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 \\ P_3 & P_2 & P_1 \\ 0 & P_3 & P_2 \\ 0 & 0 & P_3 \end{bmatrix}; \{U\} = \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix}; \{Q\} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{Bmatrix}$$

La incógnita es entonces el vector $\{U\}$. Sin embargo, en el sistema de la Ecuación 56 se tendrían cinco con tres incógnitas, por lo que el sistema es indeterminado y no existen valores de $\{U\}$ que satisfagan simultáneamente las cinco ecuaciones. Así, para tener una solución del sistema de la ecuación Ecuación 58 es necesario aceptar un cierto error en cada uno de los componentes de $\{U\}$; naturalmente, es deseable que dicho error sea mínimo posible. Se puede demostrar [Referencia 10] que se comete el mínimo error posible en los valores de $\{U\}$ si la Ecuación 58 se premultiplica por la matriz traspuesta de P:

$$P^T P \{U\} = P^T \{Q\}$$

Ecuación 59

Lo que en este caso resultaría:

$$\begin{bmatrix} P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 & P_1P_2 + P_2P_3 & P_1P_3 \\ P_1P_2 + P_2P_3 & P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 & P_1P_2 + P_2P_3 \\ P_1P_3 & P_1P_2 + P_2P_3 & P_1^2 + P_2^2 + P_3^2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1Q_1 + P_2Q_2 + P_3Q_3 \\ P_1Q_2 + P_2Q_3 + P_3Q_4 \\ P_1Q_3 + P_2Q_4 + P_3Q_5 \end{Bmatrix}$$

Ecuación 60

El sistema de la Ecuación 60 es ya un sistema determinado, con una solución única. Esta solución proporciona el valor del vector $\{U\}$ buscado. Nótese que en el caso del hidrograma unitario instantáneo, como en el tradicional, siempre debe especificarse la duración en exceso, que es la duración de las barras del hietograma de la Figura 12b. Sin embargo, en contraposición con el hidrograma unitario tradicional, en el instantáneo se tiene una mayor flexibilidad en el manejo de esta duración en exceso, pudiéndose reducir tanto como se desee. Asimismo, en todos los casos el número de ordenadas del hidrograma final N_Q está ligado con el número de barras del hietograma N_P , y al número de ordenadas del hidrograma unitario N_U por medio de la ecuación:

$$N_Q = N_P + N_U - 1$$

Ecuación 61

Con esta ecuación es posible saber de antemano el número de ordenas que tendrá el hidrograma unitario y, por lo tanto, el orden de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (Ecuación 59 y Ecuación 60).

También conviene hacer notar que, bajo ciertas circunstancias, la solución de sistemas de la Ecuación 60 produce algunas ordenadas negativas del hidrograma unitario. Aunque existen procedimientos de optimización que evitan este tipo de problemas, desde el punto de vista práctico podría ser suficiente obligar a que dichas ordenadas sean nulas, corrigiendo en consecuencia el volumen del hidrograma unitario pero respetando el valor del pico.

3.4.2. Hidrograma unitario del U.S. Soil Conservation Service (SCS)

- Hidrograma unitario triangular

De acuerdo con la geometría del hidrograma mostrado en la Figura 13 el caudal pico del hidrograma unitario se define como:

$$q_p = 0.2083 \frac{A \times E}{t_p}$$

Ecuación 62

Donde:

- q_p : Caudal unitario máximo [m^3/sg por mm de escorrentía].
- A : Área de la cuenca [km^2].
- t_p : Tiempo al pico medido desde el comienzo del hidrograma unitario [hr].
- E = Escorrentía unitaria.

El tiempo pico, t_p , se obtiene con la expresión:

$$t_p = \frac{d}{2} + t_1$$

Ecuación 63

Donde:

d : Duración del exceso de precipitación unitaria [hr].

t_1 : Tiempo de retraso [hr].

$$t_1 = 0.6t_c$$

Ecuación 64

Donde:

$0.6t_c$: Es un factor empírico deducido del estudio de varias cuencas y adoptados por el Soil Conservation Service, que se define como el tiempo en horas desde el punto medio del exceso de precipitación hasta el pico.

Sustituyendo la Ecuación 63 se obtiene:

$$t_p = \frac{d}{2} + 0.6t_c$$

Ecuación 65

Si no se conoce la duración del exceso de la precipitación unitaria, d , puede estimarse a partir de la expresión [Referencia 8].

$$d = 0.133t_c$$

Ecuación 66

En las ecuaciones anteriores, t_c , es el tiempo de concentración, medido en horas, el cual fue definido en el numeral 3.1.2., dándose algunas expresiones para determinarlo.

El ancho de la base del hidrograma unitario en horas está definido por:

$$t_b = \frac{8}{3}t_p$$

Ecuación 67

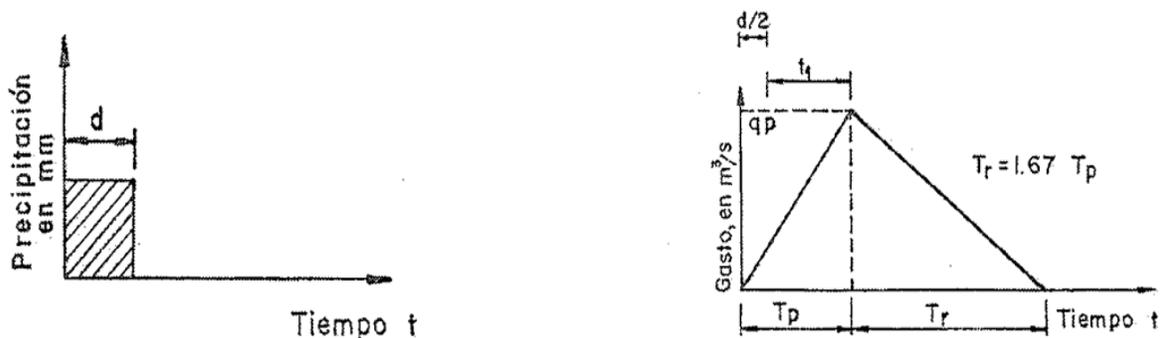


Figura 13. Hidrograma unitario triangular.

○ Hidrograma unitario adimensional

El hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service [Referencias 8 y 9] permite definir con mayor detalle la forma del hidrograma. Véase Figura 14 y Figura 15.

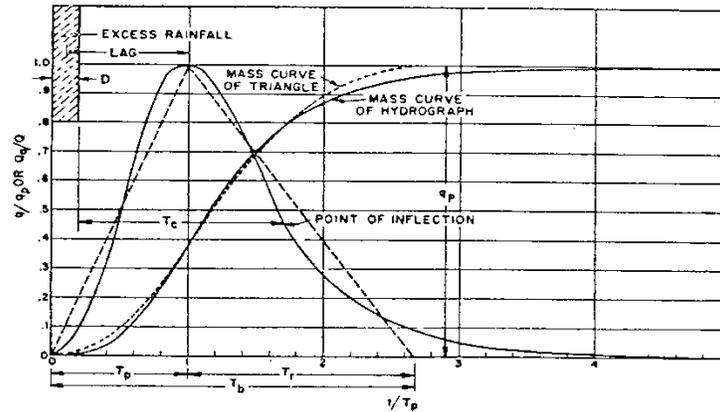


Figura 14. Hidrograma unitario adimensional del US Soil Conservation Service.

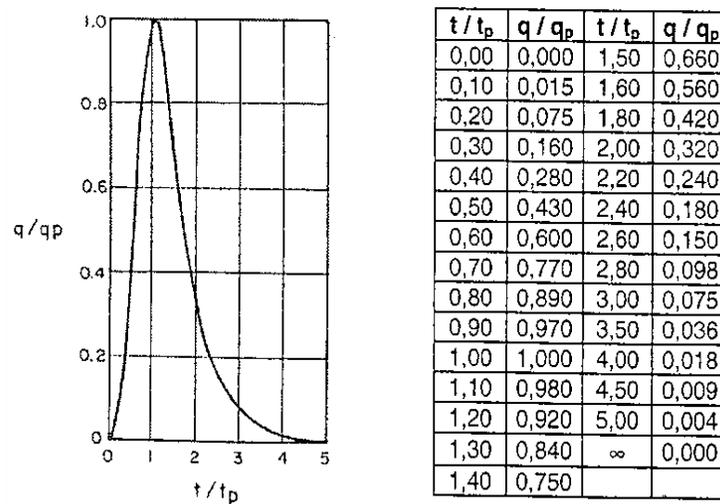


Figura 15. Hidrograma unitario.

El caudal pico, q_p , y el tiempo al pico, t_p , se estiman mediante la Ecuación 62 y la Ecuación 65, definidas para el hidrograma unitario triangular.

Conocidos q_p y t_p , el hidrograma se obtiene con ayuda de la Figura 14 de la siguiente manera:

1. Se escoge un valor t/t_p y con la Figura 14 se obtiene q/q_p .
2. Del valor de q/q_p se despeja el valor de q , ya que se conoce q_p .
3. Del valor de t/t_p seleccionado se despeja el valor de t , ya que se conoce t_p .
4. Se repiten los pasos anteriores tantas veces como sea necesario para definir la forma del hidrograma.

Cualquier modificación en el hidrograma unitario adimensional que conlleve cambios en el porcentaje del volumen de escorrentía bajo su rama creciente produce variaciones en el factor de forma asociado al hidrograma unitario triangular, y por tanto la constante también cambia. Para las cuencas consideradas por el SCS, el factor del caudal pico varió desde 300, en terrenos llanos, hasta 600, en zonas de pendientes empinadas, véase tabla adjunta. De los anterior se deduce que si se utiliza un hidrograma unitario adimensional diferente al derivado por el SCS, el factor del caudal pico cambia de valor y, por consiguiente, dicho caudal será distinto del que se obtiene con la Ecuación 62.

Descripción general	Factor pico		Relación de limbos (recesión ascendente)
	Unidades inglesas	Sistema internacional (Ecuación 3.47)	
Áreas urbanas; pendientes fuertes	575	0,2475	1,25
Básico del SCS	484	0,2083	1,67
Áreas mixtas (urbana y rural)	400	0,1721	2,25
Áreas rurales, colinas onduladas	300	0,1291	3,33
Áreas rurales, pendientes suaves	200	0,0860	5,50
Áreas rurales, muy planas	100	0,043	12,00

Variación del factor de caudal pico.

3.4.3. Hidrograma unitario de Synder

Synder en 1938 analizó un gran número de hidrogramas de cuencas de drenaje en los Montes Apalaches en los Estados Unidos, cuyas áreas oscilan en un rango entre 10 y 10.000 millas cuadradas y desarrolló una serie de relaciones empíricas, particularmente usadas en el estudio de las características de la escorrentía en áreas de drenaje donde no se dispone de

registro de caudales y en la modificación o complemento de los registros de escorrentía disponibles [Referencias 6 y 10]. El grupo de ecuaciones deducidas por Synder son las siguientes: (Véase Figura 16)

$$t_1 = c_t(L \times Lc)^{0.3}$$

Ecuación 68

$$t_r = \frac{t_1}{5.5}$$

Ecuación 69

$$q_p = \frac{C_p \times A}{t_1}$$

Ecuación 70

$$t_{1R} = t_1 + 0.25(t_R - t_r)$$

Ecuación 71

$$q_{pR} = \frac{C_p \times A}{t_{1R}}$$

Ecuación 72

Donde:

- t_1 : Tiempo de retraso, medido desde el punto medio de la duración de la lluvia unitaria, t_n , hasta el pico del hidrograma [hrs].
- t_r : Duración unitaria de la lluvia adoptada por Synder [hrs]. Para lluvias con esta duración, encontró que el pico del hidrograma unitario q_p , estaba dado por la Ecuación 70. En caso de utilizar otra duración t_R , el pico del hidrograma unitario se determina por medio de la Ecuación 71 y la Ecuación 72.

- t_R : Duración unitaria de la lluvia adoptada en el estudio específico diferente a la unitaria estándar, t_r , [hrs].
- t_{1R} : Tiempo de retraso, medido desde el punto medio de la duración unitaria de la lluvia, t_r , al pico del hidrograma unitario, [hrs].
- q_p : Caudal pico del hidrograma unitario para la duración unitaria de lluvia, t_r , [m^3/s].
- q_{pR} : Caudal pico del hidrograma unitario para la duración unitaria de lluvia, t_R , [m^3/s].
- A : Área de drenaje [km^2].
- L_c : Longitud del río desde el centro de gravedad del área de drenaje hasta el punto de interés [km].
- L : Longitud del río desde el límite superior de la cuenca hasta el punto de interés [km].
- C_t y C_p : Coeficientes que dependen de las unidades y las características de la cuenca.

Los valores medio de C_p y C_t son respectivamente 0.63 y 2.0 en las zonas altas de las montañas Apalaches; y un rango extremo de estos valores van desde 0.94 y 0.40 en el Sur de California hasta 0.61 y 8.0 en los estados al este del Golfo de México. Synder indicó que el coeficiente C_t está afectado por la pendiente de la cuenca. Taylor y Schwarz [Referencias 3 y 11] encontraron, de un análisis de 20 cuencas en los Estados del Norte y Medio Atlántico, que $C_t=0.6/\sqrt{S}$, donde S es la pendiente media de la cuenca. Linsley, Kohler y Paulhus [Referencia 10], encontraron una expresión para el tiempo de retraso involucrando la pendiente, como:

$$t_1 = C_t \left[\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right]^n$$

Ecuación 73

Donde:

- n : 0.38.
- C_t : 1.2 para áreas de drenaje montañosas, 0.72 para áreas de colinas cercanas a una montaña y 0.35 para valles.

El ancho W_{75} del hidrograma unitario en el 75% del caudal pico, en horas y el ancho W_{50} en el 50% del caudal pico, en horas, pueden ser estimados de las siguientes fórmulas empíricas desarrolladas por el U.S. Army Corps of Engineers [Referencia 2].

$$W_{75} = 0.13 \left[\frac{A}{q_{pR}} \right]^{1.08}$$

Ecuación 74

$$W_{50} = 0.23 \left[\frac{A}{q_{pR}} \right]^{1.08}$$

Ecuación 75

Donde:

- A: Área de drenaje [km²].
- q_{pR}: Caudal pico del hidrograma unitario [m³/s].

El tiempo base del hidrograma unitario, t_b, en días puede ser estimado a partir de la siguiente fórmula empírica:

$$t_b = 3 + \frac{t_{1R}}{8}$$

Ecuación 76

Donde:

t_{1R}: Tiempo de retraso [hrs].

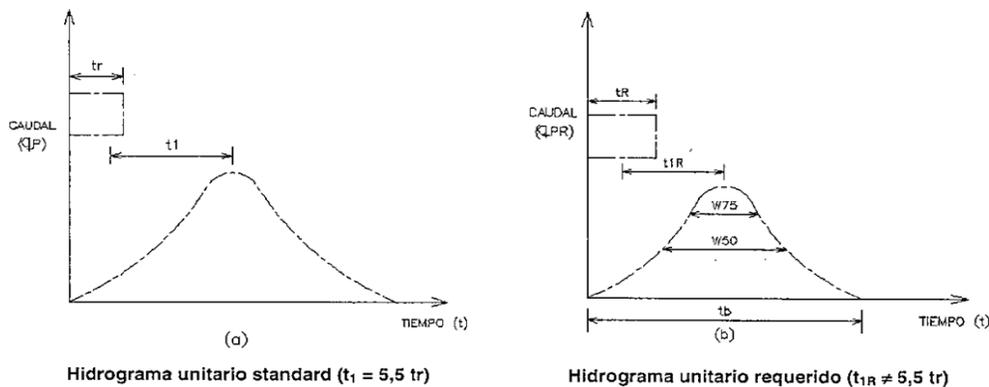


Figura 16. Hidrograma unitario sintético de Snyder.

3.5. HEC-HMS Y HYFRAN

3.5.1. HYFRAN⁵

HYFRAN es un software que permite ajustar datos a leyes estadísticas incluyendo un juego de instrumentos matemáticos poderosos, accesibles y flexibles que permiten, en particular, el análisis estadístico de eventos extremos y, de manera más general, el análisis estadístico de serie de datos.

Este software ha sido desarrollado por el equipo del Dr. Bobée⁶, que tiene más de 25 años de experiencia en hidrología estadística, para el Instituto Nacional de Investigación Científica – Agua, Tierra y Medioambiente (INRS-ETE) de la Universidad de Québec con el patrocinio de Hydro-Québec (el principal productor de energía hidroeléctrica del mundo) y del Consejo de investigación en las ciencias naturales y en ingeniería de Canadá (CRSNG). Inicialmente concebido para el análisis de frecuencia de eventos extremos, HYFRAN puede ser usado para todo estudio que requiere el ajuste de una distribución estadística de una serie de datos independientes e idénticamente distribuidas. Con aplicabilidad en áreas tales como la ingeniería, medio ambiente, meteorología, medicina, etc.

Sus ventajas son:

- Varias distribuciones disponibles: Da acceso a la mayoría de las distribuciones comúnmente usadas en el análisis de frecuencia, en varios países del mundo.
- Funciones gráficas: Ofrece una gama completa de funcionalidades reservadas para la representación gráfica de sus datos.

⁵ INRS- Eau, Terre et Environnement (INRS- Aqua, Tierra et Meioambiente). Cátedra en Hidrología Estadística (Hydro-Québec / CRSNG / Alcan) [http://www.inrsete.quebec.ca/activites/groupes/chaire_hydrol/chaire1.html]

⁶ El Dr. Bobée y su grupo, contribuyen activamente a la investigación en el análisis de frecuencia de los eventos extremos en el marco de las actividades de la Cátedra en Hidrología Estadística (Hydro-Québec /CRSNG / Alcan) establecida en el INRS - Agua, Tierra y medioambiente.

- Comparación entre diferentes ajustes: Permite comparar los resultados de ajuste de varias leyes estadísticas con el mismo conjunto de datos.
- Facilidad de uso de las funciones avanzadas de estadística: Es amigable, esto es, requiere un periodo corto de aprendizaje.

3.5.2. HEC-HMS⁷

HEC-HMS es un programa complejo que calcula el hidrograma producido por una cuenca si se le facilitan datos físicos de la cuenca, datos de precipitación, etc [Referencia 12].

Las diversas fases de trabajo del programa pueden esquematizarse mediante la Figura 17:

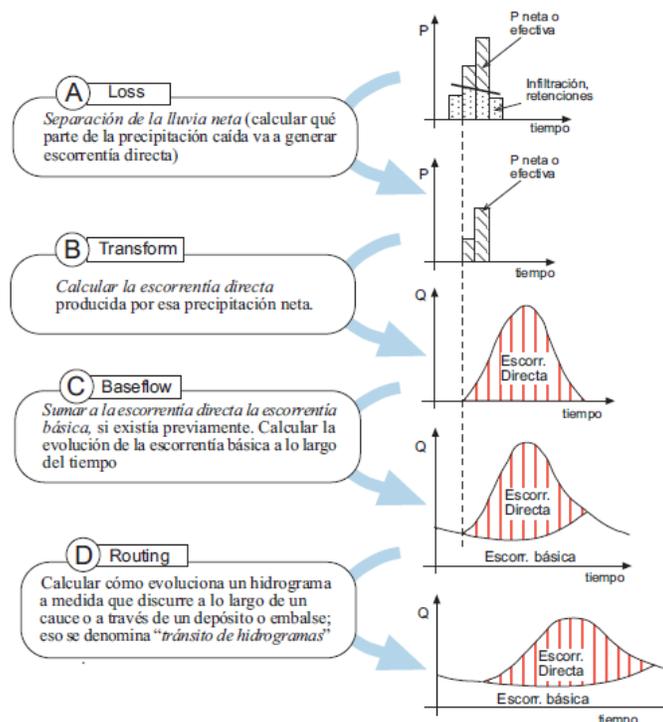


Figura 17. Hec-HMS. Manual elemental.
[<http://web.usal.es/~javisan/hidro/Complementos/Hec-hms3.pdf>]

⁷ Ver Anexo: HEC-HMS



HMS permite establecer varias subcuencas. El programa realiza los cálculos de las tres primeras fases (A, B, C) para cada subcuenca, y calcula la última fase (D) para cada tránsito a lo largo de un cauce (la evolución del hidrograma que, generado en una subcuenca, circula por otra distinta). Al final suma todos los caudales generados y transitados a lo largo del recorrido y nos proporciona (en tabla y gráfico) el hidrograma en la salida de la cuenca [Referencia 12].

4. CASO DE ESTUDIO: ARROYO MATUTE

4.1. GENERALIDADES⁸

El Arroyo Matute, posee una longitud aproximada de 10 kilómetros, brotando a la entrada de la zona noroccidental del municipio de Turbaco y bajando por las fincas que se encuentran localizadas al lado derecho de la carretera Troncal de Occidente, en el tramo entre el municipio de Turbaco y la ciudad de Cartagena. En esa primera parte del recorrido de 5 kilómetros, cruza la vía circunvalar que une la Troncal de Occidente y la carretera La Cordialidad que pasa por detrás del Terminal de Transportes y llega hasta el borde externo del Barrio San José de Los Campanos.

Inicia su recorrido aproximado de 3 kilómetros, por los barrios San José de los Campanos, Ternera, pasa por el Campus de la Universidad de San Buenaventura y el Recreo. Baja entre los barrios Villa Rosita, Las Palmas y llega hasta el frente, al barrio Las Palmeras al borde de la carretera de La Cordialidad; la cual hace parte de la Troncal de Occidente que une a Cartagena con la capital del departamento del Atlántico, Barranquilla. La última parte del recorrido, es decir, los otros 2 kilómetros del arroyo, transcurren por una zona de alta densidad de población pobre por los barrios del sur de la Ciénaga de La Virgen en el costado oriental de Cartagena (Urbanización las Palmeras y los barrios Nuevo Porvenir, José Obrero, la Magdalena y Fredonia entre otros), hasta la desembocadura a cero metros sobre el nivel del mar Caribe en la Ciénaga de La Virgen.

4.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

Desde el punto de vista geológico, la cuenca hidrográfica de la Ciénaga de La Virgen, en la cual se encuentra la cuenca del Arroyo Matute, hace parte del llamado Cinturón del Sinú, situado en la provincia tectónico-sedimentaria más al norte del noroccidente colombiano (Duque & Caro, 1971). Son terrenos de sedimentación marina bajo aguas profundas y someras, cuya edad varía desde el Terciario hasta el Cuaternario reciente.

⁸ SÁNCHEZ, R. Luís Fernando. El Arroyo de Matute, eje ambiental de la universidad y pedagógico de la didáctica ambiental.2003. [www.usbctg.edu.co/documentos/iea_artbrocal02.pdf].

Los sedimentos terciarios, a los que se les atribuye una edad Plioceno-Pleistoceno (Duque & Caro, 1971, en Ortiz. P. 1988), ocupan el sector oriental de la cuenca y están constituidos por una sucesión de areniscas, arcillolitas, conglomerados, calizas coralinas y lutitas interestratificadas que aparecen alteradas, plegadas en superficie y diaclasadas como resultado de diferentes fases de emersión y deformación en el curso del Cenozoico, así como de eventos climáticos. Se han interpretado como depósitos de un ambiente epicontinental de profundidades menores de 200 metros.

Los depósitos cuaternarios ocupan la parte centro-occidental de la cuenca y están constituidos por materiales finos a gruesos de origen marino, fluviomarino y coluvioaluvial, donde dominan las gravas, arenas, arcillas, limos y corales en espesores de hasta 4.000 metros, que se encuentran suavemente deformados y con inclusiones de calizas arrecifales.



Figura 18. Mapa de las Unidades Litológicas.

4.2.1. Calizas arrecifales de La Popa T₁

En el área de la cuenca afloran en el casco urbano de Turbaco y sus alrededores, norte y noroeste de la población. En Cartagena su mayor expresión es el Cerro de La Popa. Se compone de calizas arrecifales, arenisca alcárea fosilífera y arcillosita. Las calizas y las areniscas se encuentran algo fracturadas y presentan fenómenos de disolución, siendo consideradas como rocas de porosidad secundaria. Su espesor máximo es de 100 metros y se depositó en un ambiente marino somero en el post Plioceno superior – Pleistoceno.

Esta unidad es incluida en la formación La Popa Q_{pp} por Ingeominas (1999), que se presenta localmente como bloques aislados, diseminados en los territorios de estos municipios, incluyendo a Turbana. La formación alcanza los 100 metros de espesor en la zona de estudio y está conformada por bancos de calizas arrecifales de 3 a 4 metros de espesor y color amarillo crema, localmente muy compactas y areniscas calcáreas pardo amarillentas con delgadas capas de arcillositas calcáreas de colores grises y amarillos. Hacia la parte superior y dependiendo del grado de meteorización, las calizas presentan aspecto terroso y poroso.

4.2.2. Depósitos aluviales Q_3

Huguett (1988) identifica con este nombre a todos los depósitos de origen aluvial que se encuentran asociados a los márgenes de los arroyos actuales. En el área de la cuenca está presente en toda la planicie aluvial conformada por la red de drenaje pluvial en la parte baja de la cuenca, al costado oriental de la ciénaga. Se compone de sedimentos del tamaño lodo, arena y grava con algunos contenidos de fósiles recientes y retrabajados. En general, su espesor varía de 5 a 10 metros, con excepción de las planicies vecinas al norte, en el departamento del Atlántico, donde las profundidades pueden alcanzar los 40 metros.

Ingeominas (1999) clasifica esta unidad como depósitos cuaternarios Q_{cal} y Q_{lc} y la define como una cobertura de materiales de origen fluvial distribuida en la planicie baja de la cuenca, constituida por depósitos de llanura aluvial, asociados a los drenajes mayores que presentan una morfología aterrazada y constituidos de arenas y arcillas, localmente con lentes conglomeráticos. También aparecen como acumulaciones de lodo, producto de las emanaciones en los volcanes de lodo.

Dentro de esta unidad Ingeominas (1999) incluye los depósitos de playa, los depósitos de manglar y ciénaga, así como los de llanuras de inundación del canal del Dique, asociados a depósitos de barras puntuales antiguas y recientes y de cuencas de decantación, unidades que son clasificadas por Huguett (1988) como Unidad de Depósitos de Playas Q_1 . Adicionando a la composición de los materiales restos de conchas y bivalvos y con espesores no mayores de 5 metros.

4.2.3. Cobertura vegetal

Los tipos de cobertura del Cuadro 9 corresponden a la cuenca de Arroyo Matute, y tiene una superficie de 2834.60 hectáreas. El relieve plano y el relieve quebrado de lomas y colinas, ocupan de manera mayoritaria el área de la zona. Se identificaron 19 embalses (véase Cuadro 10) con un área ocupada de 33.5 ha, localizados en su mayoría sobre el terreno quebrado.

Cobertura	Hectárea	%	Unidades
Bosque	102.90	3.63	2
Parche Bosque	74.90	2.64	1
Bosque Ripario	147.40	5.20	3
Cultivo inundación	0.00	0.00	0
Caños	4.50	0.16	1
Cantera	14.00	0.49	1
Manglar	0.00	0.00	0
Núcleo Urbano	750.00	26.45	2
Pastos	132.90	4.69	1
pastos aa	397.00	14.01	1
pastos AD	358.00	12.63	2
Parche Arbolado	265.80	9.38	3
Pastos pantano	0.00	0.00	0
Pastos sh	0.00	0.00	0
Rastrojo	365.00	12.88	2
Rastrojo Acl.	26.00	0.92	1
Arbustales	118.40	4.18	1
Urbano	77.80	2.74	1
Total	2834.60	100.00	

Cuadro 9. Tipos De Cobertura De La Cuenca

Fuente: Conservación Internacional, 2004.



RELIEVE	HECTÁREA	UNIDADES
Plano	4.50	3.00
Quebrado	29.00	16.00

Cuadro 10. Embalses en la Cuenca.

Fuente: Conservación Internacional, 2004.

Las partes más altas corresponden al escarpe de la meseta de Turbaco, entre 190 y 210 msnm. Las partes planas y onduladas de la meseta están en su mayoría entre los 160 y 180 msnm. El sector plano está dominado por pastos y por terreno urbano de Turbaco (véase Cuadro 11).

Relieve	Hectáreas	Porcentaje (%)
Escarpe	80.80	3.17
Espinazo	34.30	1.21
Lomas y Colinas	857.60	30.25
Plano	1519.40	53.59
Plano ondulado	334.20	11.79
Tota	2834.30	100.00

Cuadro 11. Tipos de Relieve.

FUENTE: Conservación Internacional, 2004.

Vecino al núcleo urbano existe una unidad con suelo desnudo (14 ha) que está, o estuvo, dedicada a la extracción de calizas, pero ahora parece urbanizada (IGAC, 1998).

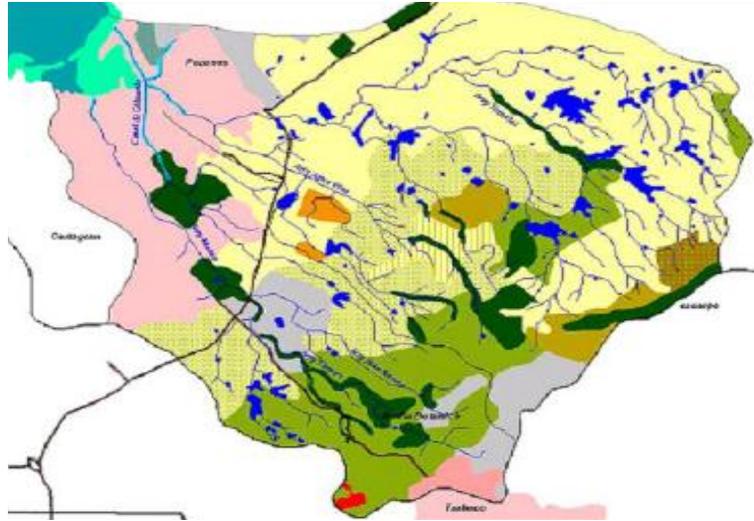


Figura 19. Cobertura de la Cuenca.

FUENTE: Conservación Internacional, 2004.

4.3. CLIMA

Según el Centro de Investigaciones Oceanográficas e Hidrográficas – CIOH - (1998), el clima regional se clasifica como tropical-semiárido debido a la interacción de los fenómenos de la zona de Convergencia Intertropical (CIT), los vientos alisios, el paso de las ondas del este y la presencia de frentes fríos del hemisferio norte. Los desplazamientos de la CIT mueven masas de aire húmedas marinas y continentales, y generan condiciones de clima de tipo ciclónico alternas (lluvia - seco - nubosidad), siendo el principal regulador del clima en la región. Cartagena es una ciudad con una característica de estacionalidad climática monomodal (Hazen & Sawyer, 1998, en Neotrópicos, 1999).

Los vientos alisios tienen su origen en los centros de alta presión del norte y del noreste y su incidencia se siente con mayor intensidad entre diciembre y marzo, generando un tiempo anticiclónico (sol – cielo despejado – escasas lluvias). Las ondas tropicales del este migran de este a oeste con los vientos alisios, aumentando los vientos, la nubosidad y las precipitaciones entre junio y noviembre, y creando condiciones para formación de huracanes.

Con los frentes fríos se originan vientos y trenes de olas sobre las costas que pueden producir marejadas de enero a abril (CIOH, 1998) y, excepcionalmente, en el mes de diciembre.

4.4. LLUVIAS

4.4.1. Variación territorial

La precipitación media anual en el área de la cuenca es de 1189 mm y aumenta desde unos 800 mm a la orilla del mar hasta los 1400 mm en la región de Comesolo. Esta variación obedece, en parte, a la acción de las brisas de mar y tierra, mediante la cual se establece un sistema de vientos provenientes del mar que alcanzan su máxima intensidad en horas de la tarde, cesando en la noche (Rangel, 1984). Cuando este aire es suficientemente húmedo se producen abundantes precipitaciones tierra adentro, intensificándose cuando encuentran barreras orográficas aunque sean de poca elevación, como es el caso de la Serranía de Turbaco, que alcanza su mayor altitud (450 msnm) hacia el costado noreste de la cuenca, exactamente donde las precipitaciones son mayores⁹. Sobre Turbaco, Coloncito, Cañaveral y las regiones de Juan Congo y Ariguaya, las lluvias son del orden de los 1100 a los 1200mm al año. La variación dentro del año obedece a los dos tránsitos que hace el cinturón de Convergencia Intertropical (CIT) sobre esta zona de la costa norte colombiana; por su posición al norte del Ecuador es más notorio el paso del segundo semestre creando un tiempo ciclónico, cubierto, lluvioso y fresco, que se opone al tiempo anticiclónico que le antecede y sigue las depresiones de la CIT, el cual es un tiempo soleado, seco y con contrastes más marcados en la amplitud de las temperaturas diurnas (Oster, R. 1979, en Estinco, 1988).

De acuerdo a lo observado en el Cuadro 12, las máximas precipitaciones, en 24 horas generalmente ocurren en el mes de octubre y, ocasionalmente, en los meses de abril, mayo y septiembre. La tendencia general es que hacia la parte plana y costera de la cuenca los aguaceros son más intensos pero menos prolongados. De todas formas, con motivo del coletazo del huracán Joan en octubre de 1987, se registraron 173 mm en el Aeropuerto Rafael

⁹ RAMÍREZ, M. en Estinco (1998) encontró alta correlación entre la precipitación median anual y la distancia de las estaciones a la línea de Costa, incluyendo estaciones al SE del Canal del Dique y en el departamento del Atlántico, confirmando relaciones de generalización propuestas por Stanesca S. (1974).

Núñez y 235 mm en Cañaveral, con una duración del aguacero de 17 horas. En octubre de 1989 se registró en Aeropuerto R. Núñez un aguacero no relacionado con las ondas tropicales del este, de 201,8mm con una duración de 4,5 horas.

Estaciones	Régimen multianual de precipitaciones medias mensuales (1974-2002)												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Anual
A.R. Núñez	2,0	0,5	2,3	20,0	108,5	95,4	112,5	116,6	133,1	236,3	129,1	37,5	993,8
Escuela Naval	5,5	0,9	2,0	16,9	86,0	75,4	88,1	94,1	110,6	164,8	97,6	32,5	775,5
Bayunca	5,0	3,9	10,5	50,4	159,6	132,1	135,8	148,7	182,7	231,0	193,3	48,2	1301,2
Cañaveral	10,4	11,8	20,7	101,1	143,6	118,9	123,5	123,9	144,6	215,3	141,3	44,5	1199,6
San Estanislao	5,3	7,6	13,2	62,2	131,5	98,8	86,7	91,3	107,9	150,2	67,8	26,5	849,0
Repelón	5,3	7,0	13,9	56,8	117,3	99,1	64,5	106,7	113,7	160,5	97,0	26,2	868,0
Santa Ana	0,6	0,4	4,5	21,1	104,5	96,7	73,5	95,1	106,5	195,8	91,3	42,2	832,2
Rocha	9,5	11,8	13,8	66,7	125,0	120,8	108,4	126,5	124,4	195,6	118,2	44,5	1065,2
Arjona	15,7	19,7	19,9	88,5	152,1	122,5	107,1	146,1	135,5	180,9	136,3	57,2	1181,5

Cuadro 12. Régimen multianual de precipitaciones medias mensuales (1974-2002)

Fuente: IDEAM.

4.4.2. Condición hidrológica del suelo

Éste es un parámetro utilizado en hidrología para estimar la parte de la precipitación que se infiltra en el suelo durante un aguacero; la porción restante, precipitación efectiva, escurrirá hasta los cauces más próximos y formará los caudales de las corrientes. Esa capacidad de infiltración o pérdidas del sistema, depende de varias condiciones de los suelos, entre ellas la textura, la estructura, del material parental, la pendiente, el drenaje y los usos.

Los suelos presentes en Arroyo Matute se agruparon según las características de interés hidrológico. Los grupos principales estuvieron

representados por los suelos de planicie, suelos de piedemonte y suelos de colinas (estudio realizado por la Pontificia Universidad Javeriana).

4.4.3. Clasificación hidrológica de la cuenca

De acuerdo con la clasificación de suelos del SCS (véase Cuadro 13) para una condición hidrológica, se ha clasificado el área de la cuenca como "zonas de pastoreo" o pastizales, con tratamiento de curvas de nivel sólo en la planicie y condición hidrológica variable de pobre a buena. Las curvas de nivel establecidas en la tabla del SCS se ponderaron con la fracción de área correspondiente a cada condición hidrológica, encontrándose, finalmente, un valor de CN ponderado de 75.

Clase de Suelo	Planicie	Piedemonte	Colina
Fracción de Área	0.38	0.12	0.50
Tratamiento o Práctica	Con curvas de nivel	Sin curvas de nivel	Sin curvas de nivel
Condición Hidrológica	Pobre-regular	Regular-buena	
CN	89	75	80
CN*A	26.2	9.0	40.0
CN Ponderado	75	-	-

Cuadro 13. Valor de CN para el área de la cuenca.

FUENTE: Conservación Internacional (2002); SCS(1996); Carinsa & Haskoning (1996).

4.4.4. Área de drenaje



Figura 20. Área de la cuenca de Arroyo Matute.

Cortesía: C. Botero, L. Guardo, G. Nieto, G. Castaño. 2008.

En el Cuadro 14 se presentan las características morfométricas de Arroyo Matute¹⁰.

Área aproximada.	1593.88	Ha
Longitud del cauce principal.	9.75	Km
Altura máxima de la cuenca.	120	M
Altura mínima de la cuenca.	0	M
Pendiente media del cauce.	1.08	%
Ancho máximo de la cuenca.	3.48	Km
Longitud axial de la cuenca.	8.4	Km
Factor de forma k_f promedio.	0.4	-
Coefficiente de compacidad.	1.5	-

Cuadro 14. Características morfométricas de Arroyo Matute.

¹⁰ Diagnóstico del distrito de Cartagena en materia de ordenamiento territorial. Prediagnóstico componente ambiental. Universidad de Cartagena. Cartagena de Indias, mayo 3 de 2010.

4.4.5. Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de concentración de la cuenca se puede hallar mediante la fórmula:

$$t_c = 3.9756KL^{0,77}S^{-0,385}$$

Ecuación 77

Donde:

- K=1 para suelos y canales naturales.
- L= Longitud de drenaje [Km].
- t_c = Tiempo de concentración de la cuenca [min].
- S= pendiente [m/m]. Está dada por:

$$S = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{1/2}}} \right]^2$$

Ecuación 78

Para Arroyo Matute se tiene:

$$K=1$$

$$S=1.08\%$$

$$t_c=$$

Luego,

$$t_c = 3.9756(1)(10)^{0,77}(1.08\%)^{-0,385}$$

$$t_c = 133,824163 \text{ min}$$

5. METODOLOGÍA PARA ESTIMACIÓN DE HIDROGRAMAS DE CRECIENTES BASADOS EN MODELOS LLUVIA-ESCORRENTÍA (HYFRAN Y HEC-HMS)

En este capítulo se presenta la metodología investigada para determinar hidrogramas de creciente utilizando programas libres disponibles en la web. Para aplicar esta metodología se utilizó como caso de estudio el Arroyo Matute de la ciudad de Cartagena de Indias, el cual se encuentra descrito en el capítulo anterior.

A continuación se describen cada uno de los pasos implementados:

5.1. MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA LLUVIA DE DISEÑO

5.1.1. Magnitud de la lluvia

Para determinar la magnitud de la lluvia de diseño se utilizó la estación Aeropuerto Rafael Núñez (Código: 1401502), por estar localizada cerca de la zona de estudio, Arroyo Matute. Además, se utilizó esta estación por la confiabilidad de su registro (1974 – 2010). En el Cuadro 15 se presentan los registros de precipitación máxima en 24 horas para dicha estación.

La magnitud de la lluvia asociada a diferentes periodos de retorno se determinó empleando el programa Hyfran. Con base en los registros del Cuadro 15, se aplicó la prueba estadística X^2 a diferentes funciones de probabilidad con el fin de obtener aquella que mejor se ajustaba a la tendencia de los datos. En el Cuadro 16 se presentan los resultados obtenidos.



AÑO	VR ANUAL						
1944	89.0	1962	75.0	1980	135.9	1998	85.6
1945	71.0	1963	59.0	1981	124.4	1999	108.5
1946	60.0	1964	69.0	1982	98.0	2000	116.2
1947	60.1	1965	89.0	1983	63.4	2001	75.9
1948	107.0	1966	76.0	1984	102.7	2002	71.7
1949	53.5	1967	67.0	1985	164.5	2003	161.8
1950	85.0	1968	89.0	1986	64.9	2004	148.0
1951	93.0	1969	129.0	1987	171.3	2005	72.3
1952	41.0	1970	157.0	1988	115.0	2006	122.3
1953	51.0	1971	104.7	1989	201.8	2007	174.2
1954	90.1	1972	120.0	1990	77.8	2008	92.6
1955	110.1	1973	74.1	1991	32.5	2009	61.3
1956	95.0	1974	126.4	1992	161.5	2010	150.7
1957	40.0	1975	101.6	1993	133.4		
1958	109.3	1976	54.4	1994	54.8		
1959	68.0	1977	60.5	1995	76.3		
1960	109.0	1978	68.6	1996	99.4		
1961	65.0	1979	120.7	1997	99.6		

Cuadro 15. Estación 1401502, Aeropuerto Rafael Núñez. Registros de precipitación máxima en 24 horas.

Fuente: Ideam.

Valores del test X^2		
Función de distribución	X^2	Método de ajuste
Gev	3,60	Máxima verosimilitud
Gumbel	5,33	Máxima verosimilitud
Normal	15,54	Máxima verosimilitud
Pearson III	3,90	Máxima verosimilitud
Log-Pearson III	6,28	Método de momentos

Cuadro 16. Valores del test X^2 .

Con base en los resultados del Cuadro 16, se concluye que debe aplicarse la distribución de probabilidad Gev, puesto que éste es quien tiene el menor valor de X^2 . Y, teniendo en cuenta esta misma distribución, se estimaron las precipitaciones máximas asociadas a diferentes periodos de retorno. (Véase Figura 21 y Cuadro 17).

Tr	q	P _{máx24}	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000.0	0.9999	324	84.8	N/D	
2000.0	0.9995	285	59.1	N/D	
1000.0	0.9990	268	49.4	171	365
500.0	0.9980	251	40.5	171	330
200.0	0.9950	227	30.1	168	286
100.0	0.9900	209	23.4	163	255
50.0	0.9800	190	17.7	156	225
25.0	0.9600	171	13.0	146	196
20.0	0.9500	165	11.7	142	188
10.0	0.9000	145	8.47	128	161
5.0	0.8000	123	6.30	111	136
3.0	0.6667	106	5.20	96.0	116
2.3	0.5708	96.8	4.73	87.5	106
2.0	0.5000	90.6	4.46	81.8	99.3

Cuadro 17. Resultados Hyfran.

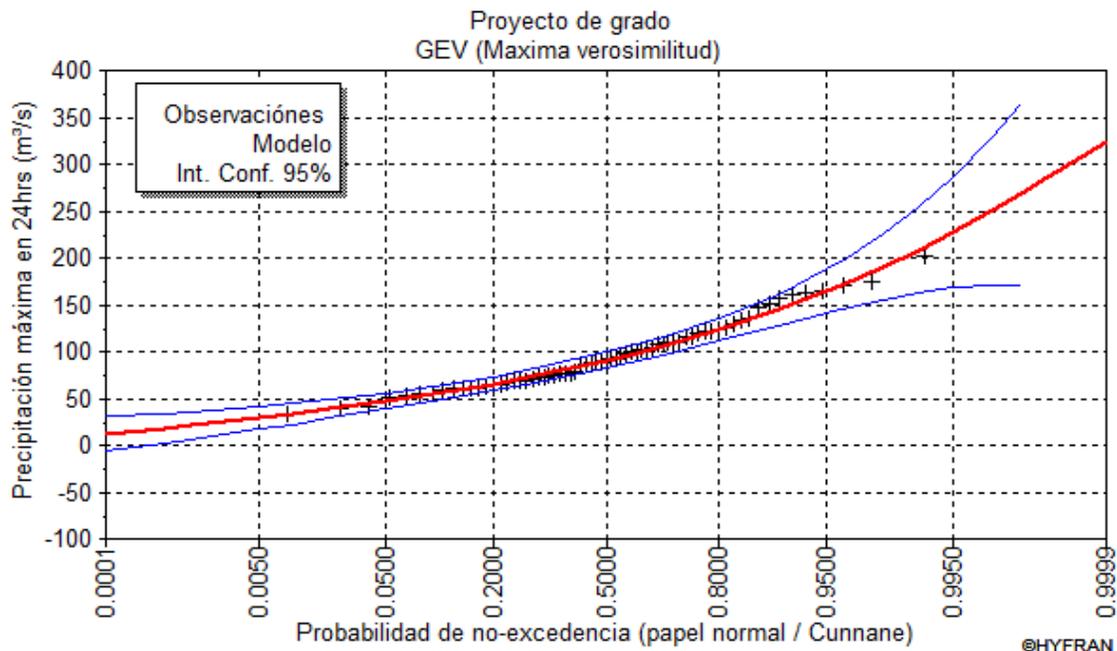


Figura 21. Resultados Hyfran.

Considerando que en la zona los aguaceros tienen una lluvia de aproximadamente 3 horas, se redujo la precipitación máxima de 24 horas a estas 3 horas establecidos en el trabajo propuesto por la Universidad de Cartagena en el informe de "Estudios técnicos de alternativas para la solución del problema de la intrusión de la marea en la zona turística de Cartagena de Indias", tabla "Comportamiento interno de las lluvias". En este estudio se identificó que el factor para reducir la lluvia es de 0,7739, basándonos en el Cuadro 18 y Figura 22:

Duración Lluvia (Horas)	Porcentaje Pt/p24 (%)
0.5	35.61
1.0	55.95
1.5	66.55
2.0	71.66
2.5	74.53
3.0	77.39
3.5	81.49
4.0	87.06
4.5	93.33
5.0	98.51
5.5	99.83
6.0	93.5

Cuadro 18. Porcentaje de lluvia para 3 horas.

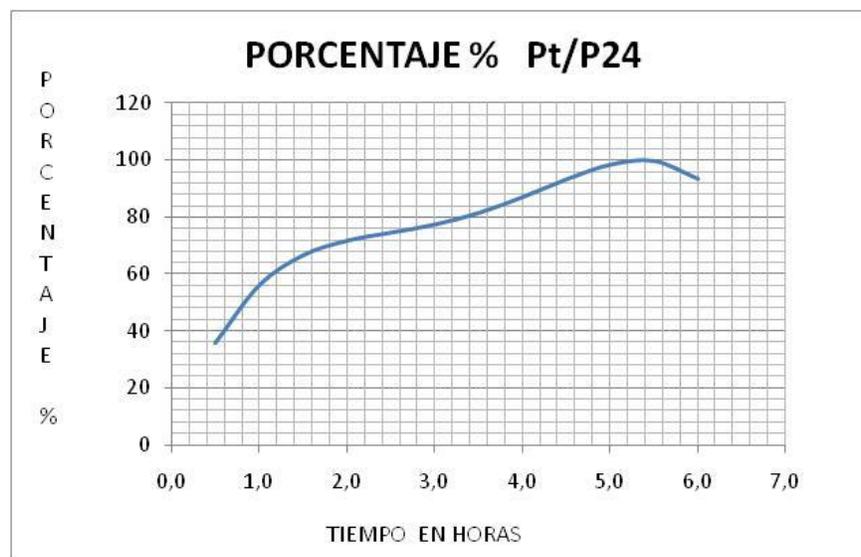


Figura 22. Gráfico de porcentajes estimados a partir de 1 día (24 horas).

Finalmente, se calcularon las magnitudes de precipitación asociadas a diferentes periodos de retorno para Arroyo Matute, cuyos resultados se presentaron en el Cuadro 19:

Tr	P _{máx24}	P _{máx3}
2,33	96,8	74,91
5	123	95,19
10	145	112,22
25	171	132,34
50	190	147,04
100	209	161,75
500	251	194,25

Cuadro 19. Magnitudes de precipitación para diferentes periodos de retorno.

5.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS AGUACEROS

Para determinar la distribución de los aguaceros en la zona se utilizaron las curvas adimensionales propuestas en el estudio realizado por Enith Andrade en 1996, a partir del Cuadro 20 y la Figura 23:

Tiempo \%	Valores Extremos de Precipitaciones Acumuladas en %								
	10	20	30	40	50	60	70	80	90
100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
90	99.72	99.62	99.51	99.44	99.33	99.05	98.64	98.32	97.34
80	99.34	98.83	98.53	98.18	97.71	97.37	96.41	94.8	93.07
70	98.01	97.43	96.68	96.07	95.21	94.22	92.65	90.96	89.14
60	96.68	95.75	94.18	93.28	91.04	89.09	87.61	85.2	93.33
50	94.47	92.68	90.72	88.44	85.27	82.42	80.99	78.44	73.83
40	89.97	87.54	84.76	81.26	78.55	75.74	71.9	69.58	63.84
30	84.59	79.62	76.44	72.8	68.58	66.31	62.27	57.68	53.57
20	80.32	70.08	65.57	61.47	56.07	52.83	48.14	43.35	40.38
10	72.53	62.46	53.08	47.59	39.37	34.94	31.54	28.88	25.46
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cuadro 20. Comportamiento interno de las lluvias en la estación del aeropuerto Rafael Núñez.

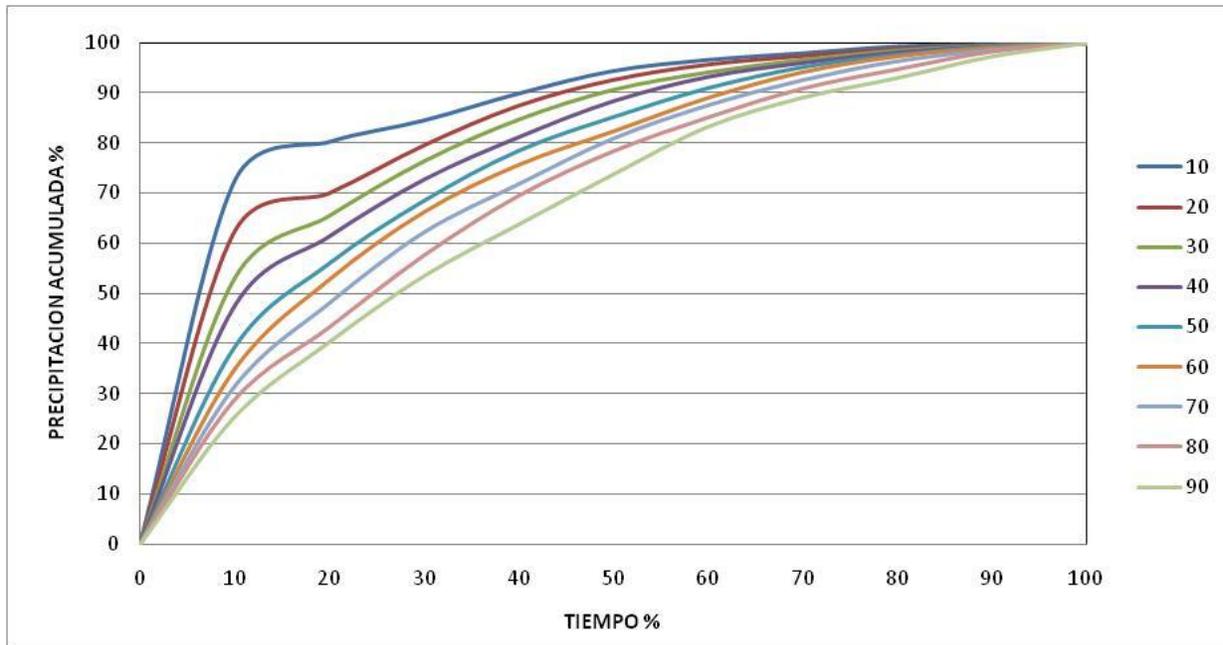


Figura 23. Comportamiento interno de las lluvias en la estación del aeropuerto Rafael Núñez.
Fuente: Universidad de Cartagena, 2009.

Teniendo en cuenta la Figura 23, se utilizó la curva adimensional para un porcentaje de ocurrencia del 90% debido a que es la que menos infiltración generaría, aumentando de esta forma los volúmenes de escorrentía, en pocas palabras, es la condición más crítica de la lluvia.

Basándose en las precipitaciones máximas asociadas a diferentes periodos de retorno para una duración de 3 horas (véase Cuadro 19) y en la distribución de la lluvia para una probabilidad del 90%, se calcularon las diversas distribuciones asociadas a diferentes periodos de retorno.

Tr	Distribución acumulada de la lluvia						
	2,33	5	10	25	50	100	500
Tiempo/P3	74,91352	95,1897	112,2155	132,3369	147,041	161,7451	194,2489
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,3	19,07	24,24	28,57	33,69	37,44	41,18	49,46
0,6	30,25	38,44	45,31	53,44	59,38	65,31	78,44
0,9	40,13	50,99	60,11	70,89	78,77	86,65	104,06
1,2	47,82	60,77	71,64	84,48	93,87	103,26	124,01
1,5	55,31	70,28	82,85	97,70	108,56	119,42	143,41
1,8	62,43	79,32	93,51	110,28	122,53	134,78	161,87
2,1	66,78	84,85	100,03	117,97	131,07	144,18	173,15
2,4	69,72	88,59	104,44	123,17	136,85	150,54	180,79
2,7	72,92	92,66	109,23	128,82	143,13	157,44	189,08
3	74,91	95,19	112,22	132,34	147,04	161,75	194,25

Cuadro 21. Distribución acumulada de la lluvia.

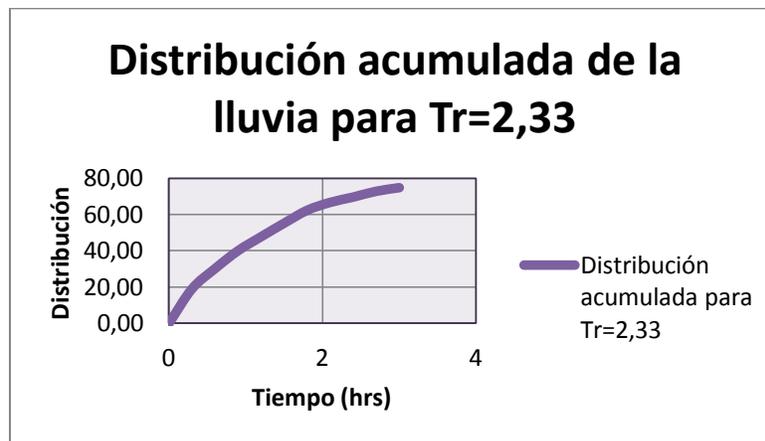


Figura 24. Gráficos de dispersión para Tr=2.33.

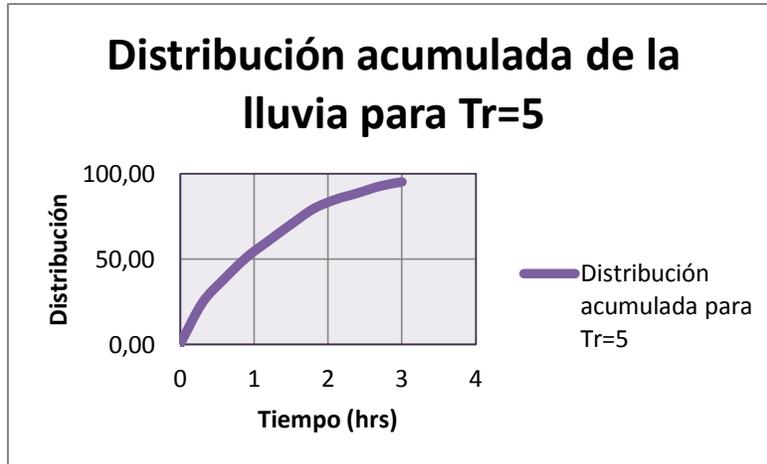


Figura 25. Gráficos de dispersión para $Tr=5$.

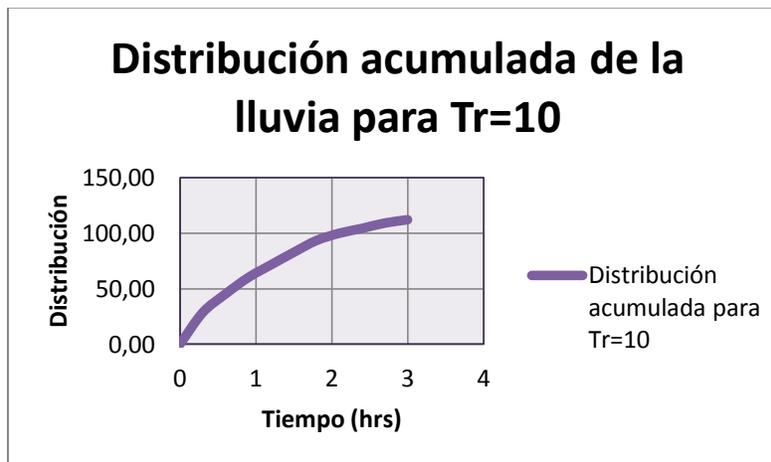


Figura 26. Gráficos de dispersión para $Tr=10$.

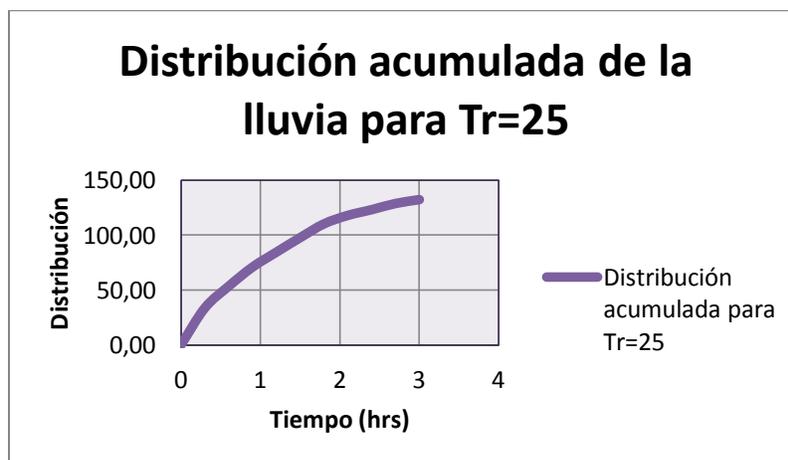


Figura 27. Gráficos de dispersión para $Tr=25$.

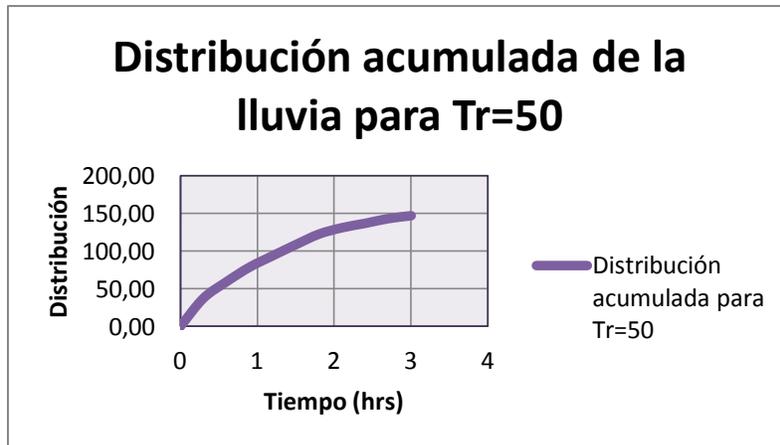


Figura 28. Gráficos de dispersión para $Tr=50$.

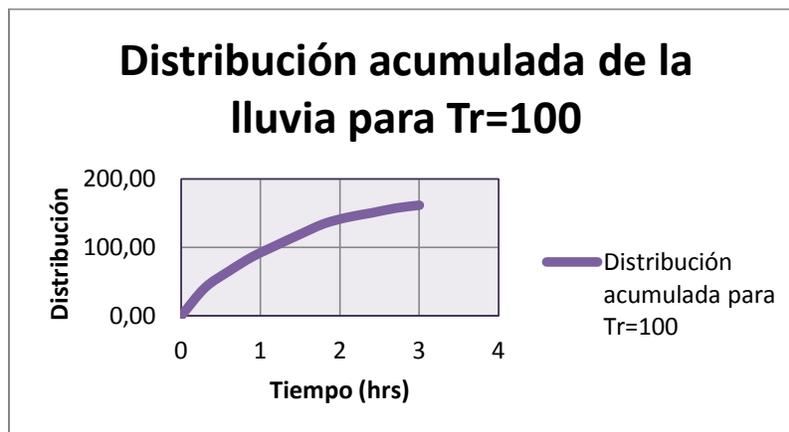


Figura 29. Gráficos de dispersión para $Tr=100$.

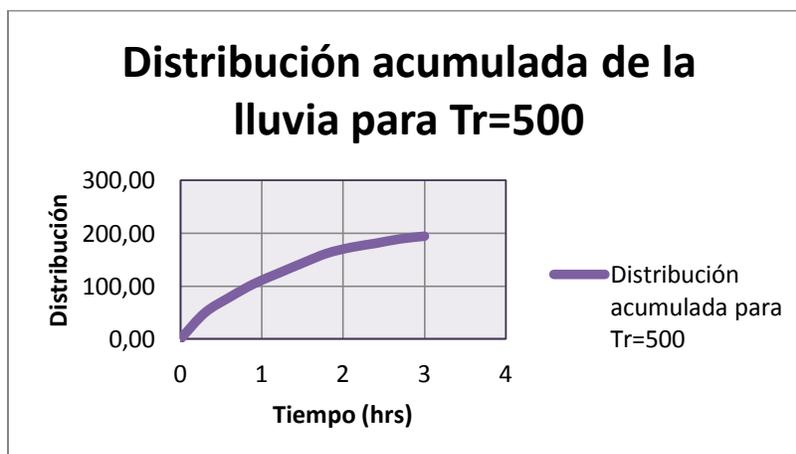


Figura 30. Gráficos de dispersión para $Tr=500$.

Finalmente, según la distribución acumulada, se calcularon las distribuciones incrementales para diferentes periodos de retorno:

Tr	Distribución incremental de la lluvia						
	2,33	5	10	25	50	100	500
Tiempo (hrs)//P3	74,9135	95,189	112,215	132,336	147,04	161,745	194,2489
	2	7	5	9	1	1	194,2489
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,3	19,07	24,24	28,57	33,69	37,44	41,18	49,46
0,6	11,18	14,20	16,74	19,74	21,94	24,13	28,98
0,9	9,88	12,56	14,80	17,46	19,39	21,33	25,62
1,2	7,69	9,78	11,52	13,59	15,10	16,61	19,95
1,5	7,48	9,51	11,21	13,22	14,69	16,16	19,41
1,8	7,12	9,04	10,66	12,57	13,97	15,37	18,45
2,1	4,35	5,53	6,52	7,69	8,54	9,40	11,29
2,4	2,94	3,74	4,41	5,20	5,78	6,36	7,63
2,7	3,20	4,06	4,79	5,65	6,28	6,91	8,29
3	1,99	2,53	2,98	3,52	3,91	4,30	5,17

Cuadro 22. Distribución incremental de la lluvia.



Figura 31. Gráficos de incremento para Tr=2.33.

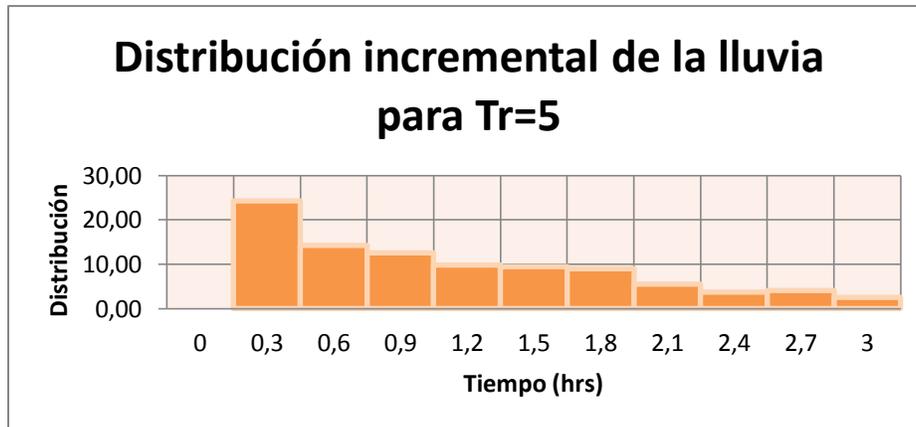


Figura 32. Gráficos de incremento para $Tr=5$.

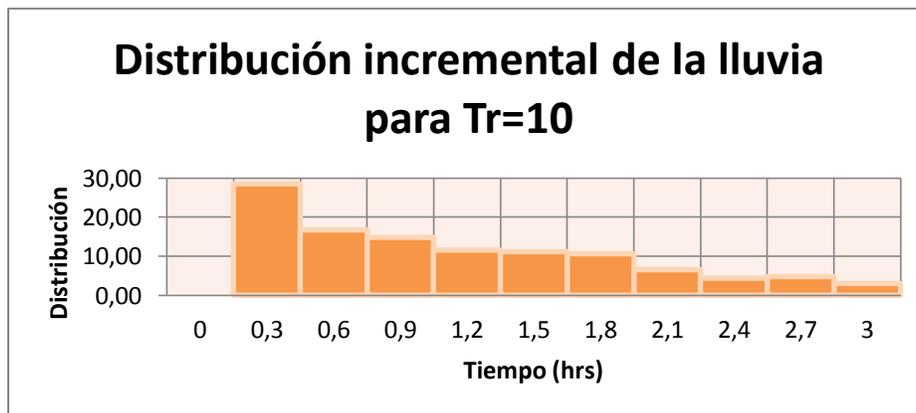


Figura 33. Gráficos de incremento para $Tr=10$.

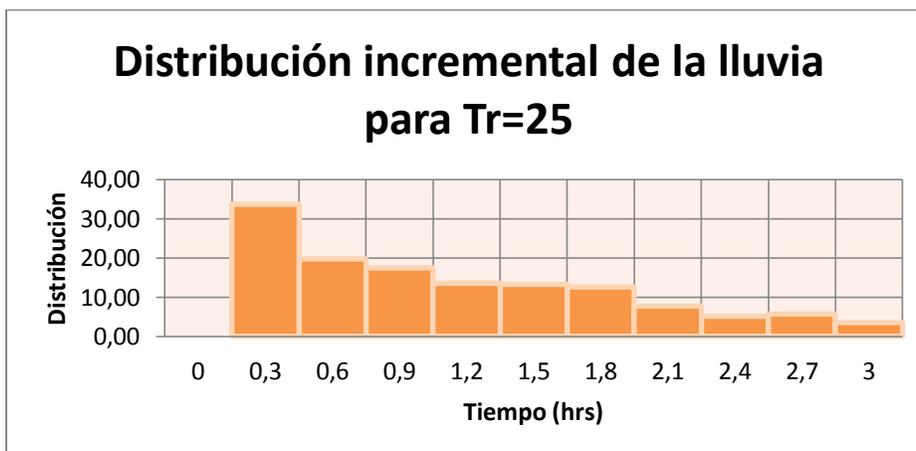


Figura 34. Gráficos de incremento para $Tr=25$.

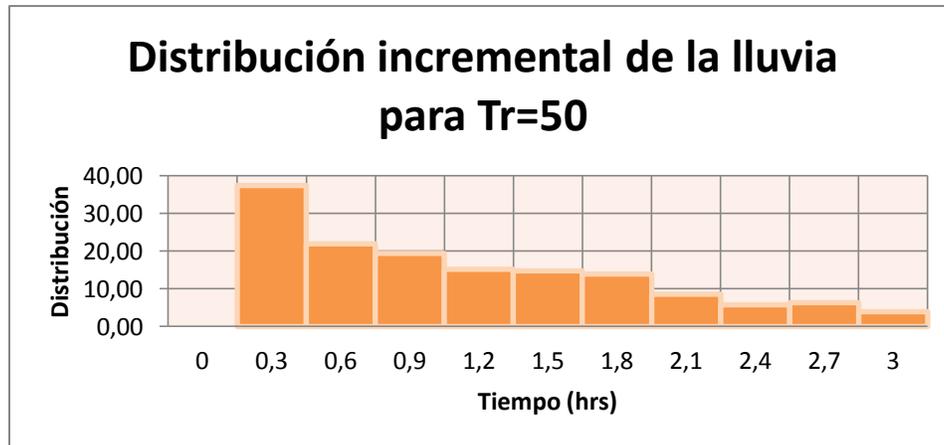


Figura 35. Gráficos de incremento para $Tr=50$.

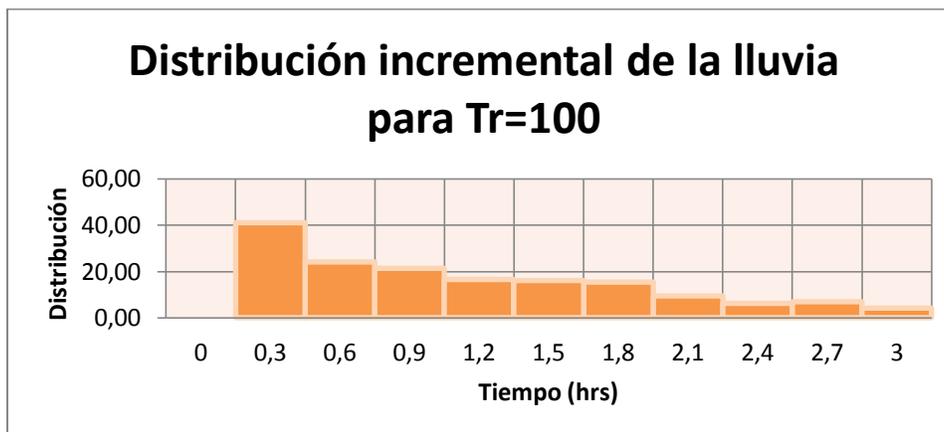


Figura 36. Gráficos de incremento para $Tr=100$.



Figura 37. Gráficos de incremento para $Tr=500$.

5.3. APLICACIÓN MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA HEC-HMS

Basados en datos obtenidos sobre la cuenca de Arroyo Matute, se utilizó el modelo lluvia-escorrentía Hec-HMS para obtener los caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno.

Para emplear este modelo se utilizaron los siguientes parámetros morfométricos de la cuenca, los cuales se presentan en el Cuadro 23:

Área de drenaje	15.933 Km ² .
Número de curvas	75
Tiempo de concentración	133.824 min.
Tiempo de retardo (0.6tc)	80.3 min.

Cuadro 23. Datos Arroyo Matute.

Anterior a este procedimiento se agregó una subcuenca al proyecto Hec-HMS haciendo consideraciones, tales como:

- Loss method: SCS Curve Number.
- Transform method: SCS Unit Hydrograph.

Luego se estructuró la información de la cuenca a partir de las herramientas Meteorologic Model Manager, Control Specifications Manager y Time Series Data Manager. Teniendo en cuenta que los intervalos de tiempo que se consideraron en la elaboración manual de cálculos y la realizada por Hyfran, hayan sido consecuentes con las que ofrece Hec-HMS; de no ser así, se recurre a métodos como la interpolación, por ejemplo, como es el caso, donde, basados en la información suministrada por los informes realizados por la Universidad de Cartagena, se tenían tiempos de 18 minutos (0.3T) y se optó por convertirlos a 15 minutos (0.25T), el cual era uno de los tiempos enlistados en el programa.

De igual forma se añadieron las tabulaciones para cada tiempo de retorno en la pestaña de Precipitation Gages, donde se iban anexando los datos de estos tiempos. Conjuntamente, se realizaron nuevos ajustes de tiempos de precipitación, considerando en este caso intervalos de 5 minutos. La diferencia que radica en estos intervalos de tiempo se basa en que los

primeros representan intervalos dentro del gráfico a generar y los últimos, representan puntos sobre la curva. Procedimiento que se realiza en Control Specifications.

Finalmente, luego de establecer y organizar la serie de datos para cada tiempo de retorno, se hace la simulación del programa, la cual generará datos como tablas y gráficas para así poder obtener los valores requeridos para el estudio de la cuenca de interés.

En el anexo Diagrama Para Obtención De Hidrogramas De Creciente Por Medio De Los Programas Hyfran y Hec-HMS, se puede observar un diagrama con el procedimiento implementado para la obtención de los hidrogramas.

5.4. RESULTADOS DEL MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA

A través del modelo se obtuvo la tabulación en la cual se generaron variables propias de la cuenca. Sin embargo, específicamente para interés de este trabajo de grado, se escogieron los valores de caudal pico para cada tiempo de retorno.

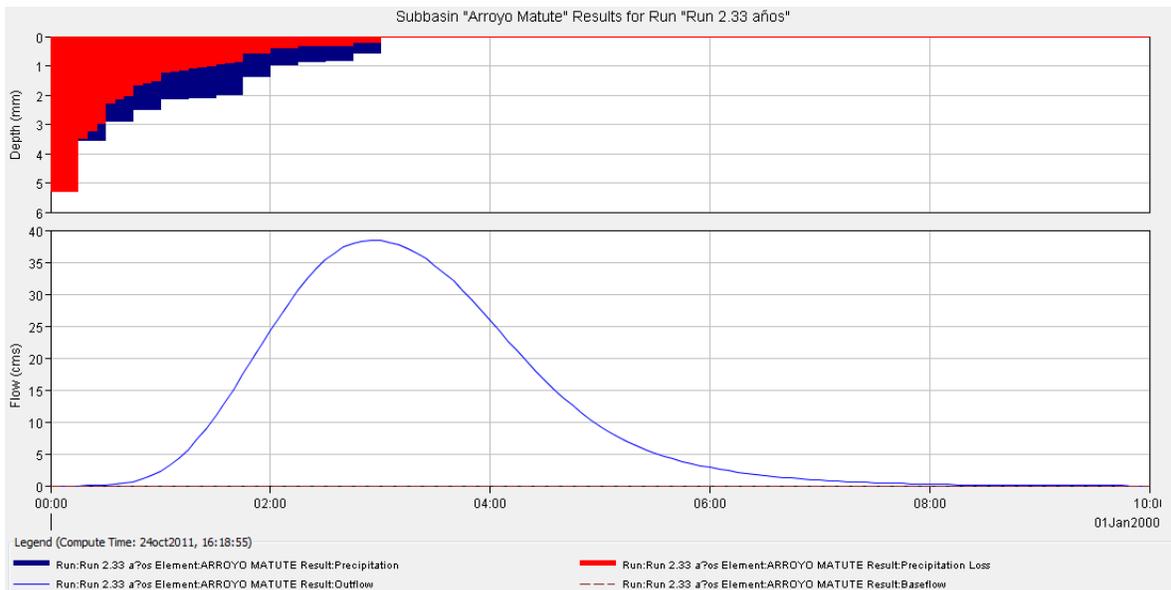


Figura 38. Hidrograma de creciete para Tr = 2.33 años.

$$Q_p = 38.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

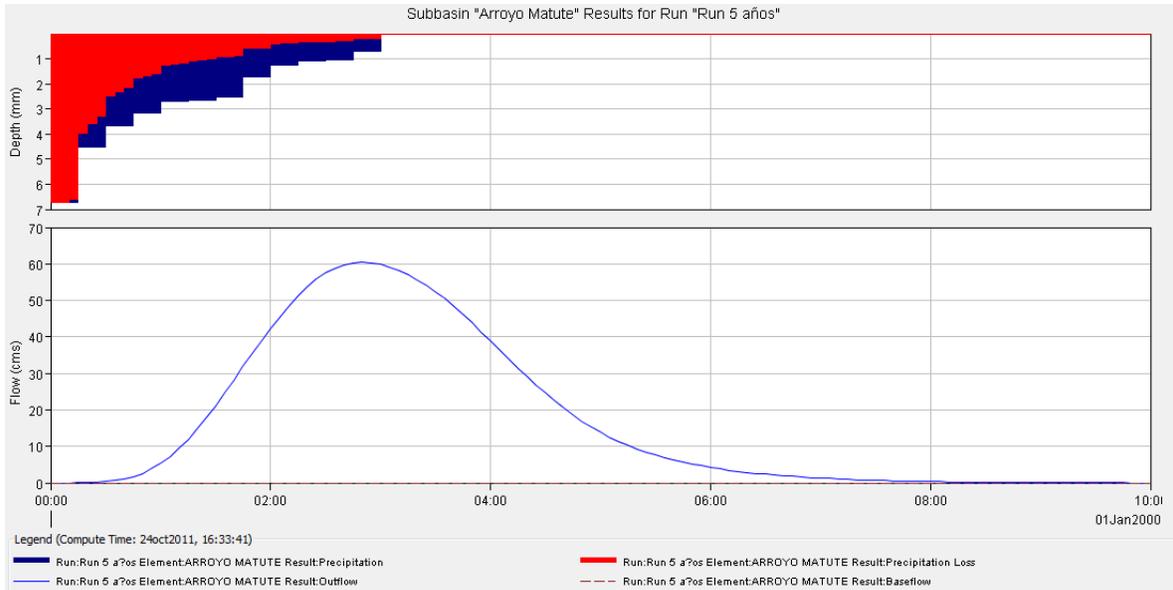


Figura 39. Hidrograma de creciente para $T_r = 5$ años.

$$Q_p = 60.4 \text{ m}^3/\text{s}.$$

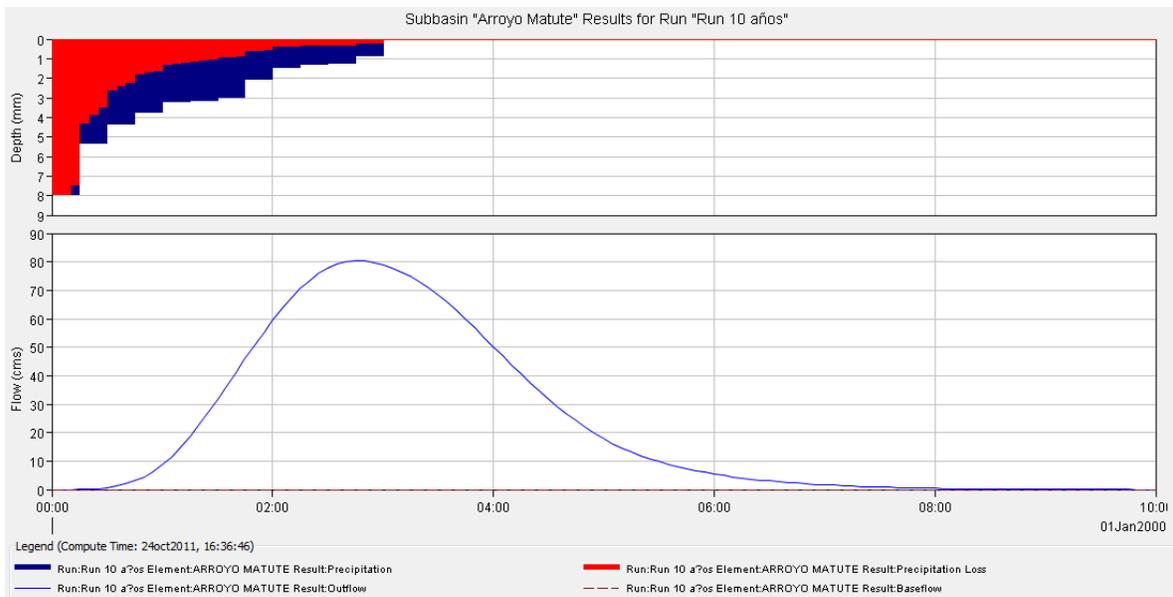


Figura 40. Hidrograma de creciente para $T_r = 10$ años.

$$Q_p = 80.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

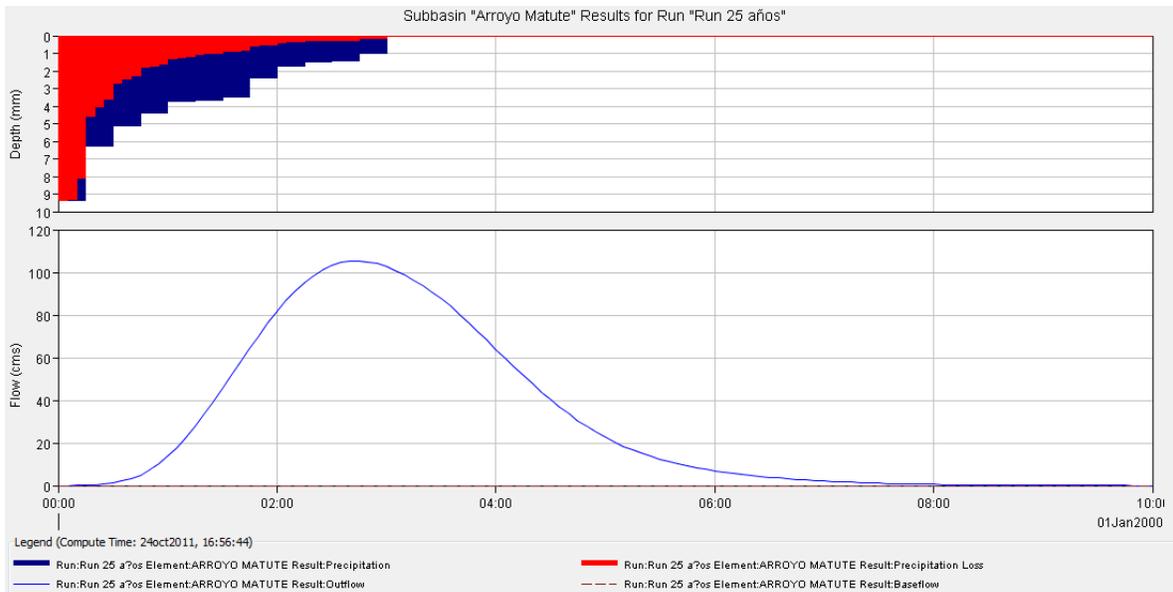


Figura 41. Hidrograma de creciete para Tr = 25 años.

$$Q_p = 105.4 \text{ m}^3/\text{s}.$$

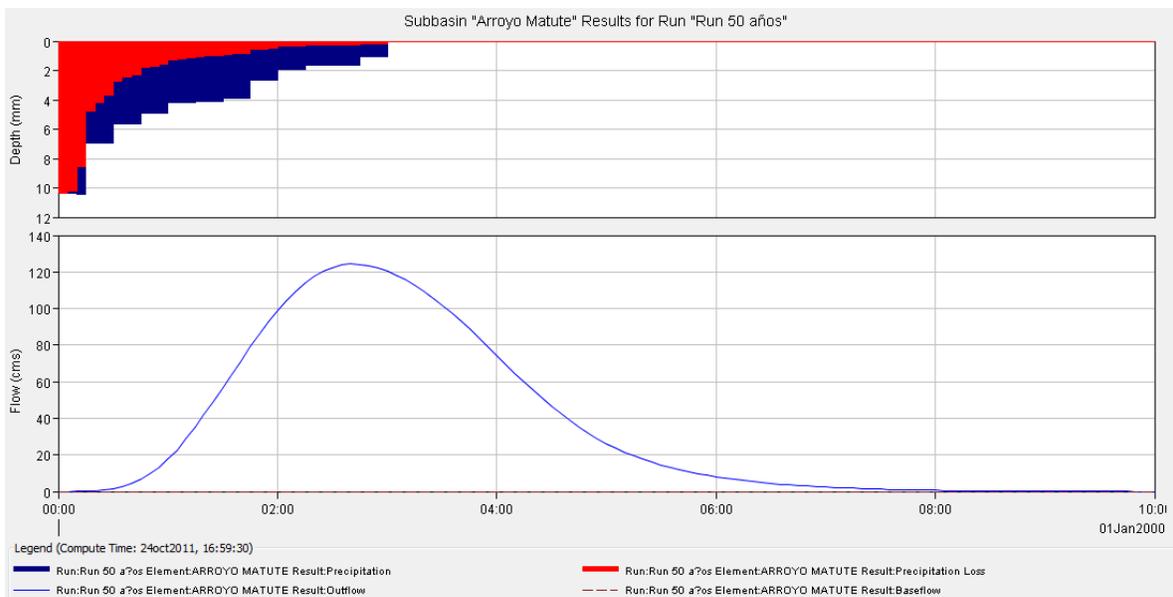


Figura 42. Hidrograma de creciete para Tr = 50 años.

$$Q_p = 124.3 \text{ m}^3/\text{s}.$$

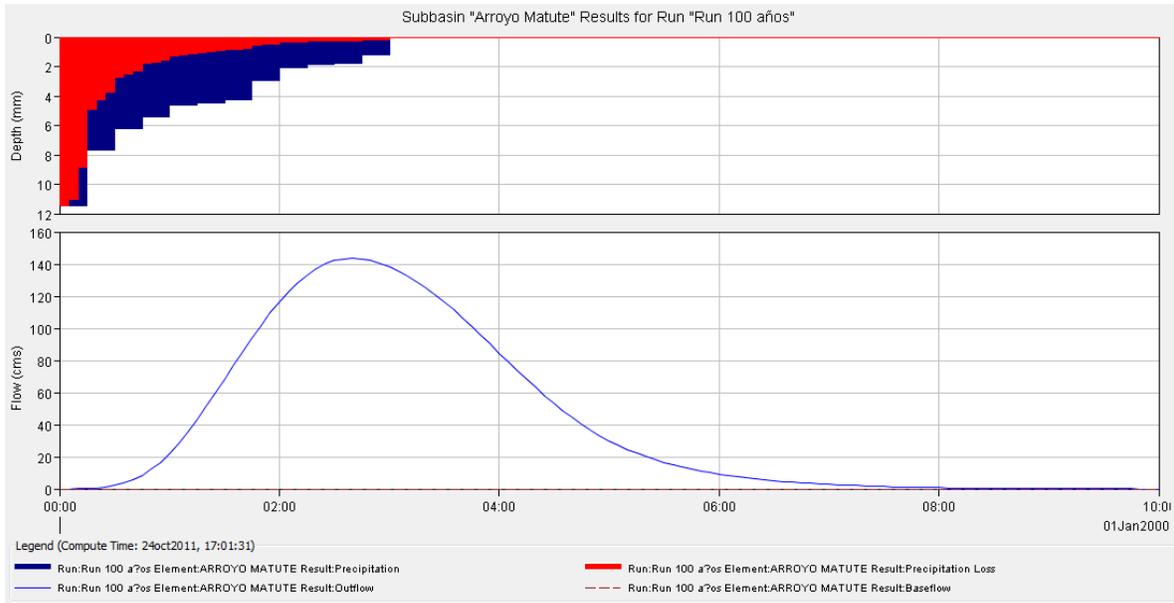


Figura 43. Hidrograma de creciete para $T_r = 100$ años.

$$Q_p = 143.7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

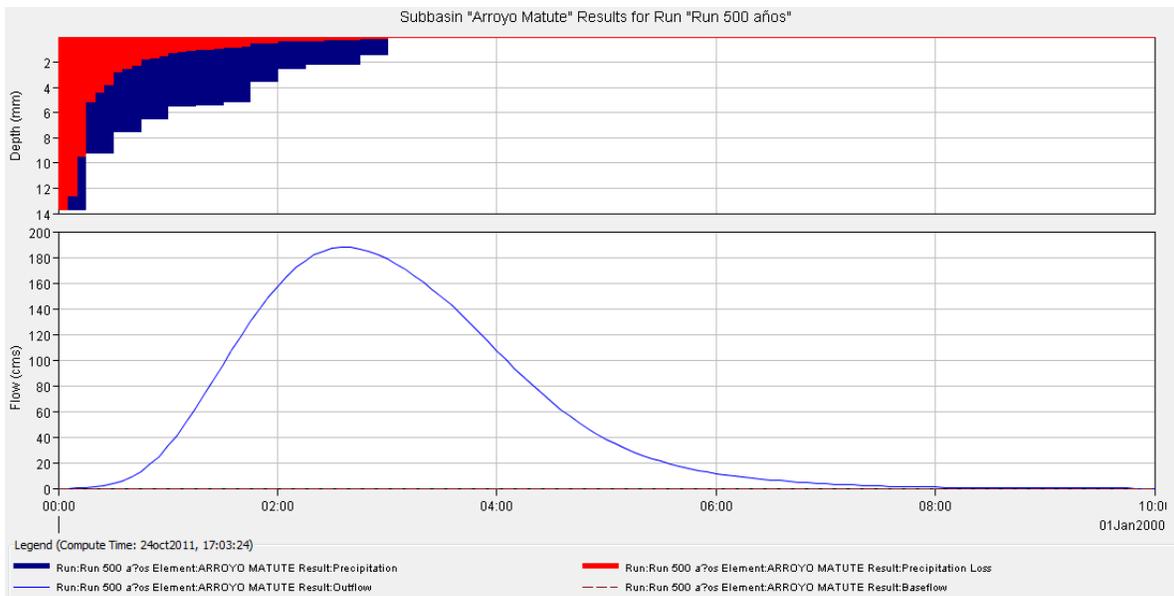


Figura 44. Hidrograma de creciete para $T_r = 500$ años.

$$Q_p = 187.7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A continuación se muestra un gráfico comparativo donde se consolidan todos los hidrogramas generados para cada periodo de retorno; y en el cual se puede observar que el pico más alto se presenta en un tiempo de retorno de 500 años y un valor aproximado a $187,7 \text{ m}^3/\text{s}$, asimismo el pico más bajo es de $38,5 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en 2,33 años. Demostrando así que el máximo valor de caudal para los diferentes periodos de retorno seleccionados son proporcionales unos con otros, esto es, para el menor valor de tiempo de retorno se obtuvo el pico más bajo de caudal y, de igual forma, para la mayor cantidad en años el caudal más alto. Ver Figura 45:

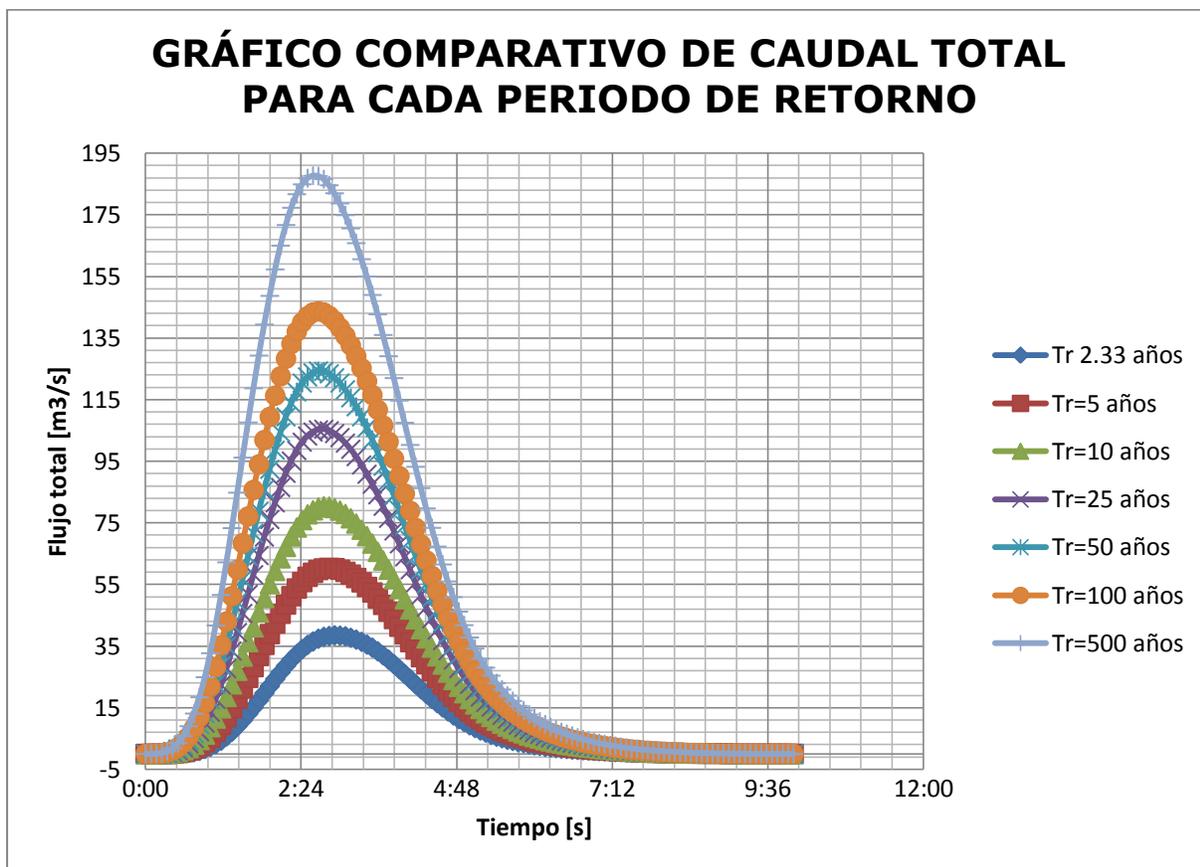


Figura 45. Comparación de caudales totales para diferentes periodos de retorno.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La metodología propuesta para determinar hidrogramas de creciente asociados a diferentes periodos de retorno utilizando programas gratuitos es la siguiente:
 - 1.1. Localizar estación de precipitación.
 - 1.2. Serie de precipitación máxima en 24 horas anualmente.
 - 1.3. Ajuste estadístico de distribuciones de probabilidad.
 - 1.4. Selección de distribución de probabilidad.
 - 1.5. Determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.
 - 1.6. Determinar la distribución temporal de la precipitación en la zona.
 - 1.7. Adaptación del componente Basin Model Manager de HEC-HMS.
 - 1.8. Ajuste de modelos meteorológicos a cada tiempo de retorno.
 - 1.9. Inclusión de parámetros en el componente Control Specification Manager de HEC-HMS.
 - 1.10. Adaptación de distribuciones de precipitación para diferentes periodos de retorno.
 - 1.11. Concepción de hidrogramas de crecientes.

2. Para el caso Arroyo Matute se estimaron los hidrogramas de creciente asociados a diferentes periodos de retorno utilizando los programas Hyfran y Hec-HMS, obteniendo los siguientes valores para caudal pico: para un periodo de retorno de 2.33 años, se obtuvo un caudal pico de 38.5 m³/s; para un periodo de retorno de 5 años, se obtuvo un caudal pico de 60.4 m³/s; para un periodo de retorno de 10 años, se obtuvo un caudal pico de 80.4 m³/s; para un periodo de retorno de 25 años, se obtuvo un caudal pico de 105.4 m³/s; para un periodo de retorno de 50 años, se obtuvo un caudal pico de 124.3 m³/s; para un periodo de retorno de 100 años, se obtuvo un caudal pico de 143.7 m³/s; y, finalmente, para un periodo de retorno de 500 años, se obtuvo un caudal pico de 187.7 m³/s.

3. Para todo lo anterior, se realizó un esquema del procedimiento realizado (véase Figura 46).

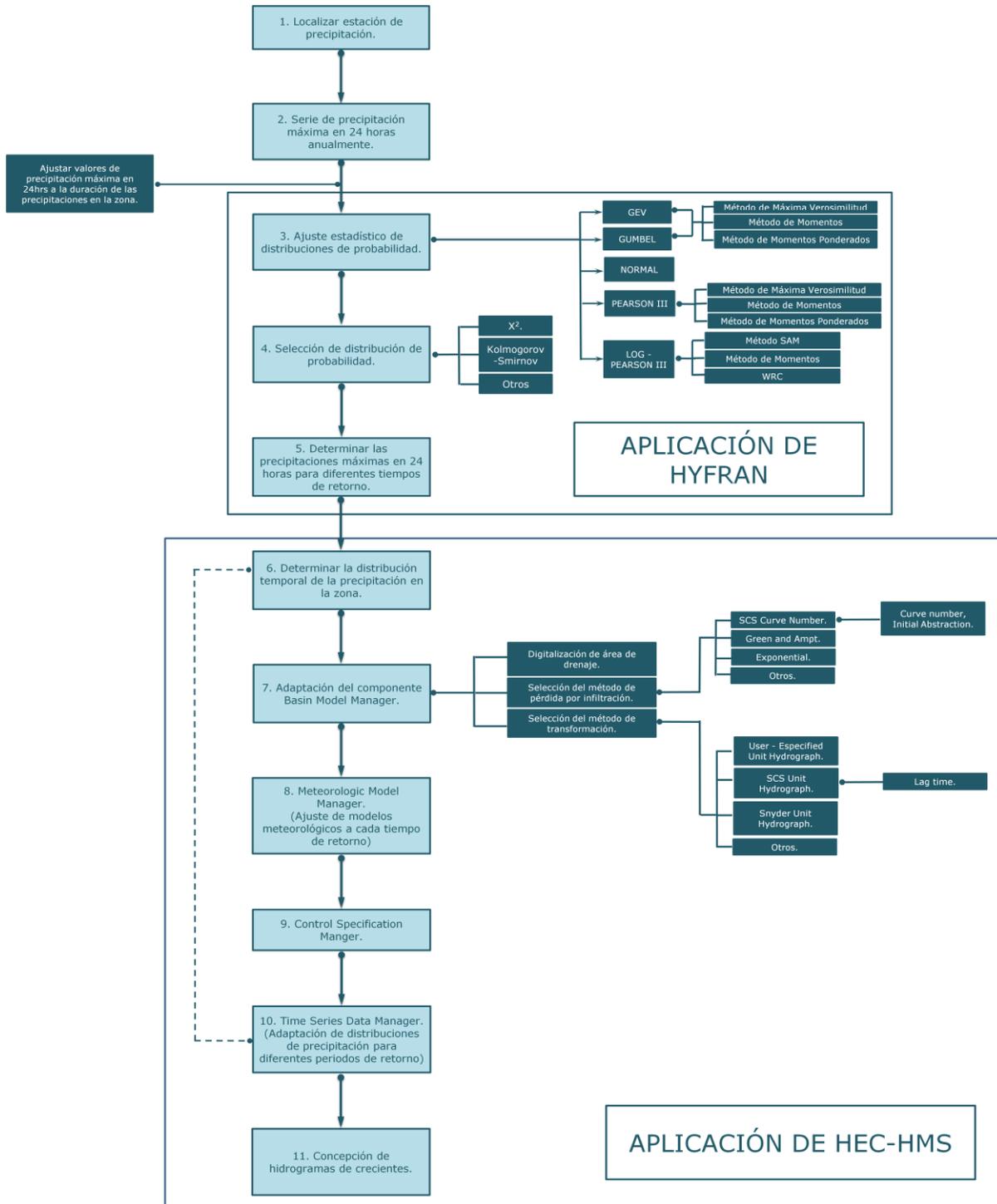


Figura 46. Metodología para estimar hidrogramas de creciente a través de los programas Hyfran y Hec-HMS.



4. Se recomienda para futuros trabajos utilizar otros programas comerciales e incluir en la metodología sub-rutinas de calibración.

REFERENCIAS

- [1] DÍAZ, Bernardo. Criterios Hidrológicos para el Diseño de Rebosaderos. Bogotá, Universidad Javeriana, Tesis de Maestría, 1988.
- [2] U.S. ARMY CORPS. Flood-Hydrograph analyses and Computations. Washington, U.S. Army Corps, 1959.
- [3] CHOW, Ven Te. Handbook of Applied Hydrology. New York, Mc Graw Hill, 1964.
- [4] STANESCU, Silviu. Apuntes de clase para el curso de hidrología práctica. Bogotá, HIMAT, 1971.
- [5] VIESSMAN, W. et,al. Introduction to Hydrology. New York, Harper and Row Publisher, 1977.
- [6] CHOW V.T., MAIDMENT, MAYS. Applied Hydrology. New York, Mc Graw-Hill, 1988.
- [7] COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. Hidrología. Tomos 1 a 11. México, Comisión Federal de Electricidad, 1981.
- [8] RICHARD McCUEN. A. Guide to Hydrologic Analysis Using S.C.S. Methods, 1985.
- [9] U.S. BEREAU OF RECLAMATION. Diseño de presas pequeñas. México, Compañía Editorial Continental, 1976.
- [10] LINSLEY, KOHLER AND PAULUS. Hydrology for Engineers. New York, McGraw-Hill Book Company, 1982.
- [11] TAYLOR, Arnold B. and SCHWARZ, Harry E. Unit-hydrograph Lag and Peak. How related to basin characteristics. New York, Transactions American Geophysical Union, April 1952.
- [12] Hec-HMS. Manual elemental.
[<http://web.usal.es/~javisan/hidro/Complementos/Hec-hms3.pdf>]

ANEXOS

HEC-HMS¹¹

The HEC Hydrologic Modeling System (HEC-HMS, 1998; 2006) is the Windows-based hydrologic model that supersedes HEC-1 and contains many improvements over its predecessor. As these developments have progressed, it has generally replaced HEC-1 as the model of choice for flood plain analysis.

The most notable advantage of HMS is an easy-to-use graphical user interface (GUI), which allows for the manipulation of hydrologic elements such as basin and river reaches and the improved input of basin characteristics. The GUI also allows for the quick viewing of results for any object in the model schematic. A background map containing subwatershed boundaries and streams can be entered from a GIS mapfile as a visual reference, but it is not used for any calculations.

In Hec-HMS, a project consists of three separate parts: the Basin Model, the Meteorologic Model, and the Control Specifications. These three parts are accessed by the main screen, the Project Definition screen, which is the window that initially opens when HEC-HMS is started. This screen links to all the data and tools (like gage data and the optimizer) through either the menus across the top or the large windows for the three main components. The user can select and view the models by double-clicking on them.

o The Basin Model

The Basin Model contains the basin and routing parameters of the model as well as connectivity data for the basin. The GUI uses a simple click-and-drag method to place subbasins, reaches, reservoirs, junctions, diversions, sources, and sinks. Each element can be given a name and description, and the user may select the method of calculation to be used by the model. The

¹¹Hydrology and Floodplain Analysis, Fourth Edition. Philip B. Bedient, Wayne C. Huber, Baxter E. Vieux. Prentice-Hall, 2008.

basin model is merely a representation of the actual watershed, and the visual location and sizes of each element do not matter as long as the numerical data and connectivity are correct. HMS automatically connects some objects placed at either end of routing reaches. Multiple elements can connect down-stream to one element, but one element cannot have multiple downstream connections. Elements can also be connected and disconnected by selecting from the menu that appears by right-clicking on an object. The user must be careful to connect objects in the correct direction of flow, which can be checked by selecting the option to show flow directions from the toolbar. Data for each element are edited by double-clicking on the element or right-clicking and selecting "edit".

- o The Meteorologic Model

The Meteorologic Model contains the precipitation data, either historical or hypothetical, for the HEC-HMS model. The model contains a number of options for modeling precipitation and can even account for evapotranspiration. Examples of historical precipitation inputs include hyetographs, gage weighting, and inverse-distance gage weighting. The program can handle an unlimited number of recording and nonrecording gages, and gage data can be entered manually, imported from existing DSS file, or based on an Excel file. In addition HEC-HMS has the capability to model gridded rainfall, such as NEXRAD-estimated radar rainfall. Hypothetical precipitation data can be derived from frequency storm and standard project storm (SPS) models.