



**Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
UEN de Gestión Ambiental
Dirección de Estudios Básicos
Dirección de Cuencas Hidrográficas**

Análisis hidrológico de las alternativas de toma del Río Banano

**Ing. Jorge Hidalgo M., MSc.
Geóg. Kenneth Masís N.
Ing. Hernán Villalobos S.**

Junio, 2011.



Índice

Introducción.....	3
Antecedentes.....	4
Descripción del abastecimiento de Limón.....	6
Demanda presente y futura de la ciudad de Limón.....	8
Propuesta de abastecimiento.....	9
Delimitación de la cuenca.....	9
Características de la cuenca.....	11
Características de la cuenca.....	12
Información hidrológica disponible.....	12
Precipitación.....	13
Caudal.....	17
Metodología.....	20
Sitios de colocación de la toma.....	20
Análisis hidrológico.....	21
Probabilidad de ocurrencia de caudales.....	28
Modelo Hidrológico de Máximos.....	32
Información Base.....	32
Bandas Limnigráficas.....	32
Bandas de Lluvia.....	33
Modelo de precipitación	34
Hietograma típico.....	34
Análisis de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos.....	36
Pruebas de Bondad de Ajuste.....	37
Prueba de hipótesis.....	37
Distribución Generalizada de Valores Extremos.....	38
Periodos de retorno.....	39
Modelo de escorrentía.....	41
Flujo base.....	41
Pérdidas iniciales y exceso de precipitación.....	43
Resultados del modelo hidrológico de máximos.....	46
Conclusiones y recomendaciones.....	48
Referencias bibliográficas.....	49



Introducción

Desde hace más de dos décadas, la ciudad de Limón presenta problemas de abastecimiento de agua potable, ocasionados por los problemas de vulnerabilidad de la principal obra de toma en la cuenca del río Bananito, los cuales se han acentuado en años recientes como resultado de la fuerte erosión del meandro del río sobre el que se encuentra la estructura, colocando la obra en una situación de alta vulnerabilidad, la cual hace evidente la necesidad del planteo de una solución a este problema.

El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), se ha propuesto buscar una solución al abastecimiento de la ciudad de Limón, que no solo minimice la vulnerabilidad en el proceso de suministro del agua potable, sino que además prevea el crecimiento que se espera tenga la provincia como resultado del proyecto de Limón Ciudad Puerto, propuesto por el Gobierno Central de la República.

Este estudio representa una primera aproximación, desde la perspectiva hidrológica, para la determinación de la disponibilidad del recurso hídrico en la cuenca del río Banano. El objetivo de este estudio es determinar si existe un sitio en la parte media de la cuenca, que permita la extracción de un caudal máximo de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ y conducirlo hasta el sitio de aprovechamiento (la ciudad de Limón) por medio de gravedad. Adicionalmente se presentan las avenidas máximas probables, en los potenciales sitios de toma, para un posterior análisis de la vulnerabilidad de la estructura, análisis que escapa al alcance de este documento. El predimensionamiento de la conducción u obras de captación también se encuentra fuera del alcance de este estudio.



Antecedentes

La ciudad y puerto de Limón han sido históricamente pilares fundamentales del desarrollo de Costa Rica. Desarrollo que, paradójicamente, no ha logrado alcanzar ni a la ciudad, ni al puerto de Limón. En las últimas administraciones, los gobernantes del país han vuelto su mirada hacia la preocupante situación en la que se encuentra Limón, producto del bajo nivel de prioridad que se le dio a su desarrollo en anteriores administraciones. Así, el gobierno ha decidido enfocar buena parte de sus esfuerzos intelectuales y físicos hacia la colocación de Limón en el nivel de desarrollo que merece su importancia. A través del proyecto “Limón Ciudad Puerto”, el gobierno pretende llevar el principal puerto del país, a ser el primero del área. Esta iniciativa no se puede separar del desarrollo de la infraestructura necesaria para la ciudad de Limón y que permita cumplir los objetivos trazados.

El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados debe de ser gestor y actor principal en la ejecución de este proyecto, sabedores de que el desarrollo de cualquier actividad humana inicia por el agua. De esta manera, se ha diseñado la infraestructura necesaria para dar tratamiento a las aguas residuales de la provincia; se ha iniciado un diagnóstico de los sistemas actuales de agua potable, con miras a desarrollar las mejoras y mantenimiento que durante mucho tiempo se dejó de realizar; y se han iniciado los estudios para garantizar un suministro de agua potable que no solo brinde un líquido de calidad y en cantidad, sino que además se suministre de forma continua, ante la alta vulnerabilidad de la zona, producto de las condiciones climáticas imperantes.

Hasta 1991, el abastecimiento del agua potable de la ciudad de Limón, consistió principalmente en la captación del agua del Río Banano y su posterior bombeo hasta la planta de tratamiento, ubicada en la Bomba, de donde se conducía hasta Limón. Sin embargo, como resultado de los numerosos deslizamientos ocasionados por el terremoto Telire en 1991, la turbiedad en el agua se elevó hasta 2400 NTU y se estimó tardaría al menos cinco años en regresar a los niveles de turbiedad normal. Ante este panorama, se tomó la decisión de buscar una nueva fuente de abastecimiento de agua potable para la



ciudad de Limón. Esta se estableció en la parte baja del cauce principal del Río Bananito, sobre una isleta formada sobre uno de los meandros del antiguo cauce de río. La elección de este sitio respondió mayormente a dos criterios, el acceso al sitio por la cercanía de la carretera que cruza el río sobre la antigua vía del ferrocarril y la relativa estabilidad del punto con respecto a los demás meandros del río hacia aguas arriba. Sin embargo, no se contaba en su momento con análisis de la estabilidad real del sitio, aunque si se había advertido sobre su inestabilidad (García et. al. 1995), basado en su comportamiento histórico. En 1998 se construyó un sistema de toma, mediante la colocación de tubos de PVC perforados, de 300 mm de diámetro y recubiertos con gaviones, los cuales se limpiaban mediante un sistema de retrolavado, usando las bombas de impulsión. Este sistema salió de funcionamiento producto del colapso de las tuberías de PVC. Posteriormente esta toma se rehabilitó mediante un sistema de rejillas colocado en el lecho del río. Este sistema presenta problemas asociados a su ubicación al costado del cauce del río, lo cual obliga a realizar obras emergentes para desviar el cauce del río hacia las rejillas. Actualmente el sitio de toma se encuentra amenazado por la estabilidad del meandro, lo cual no solo compromete las toma, sino también la planta y el bombeo. Al respecto, Lopez (2001) había recomendado la colocación de espigones para detener la erosión del meandro y estabilizarlo.

En los años posteriores al terremoto, se ha observado como gradualmente el río Banano se ha estabilizado y ha recuperado los niveles de turbiedad previos al terremoto, mientras que el río Bananito muestra la inestabilidad que lo ha caracterizado a lo largo de la historia de los asentamientos en sus márgenes. Esto ya había sido advertido por Gonzalez, et. al. (1997), quienes además recalcan la necesidad de proteger de la deforestación las partes altas de esta cuenca. Rojas, et. al., (2007) destacan la estabilidad mostrada por el Río Banano, en contraposición al creciente riesgo que representa para el sitio de toma la inestabilidad del río Bananito. Además recomiendan rehabilitar la toma del Río Banano. Así, esta alternativa retoma vigencia, en virtud de la calidad y cantidad del recurso en el río Banano.

Como se mencionó anteriormente, la toma del río Banano salió de operación por los



niveles de turbiedad en el agua, después del terremoto de Telire en 1991. Anterior a esto, en 1989 se otorgó una concesión para extracción de materiales en cauce de dominio público, en la parte baja del río Banano. Entró en vigencia en 1990, luego de la aprobación del estudio de Impacto ambiental y se han otorgado prórrogas en 1996, y 2002, por cinco y diez años respectivamente. Esta extracción, si bien no alcanza el sitio de toma de Acueductos y Alcantarillados, si ha tenido un efecto indirecto sobre éste. La extracción de materiales ha ocasionado un descenso del lecho y tirante del río, hasta un nivel inferior al de toma. Así, aunque el nivel de turbiedad en el agua ha bajado a niveles tratables, el anterior sitio de toma en la Bomba ha salido de operación, por el descenso del lecho del río, con lo cual es necesario formular una solución para rehabilitar el sitio de toma, o bien buscar un nuevo sitio. Esta última alternativa ya había sido analizada antes, Flores, et. al. (1990), propusieron tres sitios posibles de toma en esta cuenca, en los ríos Banano, Nuevo y Aguas Zarcas. Finalmente seleccionaron ésta última alternativa como la más viable, al ser la de menor costo. Rojas, et. al. (2007), propusieron la creación de un presa vertedero 500 metros aguas arriba de la confluencia de los ríos Segundo y Tercero, así como la rehabilitación de la toma existente.

Así, la situación actual del abastecimiento de la ciudad de Limón, presenta la toma del río Banano inhabilitada, la toma del Río Bananito operando con los problemas antes mencionados, y a esto se debe sumar la vulnerabilidad de las fuentes de Moín, la cual quedó en evidencia en diciembre del año 2006, con el incendio que consumió la fábrica de Químicos Holanda. Bajo este panorama, el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados pretende proveer una solución definitiva a los problemas de abastecimiento y vulnerabilidad del sistema de agua potable de la ciudad de Limón, para así, darle la redundancia que garantice la cantidad y calidad de agua que el proyecto Limón Ciudad Puerto demanda.

Descripción del abastecimiento de Limón

La ciudad de Limón cuenta con una población aproximada de 60000 personas, con un crecimiento geométrico proyectado de 140 mil personas en el año 2035, sin considerar la posible explosión demográfica producto del proyecto Limón Ciudad-Puerto.



El acueducto de Limón se abastece actualmente de tres fuentes, el río Bananito, del cual se extraen en promedio 260 l/s que se impulsan desde la toma hasta la planta de tratamiento de agua potable Aguas Claras (P.P. Aguas Claras) y enviados a la ciudad de Limón por la conducción de 450mm hierro dúctil (HD) y 500mm de concreto reforzado (CR); el campo de pozos de La Bomba con 110 l/s en promedio por la conducción de concreto reforzado y de las fuentes de Moín con una producción actual de 50 l/s por una tubería de 300mm HD.

La fuente principal del sistema es la toma superficial sobre el río Bananito, la cual impulsa aproximadamente 250 L/s hasta la planta de tratamiento que se encuentra a 85 m.s.n.m. en la margen izquierda del río Banano, al norte del poblado de La Bomba.

Desde la P.P. Aguas Claras, el agua se transporta por gravedad por medio de dos líneas de conducción de 500 mm, una de concreto reforzado y otra de hierro dúctil. La línea de 500 mm HD se reduce a 450 mm aproximadamente 6 kilómetros después de la P.P. Aguas Claras. La línea de 450 mm HD abastece directamente al Tanque Pueblo Nuevo por una línea de 200mm HD, así como al Tanque Las Pilas, el cual es el eje central de todo el sistema de Limón.

El sistema se reforzó con un campo de pozos alrededor del poblado La Bomba, en la margen izquierda del río Banano, los cuales inyectan su producción directamente a ambas conducciones. La línea de concreto reforzado abastece algunos poblados antes de entrar al Tanque Metálico Bella Vista, ubicado al oeste del centro de Limón, cercano al Tanque Las Pilas. Así mismo, las zonas de presión de Limoncito y Los Cocos se alimentan directamente de esta tubería.

La zona de Corales se alimenta actualmente por dos bombeos ubicados en el tanque las Pilas hasta el tanque de Corales y de ahí se distribuye a la zona, además el tanque Corales puede alimentar el Tanque Pacuare y este al Tanque Pueblo Nuevo.



Actualmente, se estima que la tubería de concreto reforzado presenta numerosos problemas de fugas, debido a que durante el terremoto de Limón se vio fuertemente dañada. En la actualidad, no se encuentran en el mercado accesorios para reparar este tipo de tubería. Además, presenta muchas conexiones de distribución a lo largo de esta conducción principal, por lo cual en caso de interrupción de los bombeos en los pozos, las comunidades de Limoncito y Los Cocos quedan sin servicio hasta que se restablezcan los bombeos.

El tanque de Las Pilas actualmente trabaja a la mitad de su capacidad original, debido a daños sufridos en una de sus 2 pilas por falseado de sus cimientos lo que obligo a sacarla de operación, restándole vida al sistema.

El “booster” de Santa Rosa se encuentra fuera de funcionamiento. Según lo indicado por los operadores del sistema, éste “secaba” la planta potabilizadora. Se estima que la planta no tiene la capacidad de producción suficiente de aproximadamente 300 l/s para la capacidad instalada del “booster”.

Demanda presente y futura de la ciudad de Limón

La tabla 1 muestra un resumen de la demanda proyectada para la ciudad de Limón, hasta el año 2035.

Tabla No. 1. Demanda proyectada de la ciudad de Limón

Año	2009	2015	2020	2025	2030	2035
Población cubierta	59102	70195	83369	99016	117600	139672
Dotación (l/persona/día)	616.92	533.93	427.14	388.31	355.95	355.95
Demanda con mejoras (l/s)	422.00	433.78	412.16	445.01	484.49	575.42
Demanda sin mejoras (l/s)	422.00	501.21	595.28	707.01	839.70	997.30
Capacidad máxima instantánea invierno (l/s)	640.00	640.00	640.00	640.00	640.00	640.00
Capacidad máxima instantánea verano (l/s)	640.00	640.00	640.00	640.00	640.00	640.00

Fuente: Departamento de Desarrollo Físico, AyA, Bonilla, et.al, 2011.



El sistema sin mejoras, al año 2035 alcanzará una demanda 997 m³/s, la cual es imposible de satisfacer con los 640 m³/s de capacidad instalada con que se cuenta en la actualidad. Bajo este escenario, en el año 2024, la capacidad instalada será insuficiente para suplir la demanda. En el supuesto de que se presenten mejoras al año 2035, la población demandará del sistema 575 m³/s.

Adicionalmente, empíricamente se ha estimado la dotación del proyecto Limón Ciudad-Puerto en 100 l/s. Con lo que la demanda total de la ciudad de Limón alcanzará los 750 l/s. Así conservadoramente se ha proyectado buscar una solución de abastecimiento, que pueda proveer 1 m³/s.

Propuesta de abastecimiento

El presente documento, analiza cuatro alternativas, para una posible toma de agua potable, que permita inyectar al sistema de la ciudad de Limón 1m³/s. Este caudal se tomaría de la cuenca del Río Banano, ya sea del río del mismo nombre, del río Nuevo, o de una combinación de estos ríos con los ríos Segundo y Tercero, desde donde se conduciría hasta los tanques de abastecimiento. La propuesta busca aprovechar la geografía del cauce del río Banano para conducir el caudal por gravedad y así eliminar todos los costos de electricidad presentes por bombeo.

Delimitación de la cuenca

La cuenca hidrográfica del río Banano se delimitó a partir de la cartografía 1:5000 del Proyecto de Regularización del Catastro y Registro, con curvas de nivel cada 10 metros en altitud. La cuenca del río Banano se compone de cuatro subsistemas principales de drenaje que son los río Nuevo, Segundo, Tercero y el mismo río Banano. Los ríos Segundo, Tercero y Nuevo, conforman las tres subcuencas principales de la gran cuenca,



que junto con la del mismo río Banano como sistema independiente, forman la totalidad de la cuenca. La cuenca del río Banano se clasifica como una cuenca exorreica, pues sus aguas drenan hasta el Mar Caribe, sin embargo, para efectos de la presente investigación, la cuenca fue delimitada hasta un punto de interés específico, el cual se localiza en la antigua estación meteorológica y limnigráfica del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), en Asunción, a 136 metros de altitud sobre el nivel del mar, formando una cuenca hidrográfica de un área de 9.246,88 hectáreas (92.47 km²). La figura 1 muestra la delimitación de la cuenca hasta el punto de drenaje al mar Caribe y la subcuenca definida hasta el punto de estudio de la Estación de Asunción.

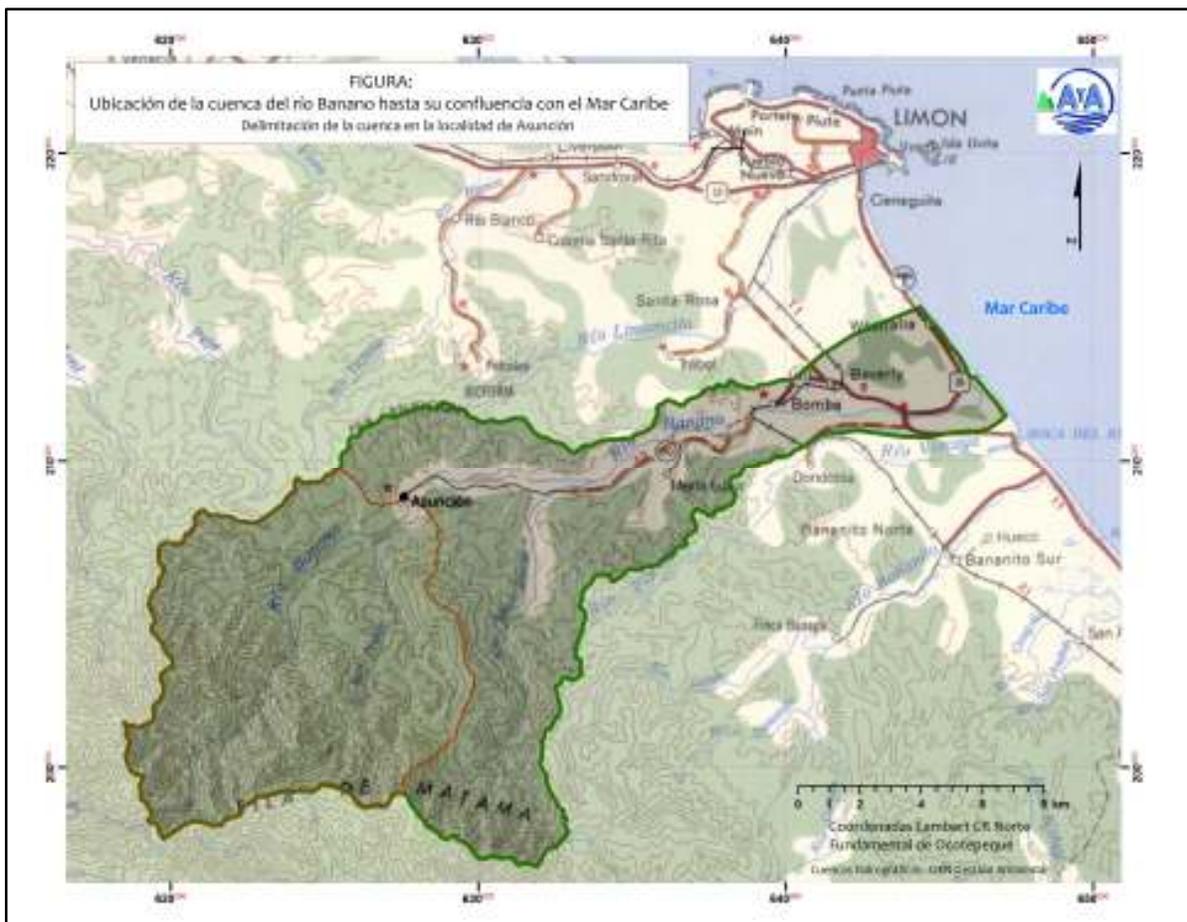


Figura No. 1. Delimitación de la cuenca del río Banano hasta el punto de drenaje al mar y hasta el punto de estudio en Asunción.



Características de la cuenca

La cuenca del Río Banano es una cuenca de tamaño medio, con un área de 180 km², hasta el antiguo punto de toma en la estación de la Bomba. El punto estudio se ubica en Asunción, en la antigua estación meteorológica del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). La caracterización de la cuenca se realizó hasta este punto. El área, perímetro y longitudes de los cauces se obtuvieron a partir del mapa de la cuenca generado por Laboratorio de Sistemas de Información Geográfica, con el sistema de información Geográfica ArcGIS®. La tabla 2 presenta el resumen de las principales características de la cuenca.

Tabla No. 2 Características de la cuenca del Río Banano.

Características de la cuenca	
Número de orden	3
Área (km ²)	92,47
Perímetro (km)	43,75
Longitud del cauce principal (km)	20,5
Longitud de todos los cauces (km)	52
Índice de compacidad	1,28
Factor de Forma	0,22
Lado mayor del rectángulo equivalente (km)	16,39
Lado menor del rectángulo equivalente (km)	5,64
Elevación máxima (m.s.n.m.)	2220
Elevación mínima (m.s.n.m.)	136
Densidad de drenaje (m/m ²)	0,00056

De la comparación de los valores de área y longitud del cauce principal se tiene que la cuenca presenta un cauce meándrico, de descenso moderado. Además la forma la cuenca es compacta con buena densidad de drenaje, hasta el punto de estudio.



Caracterización climatológica de la cuenca

La caracterización climatológica de la cuenca se realizó basándose en la metodología de zonas de vidas definidas por el Dr. Leslie Holdridge en su publicación “Life zone ecology”. Con base en la elevación y temperatura media, se identificaron en la cuenca las cuatro zonas de vida que se muestran en la tabla 3.

Tabla No. 3 Zonas de vida identificadas en el área de estudio.

Zona de Vida		Precipitación media anual	Biotemperatura media anual	Temperatura promedio anual	Periodo efectivamente seco	
Bosque muy húmedo Tropical	bmh-T	4000-6000	24.0-27.0	24.0-27.0	Muy variable	0-5
Bosque muy húmedo Tropical transición a Premontano	bmh-T ↑	4000-5500	21.5-24.0	21.5-24.0	Muy variable	0-5
Bosque pluvial Premontano	bp-P	4000-6000	17.0-24.0	17.0-24.0	Muy corto o nulo	0-2
Bosque pluvial Montano Bajo	bP-MB	3600-8000	12.0-17.0	12.0-17.0	Moderado o inexistente	0-3

Información hidrológica disponible

Históricamente, en la cuenca del Río Banano han existido tres estaciones meteorológicas, llamadas, Asunción, La bomba y La Nueva Bomba, todas son propiedad del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE).

Estación de Asunción

La estación de Asunción operó entre 1957 y el año 2008. Se ubicaba en Latitud Norte 09° 53' 37" y Longitud Oeste 83° 10' 00", a 136.58 m.s.n.m. El registro de caudales termina en el año 1988 y el registro de precipitación continuó hasta el año 2008 en que la estación fue sacada de operación.



Estación de La Bomba

La estación de La Bomba operó durante únicamente tres años, desde el 6 de Junio de 1972 hasta el 24 de mayo de 1975. La estación se ubicaba en la Latitud Norte 9° 54' 45" y Longitud oeste 83° 4' 27", a 25 m.s.n.m. Únicamente registraba caudales.

Estación La Nueva Bomba

La estación de la Nueva Bomba, vino a ser un reemplazo de la Estación de la Bomba. Operó durante 4 años, desde el 10 de octubre de 1991 hasta el 8 de marzo de 1995. Se ubicó junto a la antigua estación de La Bomba. Al igual que ésta, únicamente registraba caudales.

Precipitación

Para determinar el patrón de precipitación sobre la cuenca del río Banano, se utilizaron únicamente los datos de la estación Asunción, dado que los registros de las otras dos estaciones se tomaron durante periodos cortos de tiempo, por lo cual no son representativos de la variabilidad temporal de la cuenca. El gráfico 1 muestra los acumulados mensuales de precipitación de la estación de Asunción en el periodo 1957-2007. Las discontinuidades en el trazado son valores faltantes en el registro original de la estación.

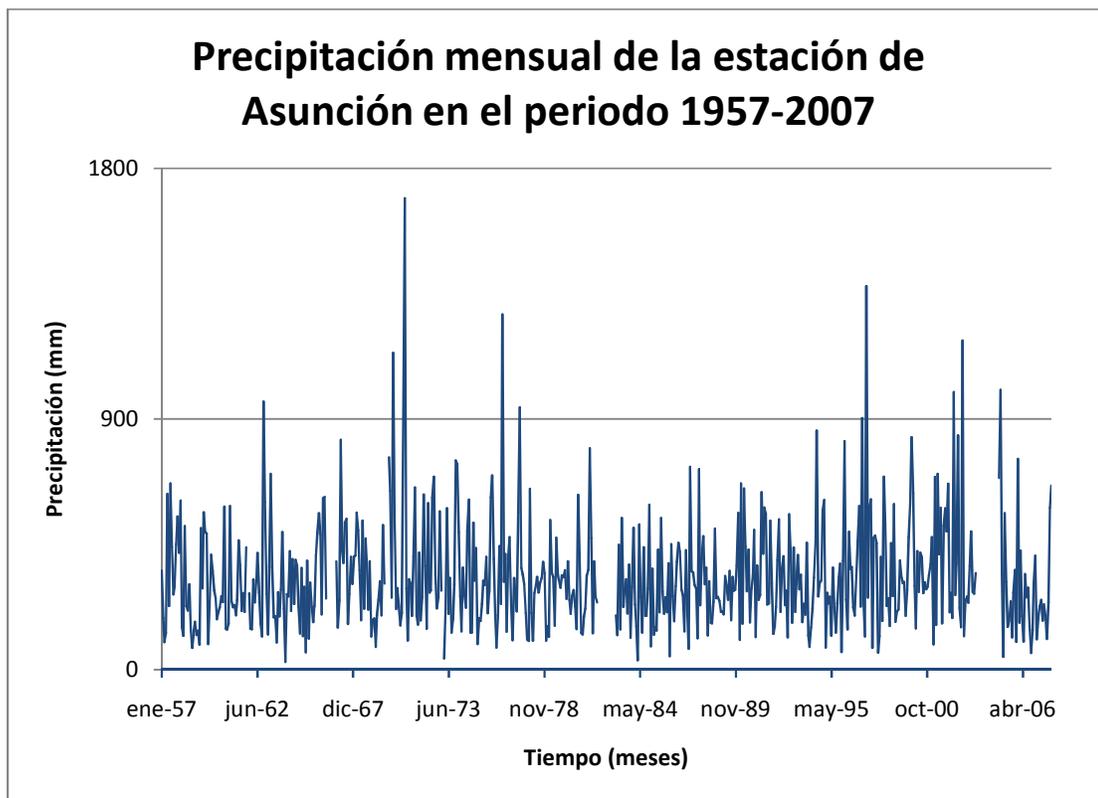


Gráfico No. 1. Serie de precipitación mensual de la estación de Asunción.

Para obtener un registro continuo en el periodo 1957-2007, se estudió el comportamiento estadístico de los datos, para buscar un modelo de serie de tiempo que describa los datos de la estación de Asunción y a partir de este, hacer predicciones de los valores faltantes.

Dada la naturaleza de los datos, es de esperar que exista relación entre los datos de un mes y el siguiente, y una relación entre los datos del mismo mes de diferentes años. Así, para estudiar la correlación de los datos se hace necesario generar una nueva serie que considere estas diferencias. Ésta se obtuvo a partir de una sencilla transformación de doble diferenciación, esto es, el dato de un mes menos el dato del mismo mes del año siguiente y este valor menos el dato del mes siguiente. Para la serie resultante se calcularon las funciones de autocorrelación (FAC) y autocorrelación parcial (FACP).

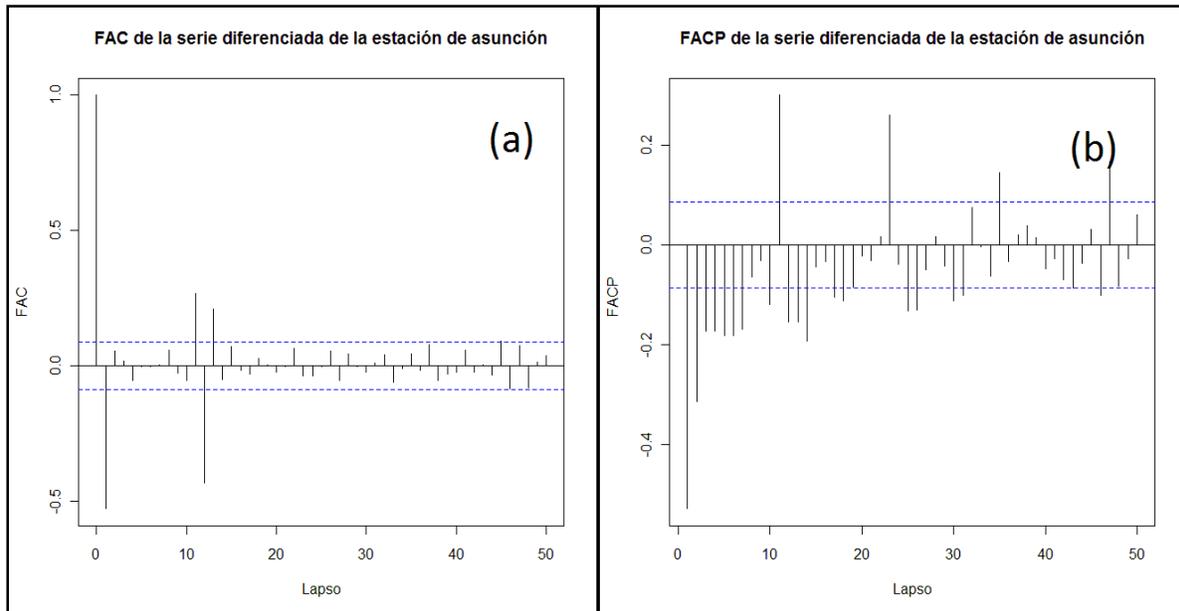


Gráfico No. 2 FAC y FACP de la serie de precipitación diferenciada de la estación de Asunción.

Los gráficos 2(a) y 2(b) muestran la FAC y FACP de la serie de datos diferenciada, respectivamente. A partir de estas se tiene que la serie de datos se ajusta a un modelo autoregresivo integrado de media móvil (ARIMA, por sus siglas en inglés), de la forma:

$$(1-B)(1 - B^{12})Z_t=(1-\theta B)(1-\Theta B^{12})a_t \quad (1)$$

Los parámetros θ y Θ se estimaron en 0.93 y 0.98 respectivamente, B es el operador de desplazamiento para el que $B^m Z_t = Z_{t-m}$ y los valores de a_t se estimaron por el método de evaluación directa de las derivadas.

Con base en el modelo mostrado en la ecuación 1, se completó la serie de precipitación de la estación de Asunción, como se muestra en el gráfico 3.

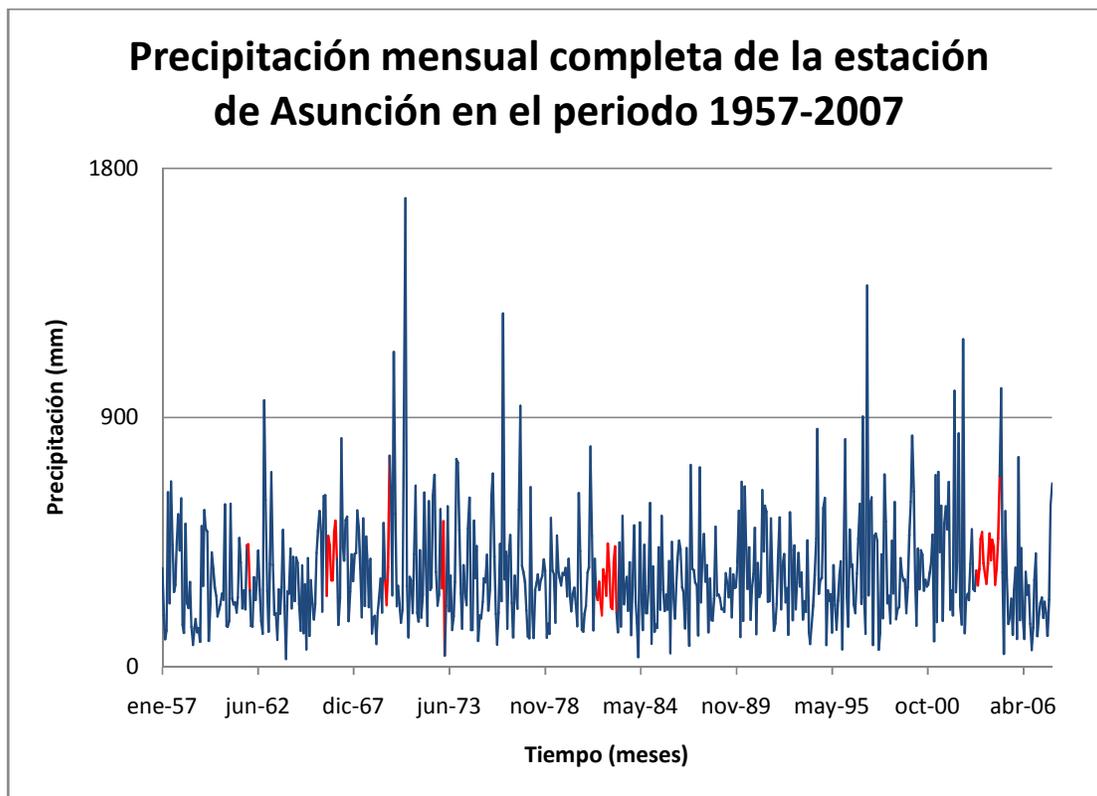


Gráfico No. 3 Serie de precipitación mensual completa de la estación de Asunción en el periodo 1957-2007.

A partir de la serie de datos completada se realizó un análisis de frecuencias, utilizando una distribución de frecuencias acumuladas.

$$F_i = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (2)$$

Donde m es la posición en la que se encuentra un dato en la lista de los n datos ordenados de forma ascendente y F_i es el porcentaje de frecuencia acumulada de la lluvia, es decir el porcentaje de meses con lluvia igual o menor que el mes que se ubicó en la posición m . La distribución de frecuencia acumulada se obtiene de graficar el valor de precipitación contra su probabilidad de ocurrencia según la ecuación 2. La curva obtenida se ajustó por el método de mínimos cuadrados y a partir de la ecuación obtenida se calculó la precipitación que se asocia a una probabilidad dada. La repetición de este procedimiento para todos los meses del año permite obtener curvas de igual probabilidad



de ocurrencia de precipitación a lo largo de todo el año.

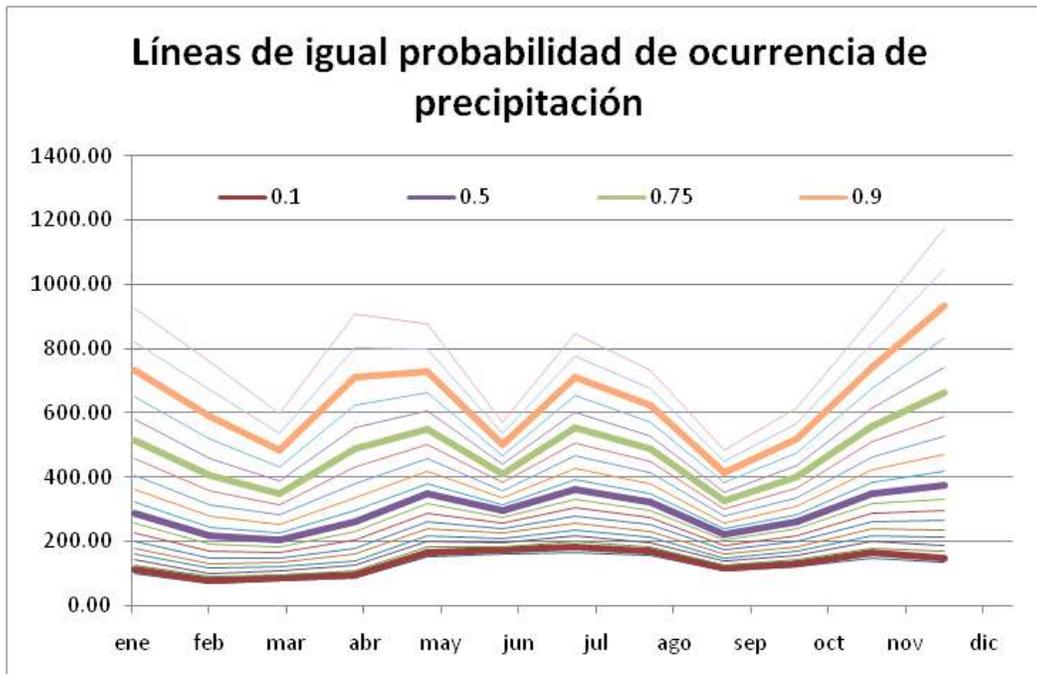


Gráfico No. 4. Curvas de igual probabilidad de ocurrencia de precipitación estimadas a partir de la serie de datos de la estación de Asunción.

El gráfico 4 muestra las curvas de igual probabilidad de ocurrencia de precipitación para todo el año. Resaltado con líneas de mayor grosor se muestran las probabilidades 10, 50, 75 y 90.

Caudal

El gráfico 5 muestra la serie de caudal promedio de la estación de Asunción, en el periodo de 1957 a 1988. Existe una serie de vacíos en el registro, de estos los más largos se dan en los años 1979 y 1982, los cuales no forman parte del registro.

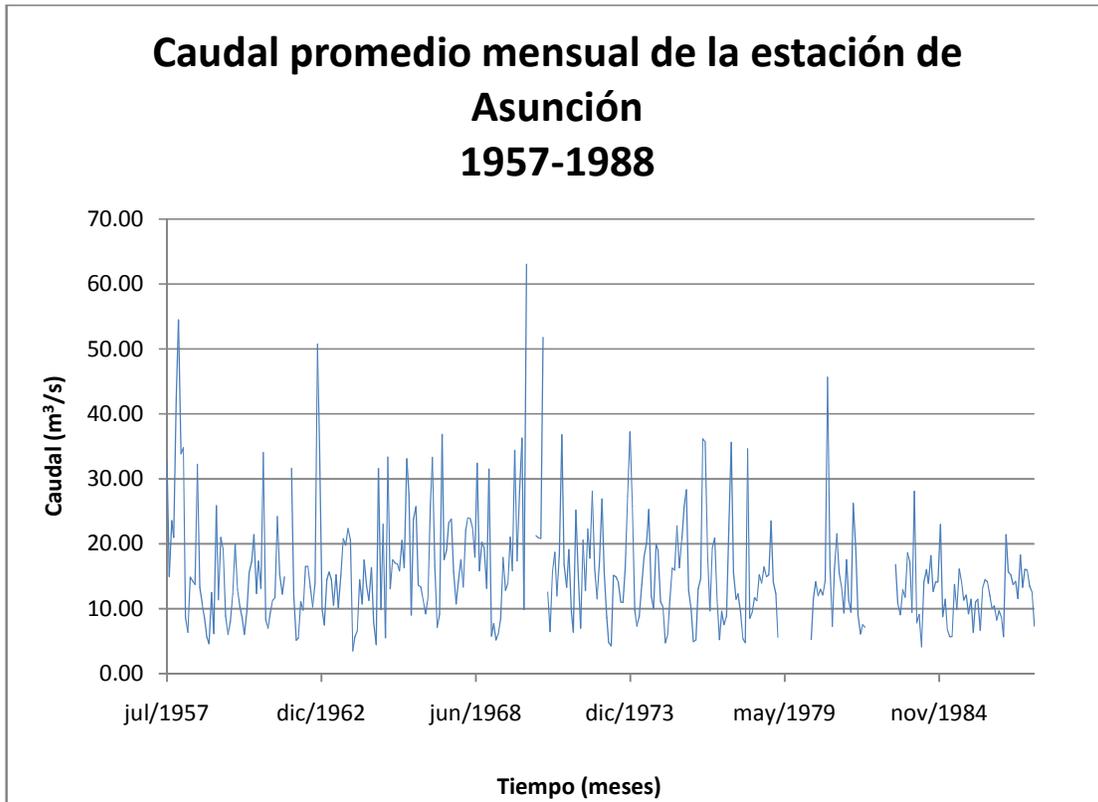


Gráfico No. 5 Registro histórico de caudales mensuales promedio de la Estación de Asunción.

De la misma forma en que se hizo con la serie de precipitación, se completó la serie de caudal con un modelo de serie de tiempo ARIMA. El gráfico 6(a) muestra la FAC de la serie de datos de caudal dos veces diferenciada (1 mes hacia adelante y 12 meses hacia adelante). Los picos que se presentan con valores significativos (por encima de la línea azul del error estándar), se presentan en los lapsos 1, 11, y 12. El pico en el lapso 25 se despreció, tomando la FAC como la asociada al modelo multiplicativo $(0,1,1,)_1 \times (0,1,1)_{12}$.

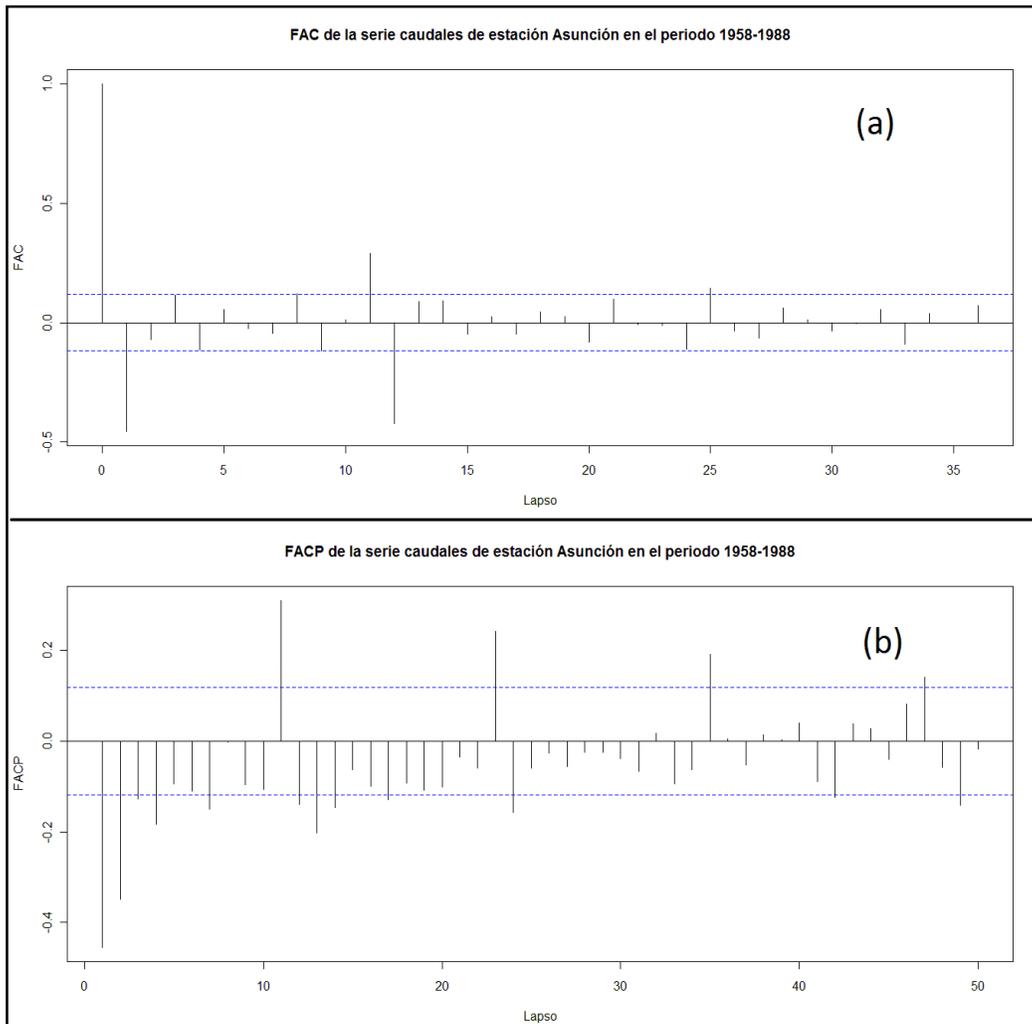


Gráfico No 6 FAC y FACP de la serie de caudales mensuales promedio de la estación de Asunción.

El gráfico 6 (b) muestra la FACP de la serie de caudales diferenciada. Su comportamiento confirma el modelo ARIMA propuesto. Así se utilizó un modelo de la forma de la ecuación 1. Los parámetros θ y Θ se estimaron en 0.95 y 1.00, respectivamente. Los valores de a_t se estimaron por el método de evaluación directa de las derivadas. El gráfico 7 presenta de nuevo la serie de caudales de la estación de Asunción, con los vacíos completados con el modelo de serie de tiempo. Los valores completados se muestran en color rojo.

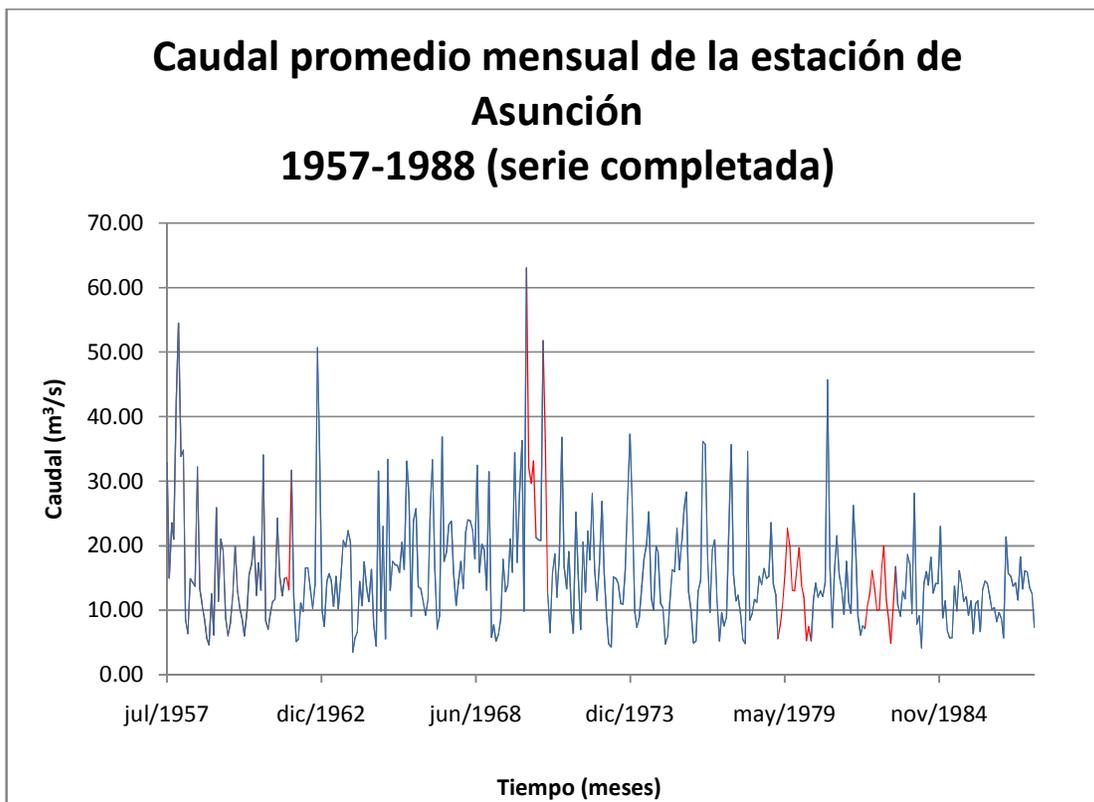


Gráfico No 7 Serie de caudales promedio de la estación de Asunción completada con el modelo de serie de tiempo.

Metodología

Sitios de colocación de la toma

Para el análisis de disponibilidad del recurso hídrico, se definieron 4 sitios posibles de colocación de la obra de toma:

- *Alternativa No. 1:* Sobre la antigua estación del ICE en Asunción, se ubica 135 m.s.n.m.
- *Alternativa No. 2:* Aguas debajo de la confluencia de los ríos Segundo, Banano y Tercero. Antes de la confluencia con el río Nuevo, sobre la elevación 198 m.s.n.m.
- *Alternativa No. 3:* sobre el río Banano, antes de la confluencia con los ríos Segundo



y Tercero, sobre la elevación 225 m.s.n.m.

- *Alternativa No. 4:* sobre el río Nuevo antes de la confluencia con el río Banano, en la elevación 185 m.s.n.m.

La figura 2 muestra las cuatro alternativas de colocación de la toma.

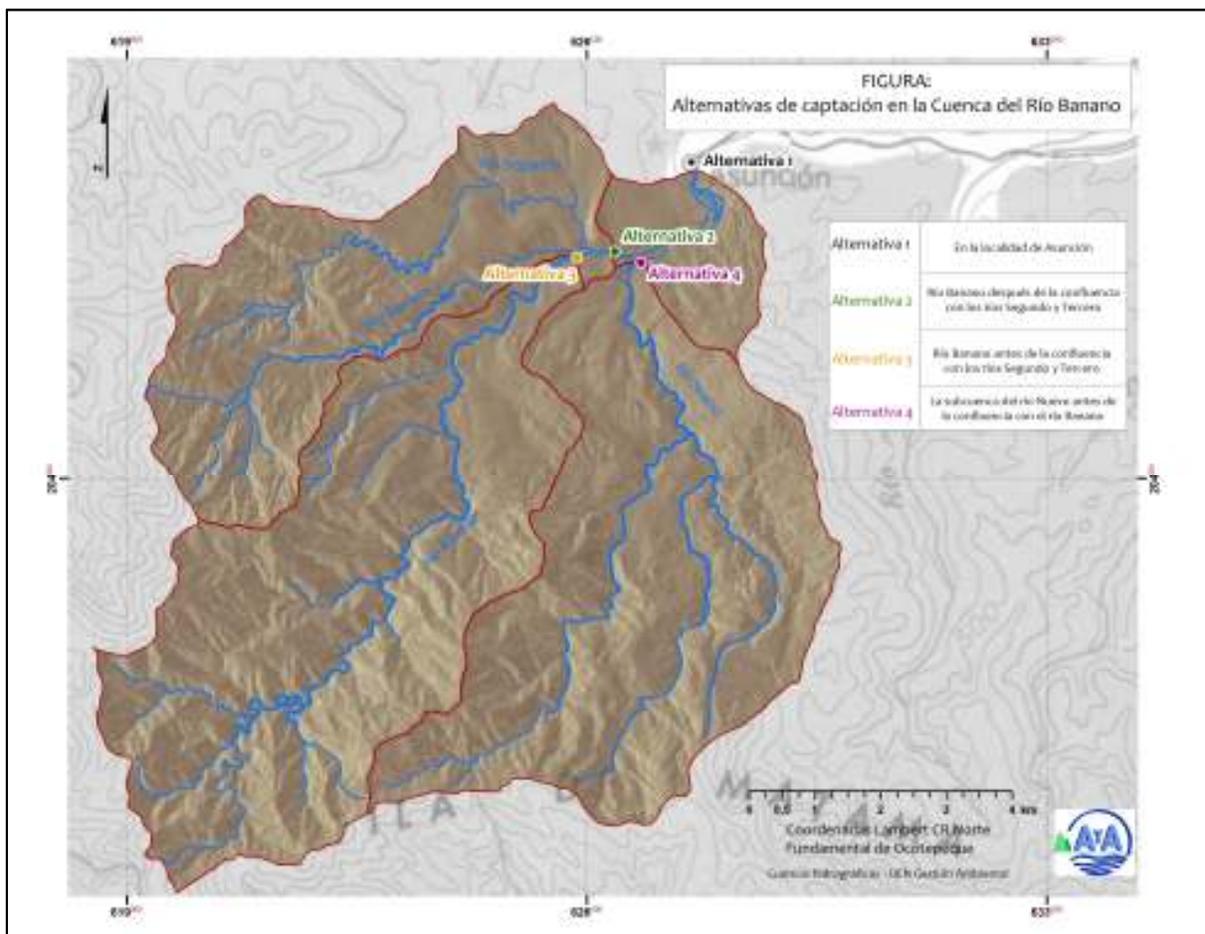


Figura No. 2 Alternativas para la colocación de la toma sobre el río Banano.

Análisis hidrológico

Para la cuantificación de la disponibilidad del recurso hídrico en la cuenca del río Banano, se utilizó la metodología de balance hídrico y zonas de vida desarrollada por el ICE (Rodríguez., et al., 1983). Por claridad de este estudio, a continuación se explica



brevemente la metodología.

El balance hídrico de una cuenca cuantifica en el tiempo el cambio en el almacenamiento, es decir la la diferencia entre el almacenamiento inicial (S_1) y el final (S_2). Así, la escorrentía (ESC) en el punto a la salida de la cuenca (punto de interés), está dada por:

$$ESC = P - ET + (S_1 - S_2) \quad (3)$$

donde P es la lluvia que ingresa a la cuenca en forma de precipitación, ET es el volumen que sale de la cuenca en procesos de evapotranspiración y ($S_1 - S_2$) es el cambio en el almacenamiento. Para cuencas como la del río Banano, donde no se tiene una estación seca claramente diferenciada, se tiene una alta saturación del suelo, y se analiza en periodos largos, de manera que los términos P y ET son representativos de las condiciones promedio de la cuenca, es posible asumir que el cambio en el almacenamiento tiende a cero.

Se define la relación de Evapotranspiración potencial como la razón de la evaporación potencial y la precipitación (Holdridge, 1978). Adicionalmente, la fórmula de Holdridge para el cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP) establece que:

$$ET = 58.93T_b \quad (4)$$

donde T_b es la es la biotemperatura media anual.

La función de evapotranspiración (F), se define como la razón de la evapotranspiración potencial y la real. Para las condiciones climáticas de Costa Rica F es aproximadamente una recta para los valores de RE mayores de 0.47 y menores de 1.50, un polinomio de tercer grado para valores de RE mayores de 0.0625 y menores de 0.47. Las expresiones de la recta y polinomio de F están dadas por:

$$F = \begin{cases} 1.12 - 0.44RE & 0.45 < RE < 1.50 \\ 7.4617RE^3 - 10.455RE^2 + 4.6285RE + 0.2727 & 0.0625 < RE < 0.45 \end{cases} \quad (5)$$



El valor de T_b corresponde a un único punto de la cuenca, por lo que para que T_b sea representativo es necesario tener una función de la variación de la temperatura en la cuenca. De forma general para las cuencas del país se tiene:

$$T = t_0 - m \times E \quad (6)$$

donde t_0 es la temperatura del aire al nivel del mar, m es la pendiente de la línea de regresión y E es la elevación en metros sobre el nivel del mar. Del estudio de varias estaciones climáticas del país, colocadas a diferentes elevaciones se llegó a la relación

$$t_0 = 27.55 - 0.00045 \times P \quad (7)$$

Además se determinó que m tiene un valor de 0.0055. Así, sustituyendo en (3) se tiene:

$$ESC = P - (1624 - 0.0265P - 0.324E)F \quad (8)$$

La ecuación 8 permite obtener la escorrentía a partir de la precipitación y la elevación de la cuenca. La metodología se utiliza en cuencas con poca información hidrometeorológica como la del río Banano. Anteriormente, al estudiar la disponibilidad del recurso hídrico en la cuenca del río Banano, se supuso que sobre ésta, la distribución de la precipitación es uniforme (Flores, et. al., 1990), es decir que llueve la misma cantidad en todos los lugares de la cuenca. Sin embargo, dada la variación de la elevación sobre la cuenca, así como la naturaleza y tipo de precipitación que se presenta en la vertiente atlántica del país, esta suposición podría suponer una simplificación que genera un modelo que no es representativo de la cuenca.

Si se supusiera que la precipitación es uniforme en toda la cuenca, entonces el registro de precipitación debería mostrar incrementos en el caudal en las horas posteriores a los incrementos en la lluvia, así como picos de caudal en las horas posteriores a las tormentas. Sin embargo, de la observación del registro de la estación Asunción se tiene que muchas tormentas ocurren en días en los que no existe una respuesta de crecientes



en el registro, o bien existen crecientes en el registro en los que no se presentan tormentas en el registro, o tan siquiera incrementos significativos en la precipitación. De esta manera se determinó que para la cuenca del Río Banano, la precipitación no se puede suponer uniforme en toda la cuenca. Por lo tanto, para efectos de determinar la variación de la precipitación con la elevación se definieron franjas de precipitación, respecto a las zonas de vida. Para cada una de estas se calibró una variación lineal de la precipitación. La tabla 4 resume la variación de la precipitación para cada una de las zonas de vida identificadas en la cuenca.

Tabla No. 4 Variación de la precipitación en función de la elevación y zonas de vida.

Zona	Elevación		Precipitación	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior
Bosque muy húmedo tropical	80	360	3000	5000
Bosque muy húmedo premontano	360	700	5000	6000
Bosque pluvial premontano	700	1500	6000	7000
Bosque pluvial montano bajo	1500	3000	7000	8000

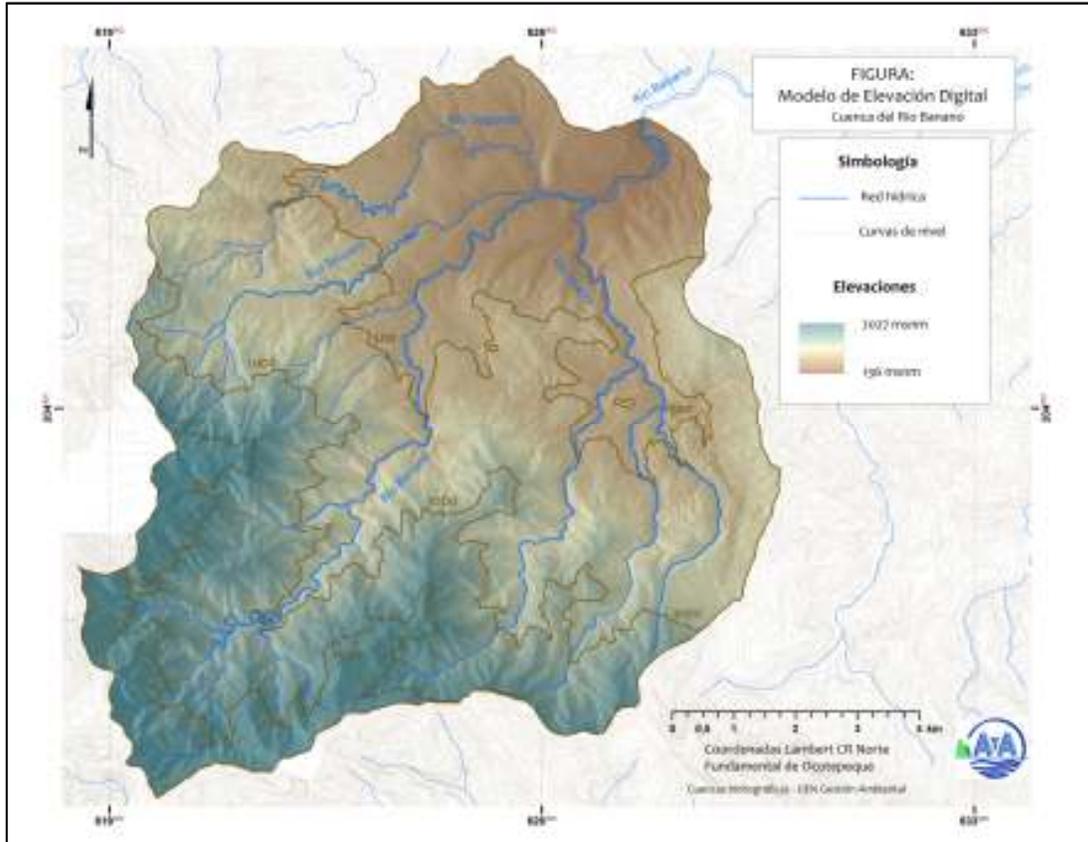


Figura No. 3 Mapa de elevaciones desde la estación de Asunción, hasta el punto más alto en la cuenca.

La figura 3 muestra la variación de la elevación en la cuenca hasta la estación de Asunción. Así, a partir de los límites mostrados en la tabla 4 y de la variación de la elevación de la figura 3, se delimitaron las zonas de vida como se muestra en la figura 4:

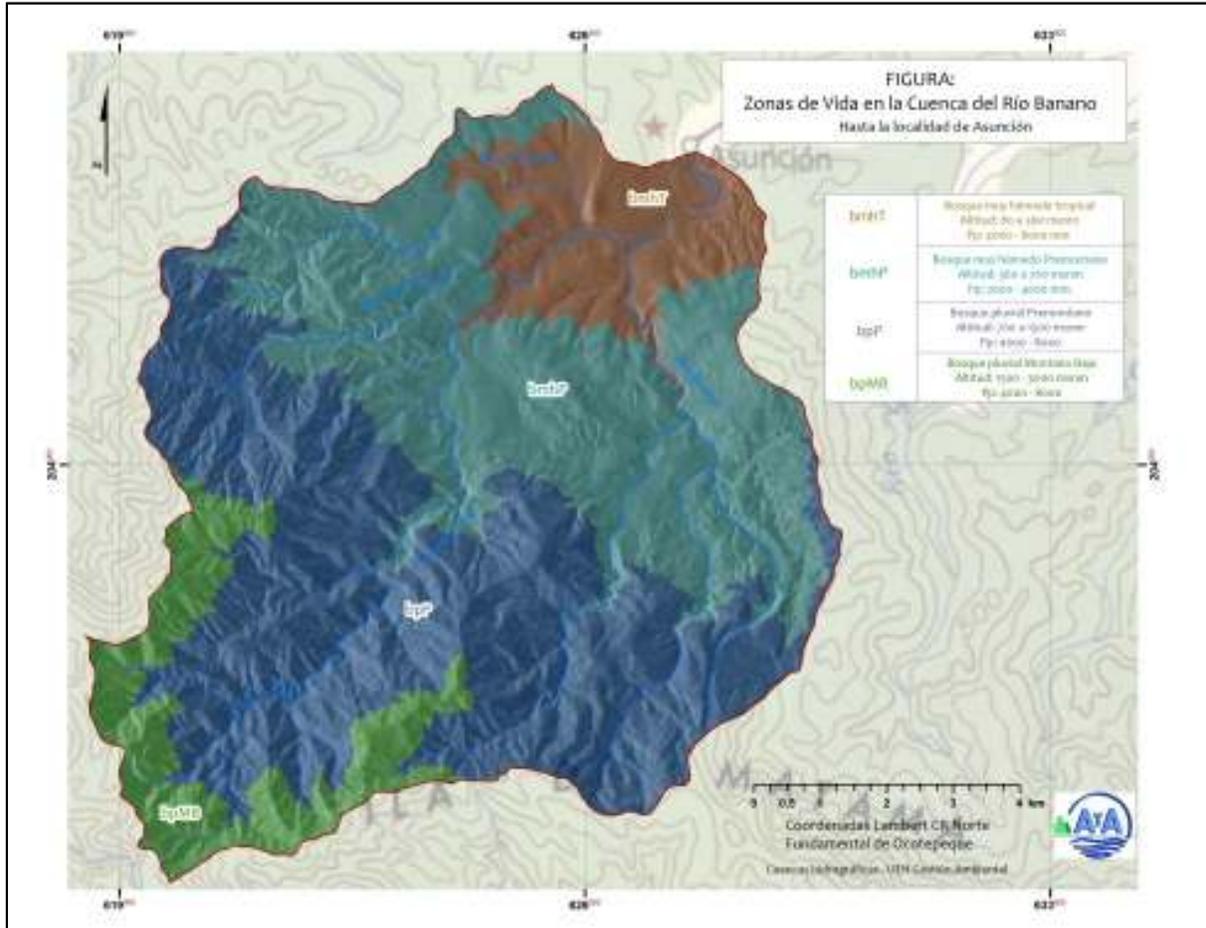


Figura No. 4. Delimitación de zonas de vida en el área de estudio.

En cada una de estas zonas de vida, la precipitación varía linealmente según los límites definidos en la tabla 4. El gráfico 8 muestra la variación de lineal de la precipitación las 4 zonas de de vida. Se calibraron 6 precipitaciones para igual número de escorrentías promedio, esto es, para la escorrentía promedio de todo el registro de asunción, para los años secos, (se definió como año seco aquel en que la escorrentía anual se encuentra por debajo del primer percentil de todos los años del registro), y para escorrentías mínimas anuales con periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 años

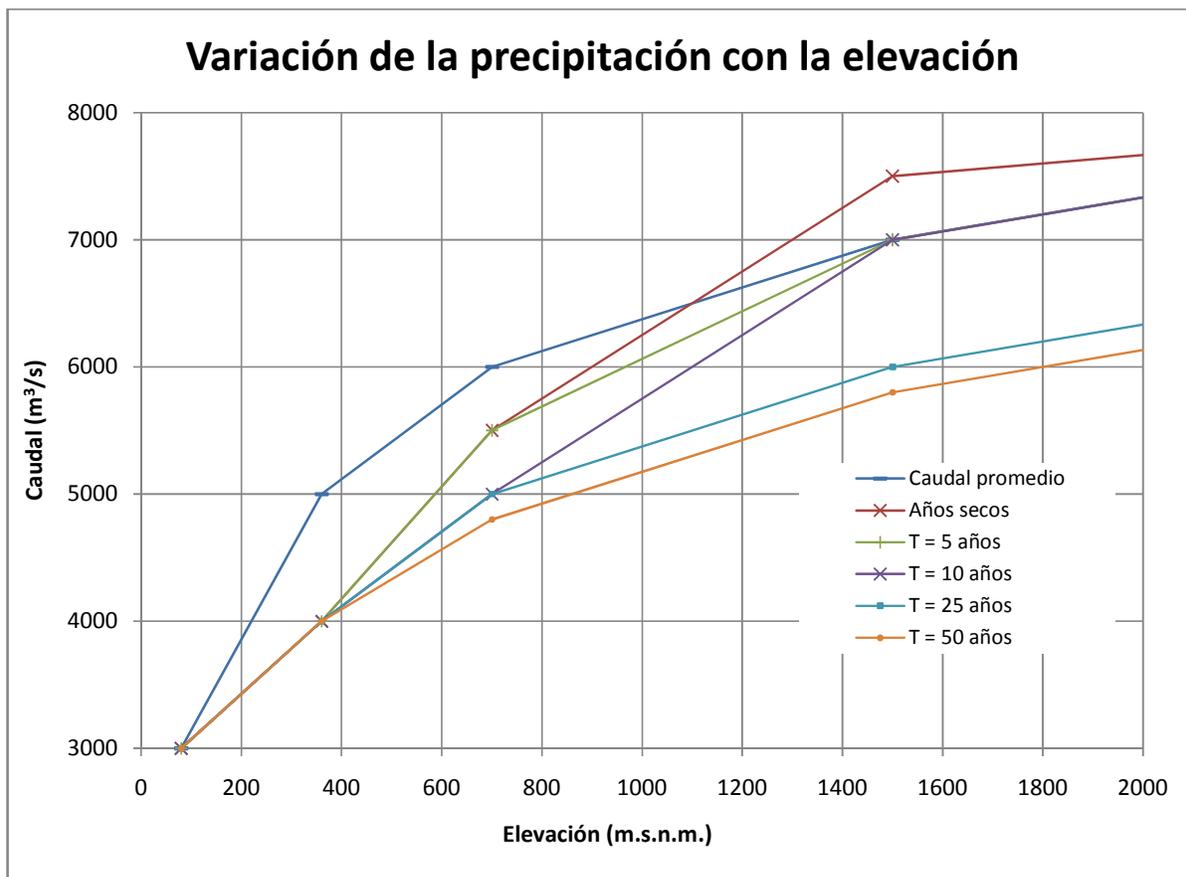


Gráfico No. 8 Variación de la precipitación con la elevación para las diferentes escorrentías analizadas.

De la combinación de las ecuaciones 4 y 7, se puede obtener la variación de la evapotranspiración con la elevación en la cuenca, y a partir de esta junto las precipitación y la elevación, se obtiene la escorrentía para el punto de interés, mediante la ecuación 8.

La tabla 5 muestra la escorrentía anual calculada para la estación de Asunción

Tabla No. 5 Escorrentía calibrada en la estación de Asunción para periodos de retorno T = 5, 10, 25 y 50 años.

Cuenca	ESC (mm/año) para periodos de retorno T			
	5 años	10 años	25 años	50 años
Asunción	4474	4252	3925	3771

La figura 5 muestra el mapa de escorrentía promedio anual, para un periodo de retorno de 50 años en el punto de estudio en Asunción.

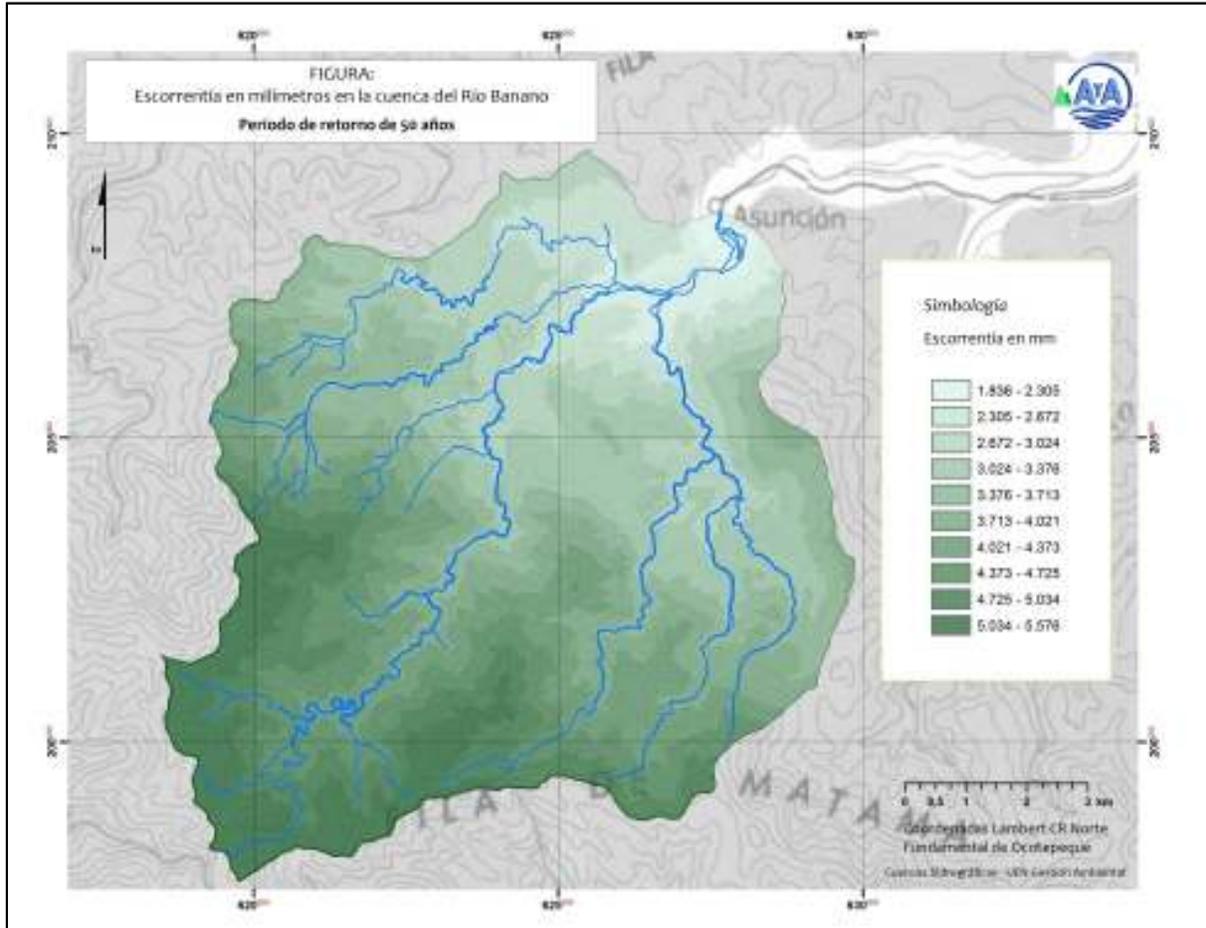


Figura No. 5 Mapa de escorrentía en la cuenca del río Banano hasta la estación Asunción, para un periodo de retorno de 50 años.

Probabilidad de ocurrencia de caudales

De los datos del ICE de la estación Asunción, se tiene el caudal promedio diario, para los 30 años de registro. A partir del registro de años completos (26 años), se calculó la distribución acumulada de frecuencias, y con esta distribución se pueden calcular las curvas de duración para las cuatro alternativas de tomas, esto es, las curvas que muestran el número de días por año en que no se alcanza determinado caudal, para 5, 10, 25 y 50 años de periodo de retorno. La tabla 6 muestra los caudales para hasta 10 días del año de caudales mínimos.



Tabla No. 6 Número de días con caudales mínimos para diferentes periodos de retorno en la cuenca del río Banano, en la estación de Asunción.

No. de días	Caudal (m ³ /s) para diferentes periodos de retorno			
	5 años	10 años	25 años	50 años
1	2.83	2.66	2.56	2.53
2	2.89	2.71	2.60	2.57
3	2.93	2.74	2.63	2.59
4	2.99	2.79	2.68	2.65
5	3.05	2.85	2.74	2.70
6	3.11	2.92	2.80	2.77
7	3.16	2.96	2.84	2.80
8	3.20	2.99	2.87	2.83
9	3.26	3.05	2.93	2.89
10	3.29	3.08	2.96	2.92

De la tabla 6, se tiene que para un periodo de retorno de 50 años, por año se tiene un día en que el caudal será menor de 2.53 m³/s, y 10 días en que el caudal será menor de 2.92 m³/s. Para el traslado de los caudales a los otros sitios de interés se utilizó la relación de escorrentías del modelo de precipitación-escorrentía. La tabla 7 muestra los caudales mínimos para hasta 5 días durante el año, para cada uno de los posibles sitios de toma.

Tabla No 7 Caudales para diferentes periodos de retorno

Sitio de toma	No. de días	Caudal (m ³ /s) para diferentes periodos de retorno			
		5 años	10 años	25 años	50 años
Alternativa No. 2	1	1.78	1.68	1.60	1.58
	2	1.82	1.71	1.62	1.60
	3	1.84	1.73	1.64	1.62
	4	1.88	1.77	1.67	1.65
	5	1.92	1.80	1.71	1.69
Alternativa No. 3	1	1.24	1.18	1.10	1.08
	2	1.27	1.20	1.11	1.10
	3	1.28	1.21	1.12	1.11
	4	1.31	1.24	1.15	1.13
	5	1.34	1.27	1.17	1.15
Alternativa No. 4	1	0.97	0.90	0.88	0.87
	2	0.99	0.92	0.90	0.88
	3	1.01	0.93	0.91	0.89
	4	1.03	0.95	0.93	0.91
	5	1.05	0.97	0.95	0.93

Los gráficos 9 al 12, muestran las curvas de duración para cada una de las alternativas consideradas.

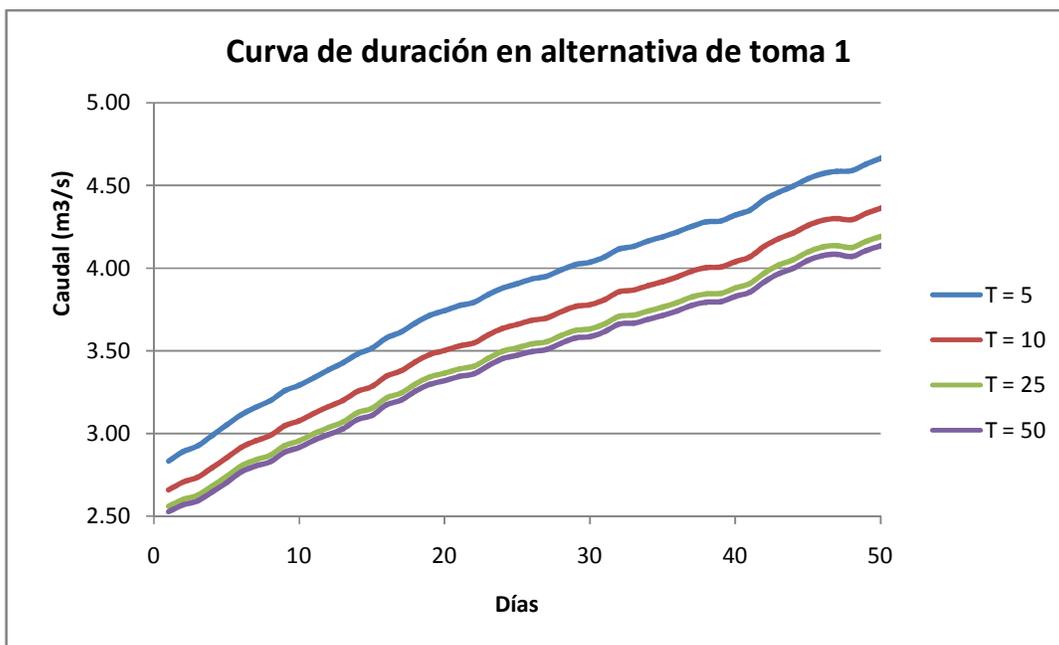


Gráfico No. 9 Curvas de duración para la alternativa No. 1

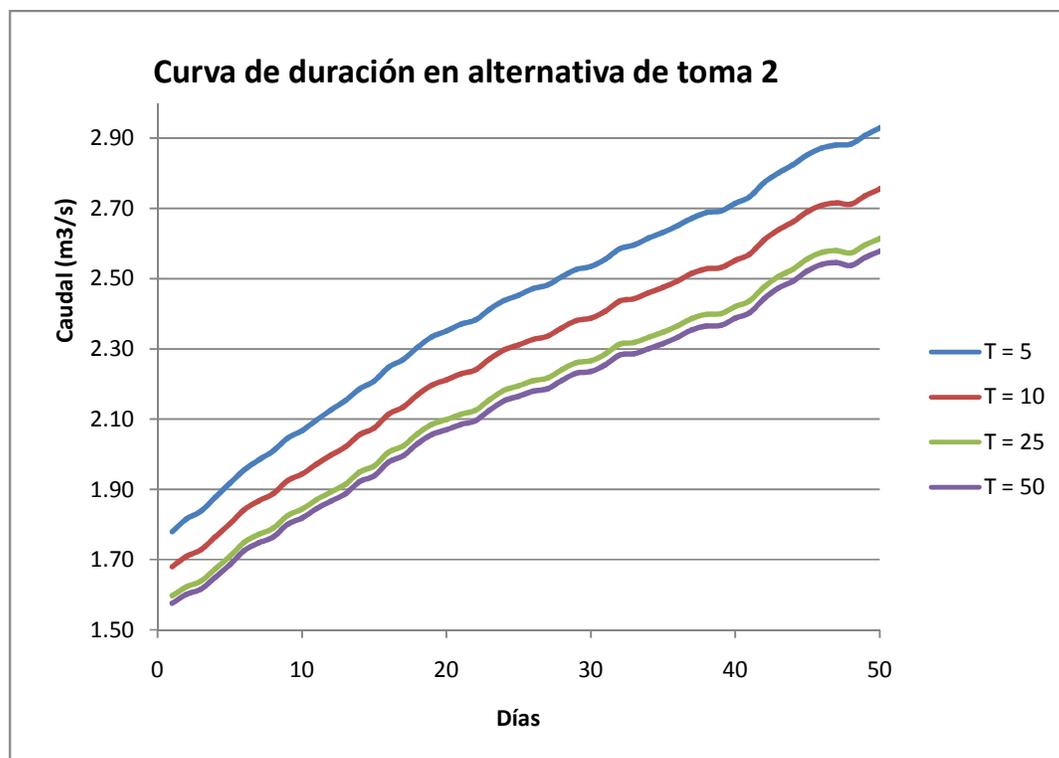


Gráfico No. 10 Curvas de duración para la alternativa No. 2

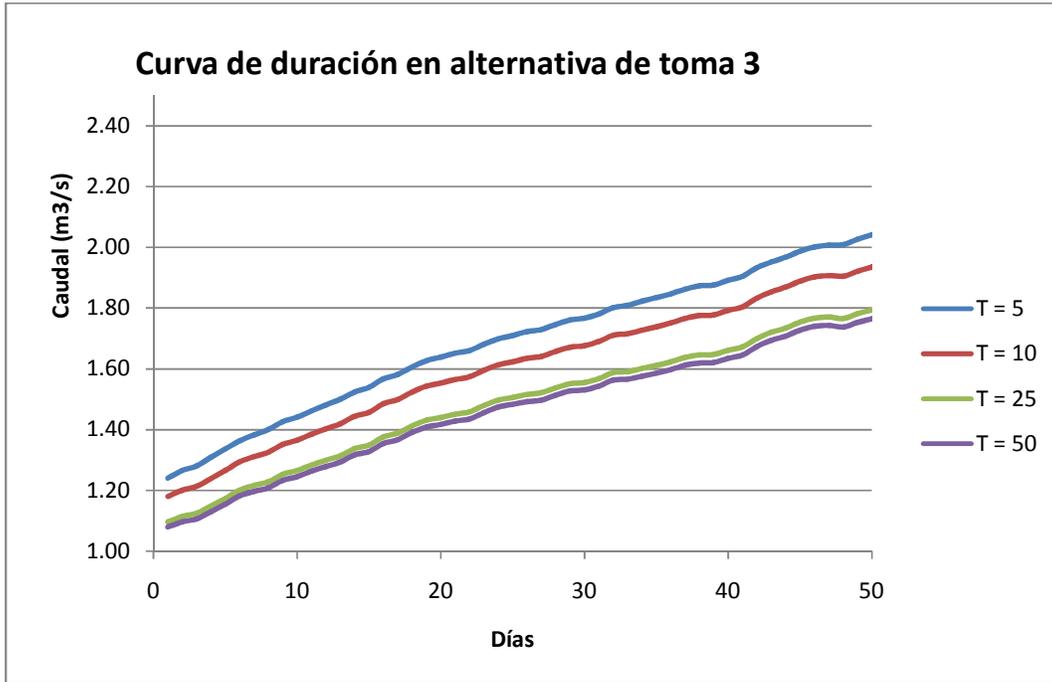


Gráfico No. 11 Curvas de duración para la alternativa No. 3

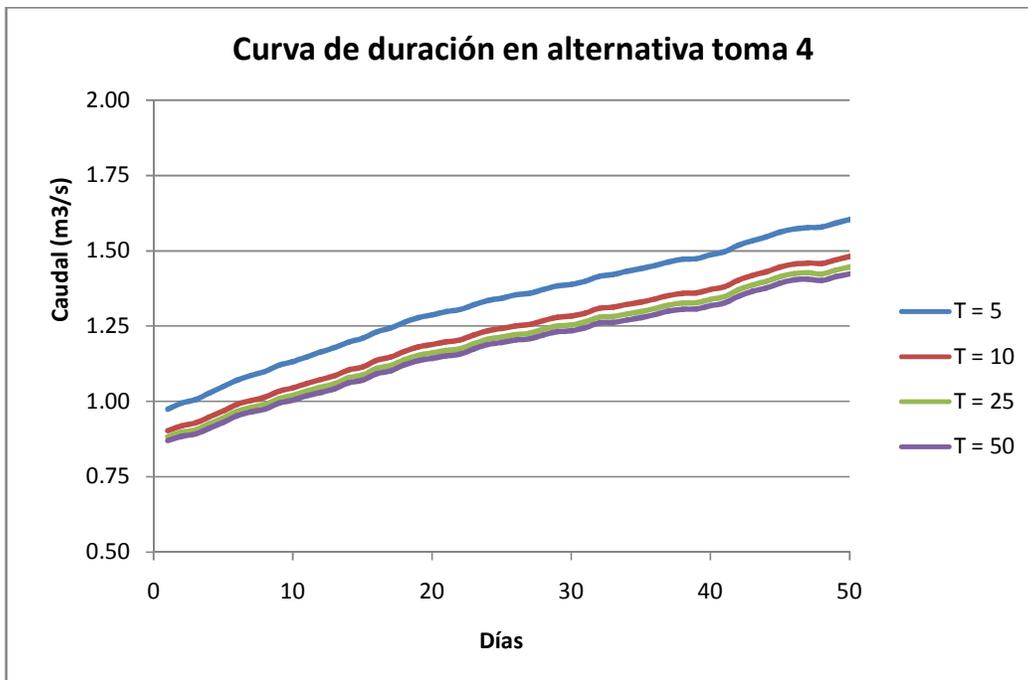


Gráfico No. 12 Curvas de duración para la alternativa No. 4



Modelo Hidrológico de Máximos

Información Base

La estimación de los caudales máximos, en el punto de ubicación de la estación de Asunción, se realizó a partir de los registros históricos de la estación. Para esto se contó con la valiosa colaboración del departamento de Estudios Básicos para Ingeniería del ICE, los cuales por más de 50 años instrumentaron la Cuenca del Río Banano, generando la información necesaria para la estimación de las avenidas máximas probables. La UEN de Proyectos y Servicios Asociados (PySA), brindó acceso a las bandas limnigráficas (figura 6), las bandas de lluvia y la información de la base de datos de la estación de Asunción.

Bandas Limnigráficas

A partir de las bandas limnigráficas de la estación Asunción se obtuvieron los datos de los hidrogramas de crecientes necesarios para caracterizar los patrones de escorrentía de la cuenca y con estos poder modelar la respuesta de ésta ante eventos extremos.

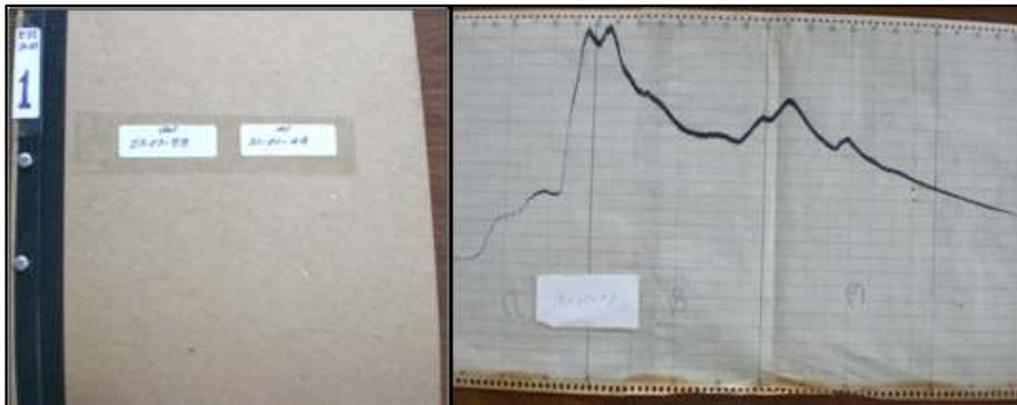


Figura No. 6 Bandas de Limnigráficas de la estación de Asunción.
Fuente: UEN PySA, ICE.

La conversión a caudal de los valores graficados por la estación Limnigráfica, se hizo a partir de las ecuaciones de las curvas de descarga brindadas también por la UEN PySA. En estas se cuenta con tres parámetros que las describen, los cuales varían con la altura



del cauce y las modificaciones de la sección transversal en el tiempo. Estos parámetros son C, H₀ y N, y la relación del valor de la escala (H) con caudal está dada por:

$$Q = C \cdot (H + H_0)^N \quad (9)$$

La digitalización de los hidrogramas de crecientes se realizó con la colaboración del departamento de dibujo de la UEN de Programación y Control.

Bandas de Lluvia

La estación pluviográfica de Asunción contaba con registros continuos de precipitación en bandas diarias que registraban de 7:00am-7:00am. La figura 7 muestra la banda de precipitación del 9 de enero de 1970.

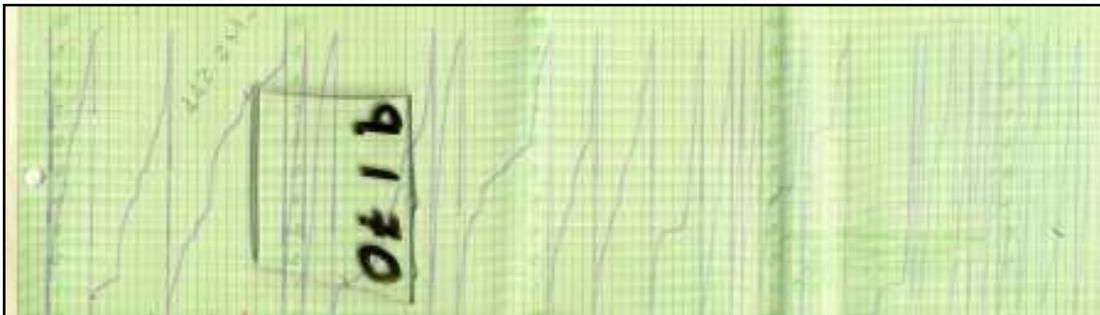


Figura No. 7 Bandas de Lluvia estación Asunción.

Fuente: UEN PySA, ICE.

Se digitalizaron pulsos (lluvias de alta intensidad y poca duración) y tormentas (lluvias de alta intensidad sostenida) de estas bandas se obtuvieron los valores de precipitación cada 30min, por medio de la digitalización de las bandas.



Modelo de precipitación

Hietograma típico

El hietograma típico de la tormenta para la cuenca del río Banano se generó a partir del registro de la estación pluviográfica de Asunción. Visualmente se seleccionaron 73 días de lluvia con altas intensidades de precipitación, aproximadamente iguales o mayores a 5 mm/hora. Para la selección del hietograma típico de tormenta se utilizó la metodología distribución temporal de tormentas del Departamento de energía y recursos naturales del estado de Illinois (Huff, 1990). Las 73 tormentas varían en duración e intensidad, por lo que se normalizó su duración e intensidad para graficarlas como es muestra en el gráfico 15. Una tormenta de forma cóncava es aquella en que la lluvia al inicio de la tormenta fue de baja intensidad y subió la intensidad hacia al final de la tormenta. Una tormenta de forma convexa es aquella en que la intensidad de la precipitación fue alta al inicio al de la tormenta y redujo su intensidad hacia el final de la tormenta. Finalmente, una tormenta cercanamente lineal, es aquella en la que la intensidad se mantuvo relativamente constante a la largo de todo su periodo de duración.

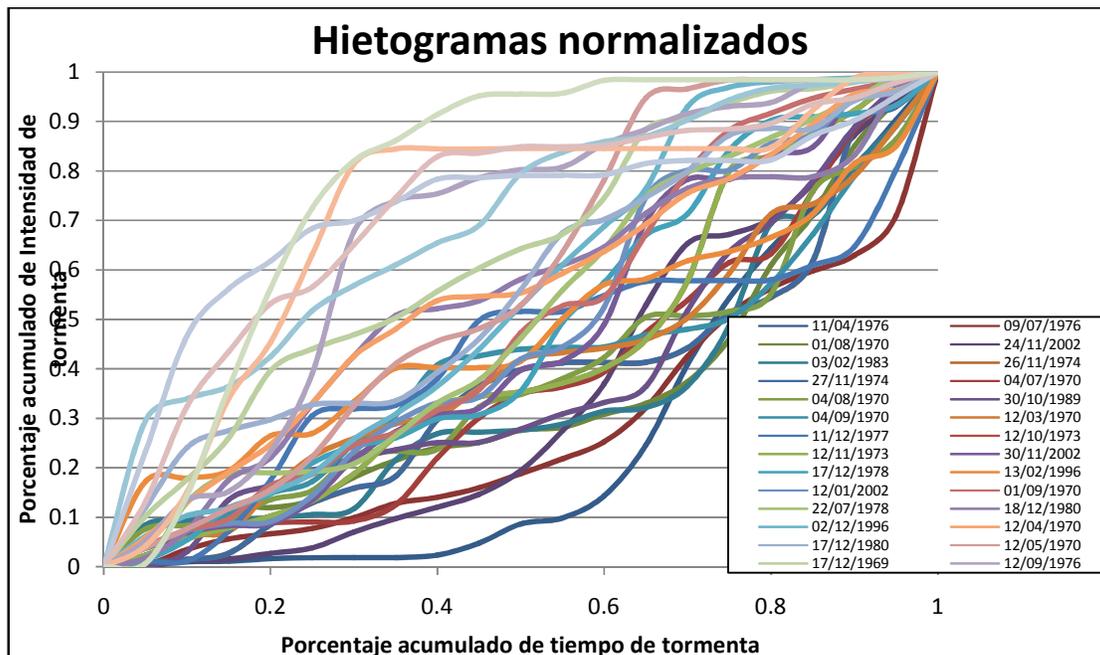


Gráfico No. 13 Tormentas analizadas del registro histórico de la estación pluviográfica de Asunción.

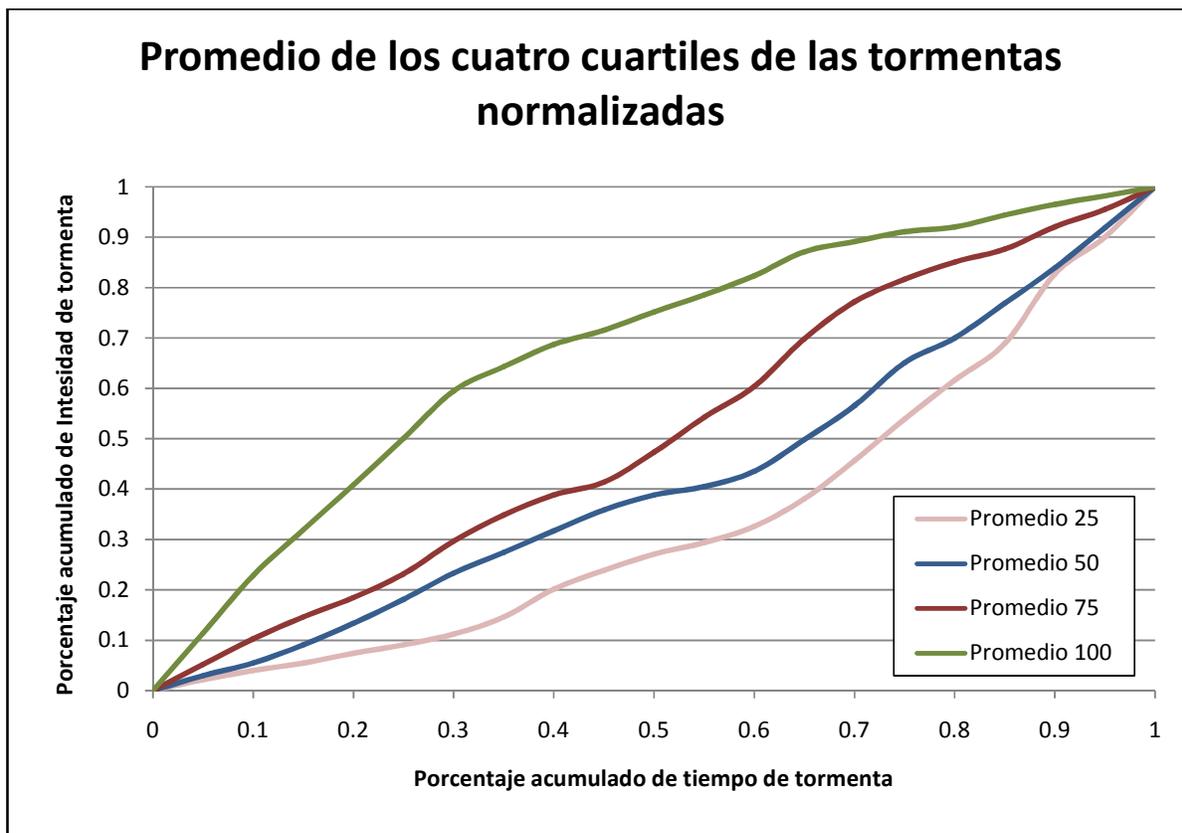


Gráfico No. 14 Promedio de las tormentas normalizadas de los percentiles 25, 50, 75 y 100.

Las tormentas analizadas muestran una gran variabilidad temporal, no se puede distinguir visualmente un patrón de tormenta típico, por lo que para determinar este, se analizaron los promedios de las tormentas dentro los cuatro cuartiles. La clasificación de las tormentas en cuartiles se hizo a partir del área bajo la curva de cada tormenta. De esta forma, las tormentas de curvas cóncavas se encuentran mayormente en el primer cuartil y las convexas en el cuarto cuartil. El gráfico 14 muestra los promedios de cada uno de los cuartiles.

Como hietograma típico para la zona de estudio se seleccionó la tormenta descrita por el promedio de los datos ubicados entre el percentil 75 y el percentil 50, el cual en la gráfica anterior equivale al Promedio 75. La duración de tormenta típica se estimó en 13 horas. Así, el gráfico 15 muestra el hietograma típico de tormenta sobre la estación de Asunción.

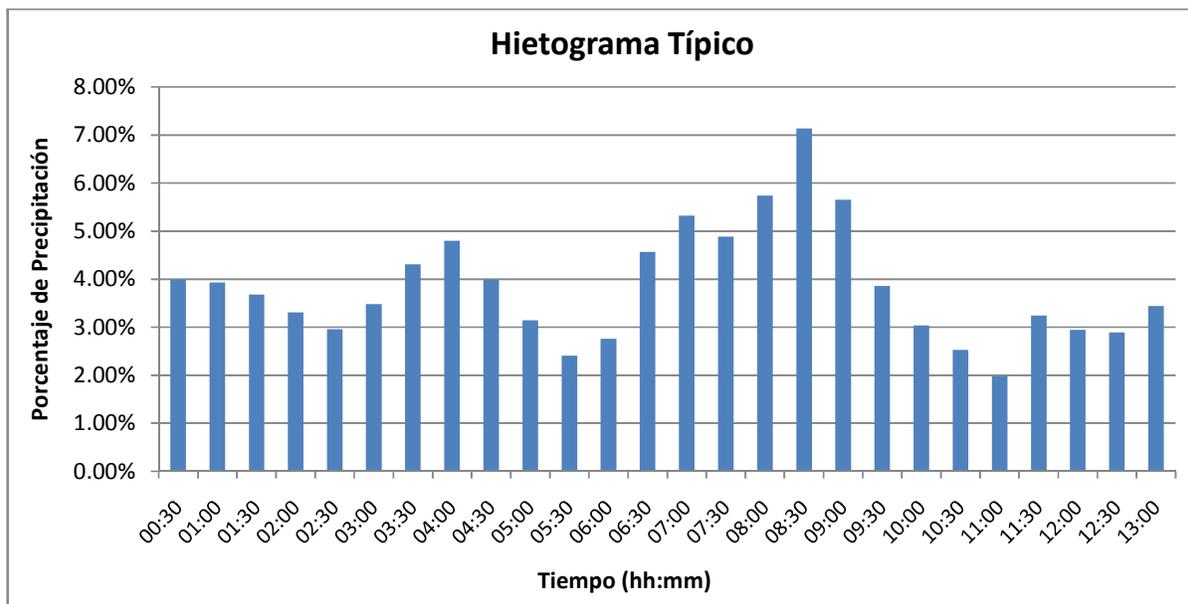


Gráfico No. 15 Hietograma de tormenta típico para la estación de Asunción sobre la cuenca del río Banano.

Análisis de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos

Para la estimación de los eventos extremos para los distintos periodos de retorno se utilizó la serie de precipitación máxima diaria anual, obtenida del registro de la estación pluviográfica de Asunción. La serie se muestra en el gráfico 16.

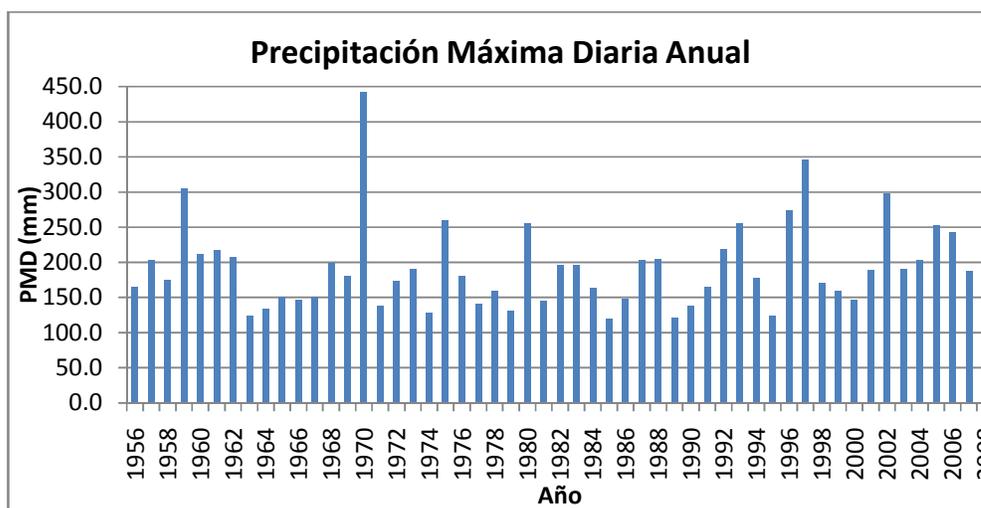


Gráfico No. 16 Serie de Precipitación Máxima Diaria Anual

Fuente: UEN PySA, ICE.



Pruebas de Bondad de Ajuste

Se realizaron 3 pruebas de bondad de ajuste, Kolmogorov – Smirnov, Anderson – Darling y Chi-cuadrado a 64 distribuciones de probabilidad, por medio del programa Easy-Fit®, para determinar cuál es la distribución estadística que mejor se ajusta a los datos históricos observados y con esto poder estimar cuales serán las probabilidad de ocurrencia de los valores de precipitación y de esta manera poder estimar las precipitaciones máximas diarias para distintos periodos de retorno. La tabla 8 muestra las expresiones de estas distribuciones de probabilidad.

Tabla No. 8 Pruebas de bondad de ajuste.

Prueba	Estadístico
Kolmogorov – Smirnov	$D = \max_{1 \leq i \leq n} \left(F(x_i) - \frac{i-1}{n}, \frac{i}{n} - F(x_i) \right)$ $F_n(x) = \frac{1}{n} \cdot [\text{Número de observaciones} \leq x]$
Anderson-Darling	$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) \cdot [\ln F(X_i) + \ln(1 - F(X_{n-i+1}))]$
Chi-Cuadrado	$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ $E_i = F(x_2) - F(x_1) \qquad k = 1 + \log_2 N$

Prueba de hipótesis

Para la serie de datos de máximos diarios anuales de Asunción, las hipótesis nula (H_0) y alternativa (H_A) son:

- **H_0** : los datos siguen la distribución especificada;
- **H_A** : los datos no siguen la distribución especificada.



Para cada una de las pruebas, se comparó el valor del estadístico con el valor crítico de la tabla 9, obtenido para los distintos valores de significancia (α) definidos.

La distribución que mejor ajustó todas las pruebas de bondad de ajuste fue la Distribución Generalizada de Valores Extremos, debido a que no se rechaza la prueba de hipótesis para valores de significancia (α) bajos.

Tabla No. 9 Resultados de las pruebas de bondad de ajuste

Kolmogorov-Smirnov							
Muestra	53	α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Estadístico	0.05357	Valor Crítico	0.14423	0.16483	0.18311	0.20475	0.21968
Valor - P	0.99604	Rechazo?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling							
Muestra	53	α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Estadístico	0.16741	Valor Crítico	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
		Rechazo?	No	No	No	No	No
Chi-Cuadrado							
Grados de libertad	5	α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Estadístico	0.49092	Valor Crítico	7.2893	9.2364	11.07	13.388	15.086
Valor - P	0.99245	Rechazo?	No	No	No	No	No

Distribución Generalizada de Valores Extremos

La tabla 10 muestra las propiedades y funciones de la Distribución Generalizada de Valores Extremos con los cuales se pueden realizar las proyecciones de los valores extremos de precipitación para distintos periodos de retorno.

Tabla No. 10 Distribución Generalizada de Valores Extremos

Parámetros	k - forma σ - escala ($\sigma > 0$) μ - localización	k = 0.11663 σ = 41.775 μ = 160.82
Función de Distribución de Probabilidad (PDF)	$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma} e^{-(1+kz)^{-1/k}} (1+kz)^{-1-1/k} & k \neq 0 \\ \frac{1}{\sigma} e^{(-z-e^{-z})} & k = 0 \end{cases}$ <p style="text-align: center;">donde $z \equiv \frac{x - \mu}{\sigma}$</p>	



El gráfico 17 muestra el histograma de la serie con los valores máximos anuales de precipitación máxima diaria y la distribución generalizada de valores extremos que ajusta al comportamiento de los valores observados.

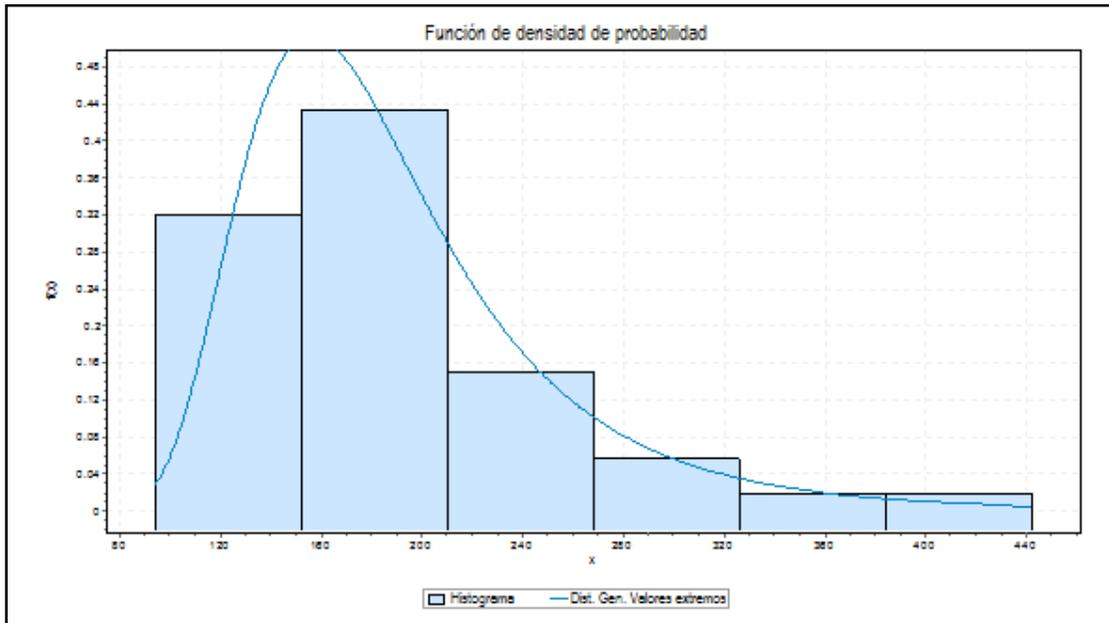


Gráfico No. 17 Histograma y Distribución Ajustada

Periodos de retorno

Debido a que el periodo de retorno es el inverso de la probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación, se puede obtener entonces los valores de precipitación para cada uno de los periodos de retorno si se conoce la probabilidad y el periodo.

$$P(X \geq x_t) = \frac{1}{T} \quad (10)$$

Donde:

T = periodo de retorno (años)

$P(X)$ = probabilidad de ocurrencia de un evento

X_t = valor esperado

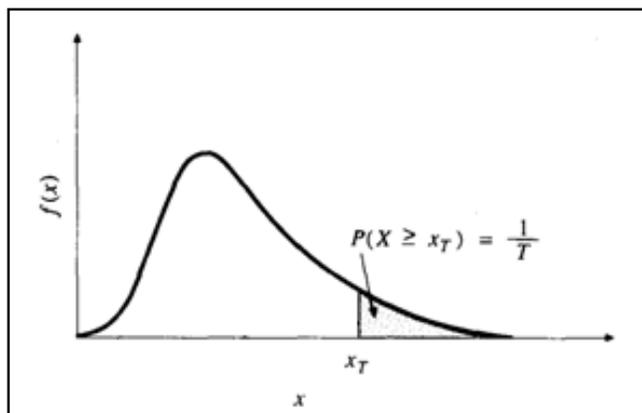


Figura No. 8 Probabilidad para un periodo de retorno.

Fuente: Chow, 1988

A partir de la distribución de probabilidad seleccionada (pruebas de bondad de ajuste) y se definieron los periodos de retorno, y se obtuvieron los valores extremos de Precipitación Máxima Diaria (PMD) que se utilizaron en el análisis. La tabla 11 muestra los valores de PMD para distintos periodos de retorno. Al graficar estos puntos se obtiene la curva mostrada en el gráfico 18.

Tabla No. 11 Precipitación Máxima Diaria para distintos periodos de retorno.

T (años)	PMD (mm)
5	229.3
10	268.3
25	322.8
50	367.2
100	415.1
250	484.5
500	542.0
1000	604.3

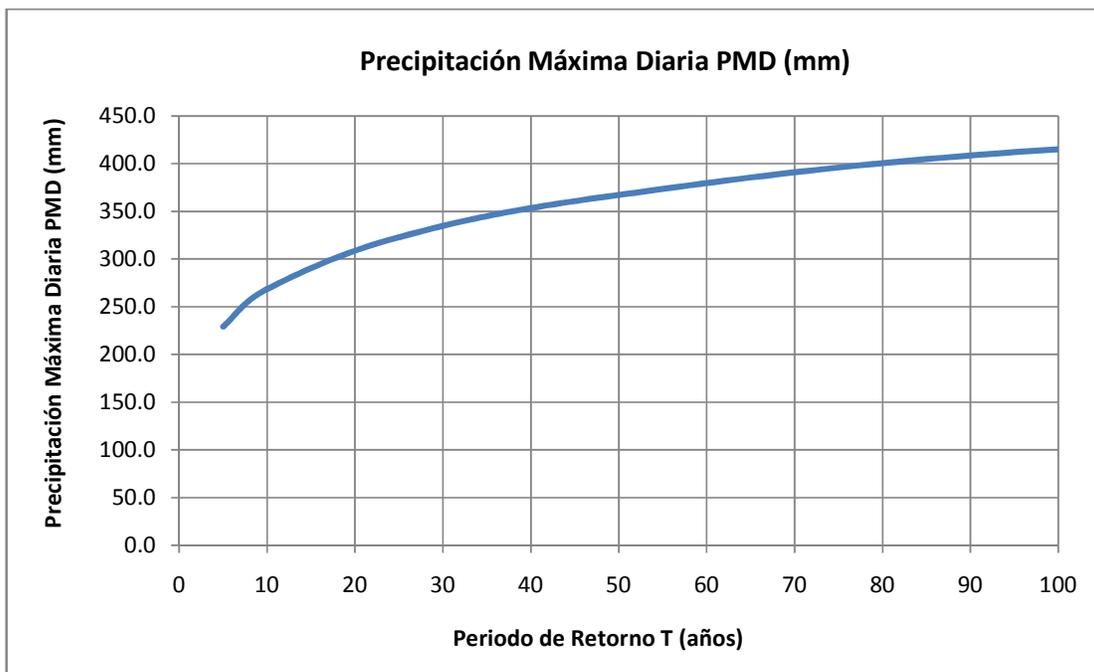


Gráfico No. 18 Precipitación Máxima Diaria para distintos periodos de retorno

Modelo de escorrentía

Flujo base

Para la separación del flujo base se utilizó el método de la línea recta, (Método c de la figura 9), el cual consiste en dibujar una línea desde el punto en el cual empieza la escorrentía directa superficial hasta el punto del segmento de recesión del hidrograma en el cual reinicia el flujo base. Este corresponde al punto donde se da un cambio de pendiente en el segmento de recesión del hidrograma, graficado en escala logarítmica.

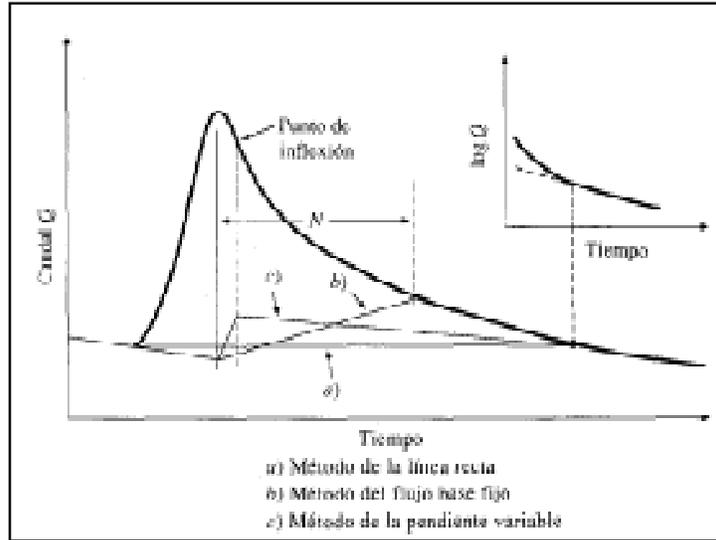


Figura No. 9 Métodos de separación de flujo base
Fuente: Chow, 1988

Ilustrativamente se muestra la separación del flujo base, para el hidrograma del 12 de julio de 1975 (Gráfico 19).

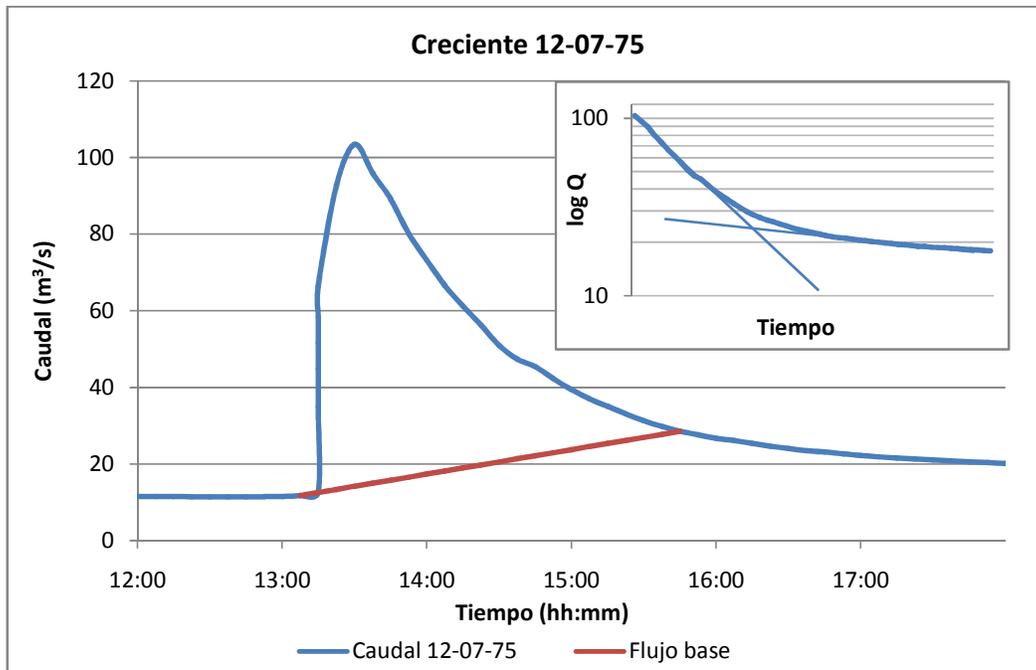


Gráfico No. 19 Ejemplo de Separación de Flujo Base



Pérdidas iniciales y exceso de precipitación

El modelo de pérdidas utilizado fue el Método SCS, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS, 1972). Aunque el modelo de pérdidas del SCS se haya realizado con datos de los Estados Unidos, ha probado ser representativo para la condiciones de nuestro país, y ha sido ampliamente usado durante los últimos 30 años en Costa Rica (Jiménez, 2005). A continuación se resume el método para claridad de este documento.

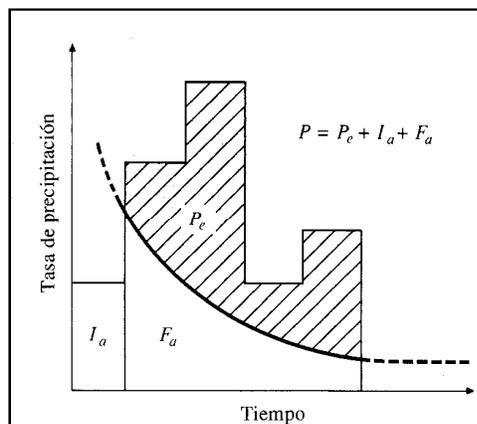


Figura 10 Precipitación total del método SCS.

Fuente: Chow, 1988.

La precipitación total sobre la cuenca en milímetros (P), está dada por la precipitación de exceso (Pe) más las pérdidas iniciales (Ia), más las pérdidas continuas (Fa), según se muestra en la figura

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (11)$$

La razón entre las pérdidas continuas y retención potencial máxima (S, en mm) es igual a la razón de las pérdidas de exceso y las pérdidas totales menos las iniciales, expresado matemáticamente según:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (12)$$

Las pérdidas iniciales se pueden expresar como el producto de la retención potencial máxima y el porcentaje de retención máxima que es abstracción inicial (c).

$$I_a = c \cdot S \quad (13)$$



Combinando las expresiones 11 a 13 se tiene

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P + \left(\frac{1}{c} - 1\right) \cdot I_a} \quad (14)$$

El método establece que el valor de S está dado

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (15)$$

donde CN es el número de curva. Combando las ecuaciones 13 y 15 se tiene

$$CN = \frac{25400}{\frac{I_a}{c} + 254} \quad (16)$$

El número de curva se define como un parámetro adimensional que varía entre 0 y 100 para superficies naturales. El gráfico 20 muestra las curvas para cada CN.

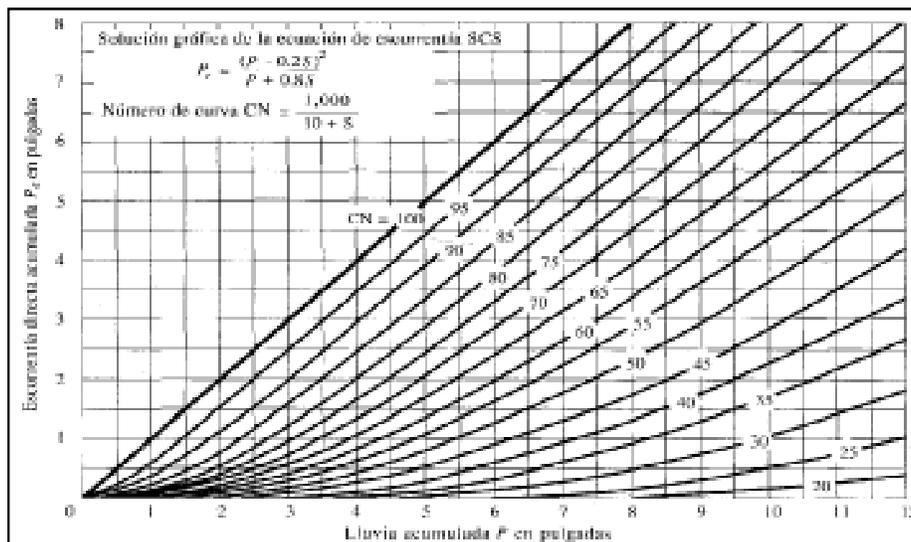


Gráfico No. 20 Soluciones de las ecuaciones de escorrentía
Fuente: SCS 1972

Para obtener los valores del modelo de pérdidas (CN, I_a , c) para la cuenca, se utilizaron eventos puntuales en los que se cuentan con datos de la precipitación de la tormenta y los caudales del hidrograma de creciente, a partir de estos se puede estimar cuanto es la precipitación efectiva que escurre en la cuenca y genera el hidrograma de creciente. En la Tabla 12 se muestran las fechas de las tormentas que se utilizaron y las constantes necesarias para el modelo de pérdidas.



Tabla No. 12 Fechas de tormentas utilizadas para calibrar el modelo de pérdidas

Fecha	CN	I_a	c
13/06/1973	83.31	11.77	0.23
06/11/1974	63.30	13.01	0.09
11/09/1975	78.69	12.87	0.19
17/09/1978	65.91	13.01	0.10
30/06/1984	48.70	13.01	0.05

Los valores obtenidos para cada una de las tormentas se obtuvieron al calibrar utilizando como función objetivo el caudal pico registrado en el hidrograma de la tormenta.

En la Tabla 13 se muestran las ventanas del programa de modelación hidrológica HEC-HMS (Hydrologic Modeling System - Hydrologic Modeling System), donde se indican los datos de entrada para la cuenca, para el modelo de pérdidas, para el modelo de transformación y para el flujo base.

Tabla No. 13 Datos para modelación hidrológica de máximos en HEC-HMS

Datos de entrada para la cuenca	Modelo de pérdidas
<p>Subbasin Loss Transform Baseflow Options</p> <p>Basin Name: Río Banano Element Name: Asunción</p> <p>Description: Cuenca del Río Banano</p> <p>Downstream: --None--</p> <p>*Area (KM2) 92.4752</p> <p>Canopy Method: --None--</p> <p>Surface Method: --None--</p> <p>Loss Method: SCS Curve Number</p> <p>Transform Method: SCS Unit Hydrograph</p> <p>Baseflow Method: Recession</p>	<p>Subbasin Loss Transform Baseflow Options</p> <p>Basin Name: Río Banano Element Name: Asunción</p> <p>Initial Abstraction (MM) 12.756</p> <p>*Curve Number: 83.986</p> <p>*Impervious (%) 0.0</p>
Modelo de transformación	Cálculo del flujo base
<p>Subbasin Loss Transform Baseflow Options</p> <p>Basin Name: Río Banano Element Name: Asunción</p> <p>Graph Type: Standard</p> <p>*Lag Time (MIN) 29.19</p>	<p>Subbasin Loss Transform Baseflow Options</p> <p>Basin Name: Río Banano Element Name: Asunción</p> <p>Initial Type: Discharge</p> <p>*Initial Discharge (M3/S) 12.662</p> <p>*Recession Constant: 0.836</p> <p>Threshold Type: Ratio To Peak</p> <p>*Ratio: 0.2</p>



Luego de introducir los datos mostrados en la tabla anterior, se introducen los valores de los hietogramas típicos descritos anteriormente en este informe, a los cuales se le asigna la precipitación máxima diaria (PMD) para los distintos periodos de retorno, lo anterior se introduce en modelo meteorológico del HEC-HMS. Luego se definen las especificaciones de control para el cálculo, una vez realizado esto se cuenta con toda la información necesaria para hacer las modelaciones hidrológicas y obtener con estos los hidrogramas de crecientes para los distintos periodos de retorno.

Resultados del modelo hidrológico de máximos

La tabla 14 y el gráfico 21 muestran los hidrogramas de crecientes para distintos periodos de retorno, de los cuales se puede observar que los caudales máximos registrados en estos hidrogramas van desde 698.1 hasta 1869.7 m³/s para 5 y 1000 años de periodo de retorno respectivamente. Para los valores de diseño de obras se deben tomar caudales con un periodo de retorno no menor a 50 años por lo que no se debería diseñar la obra de toma para un caudal menor a 1127.6 m³/s.

Tabla No. 14 Hidrogramas de crecientes para diferentes periodos de retorno en la cuenca del río Banano, en la estación de Asunción.

Tiempo (hh:mm)	Periodo de retorno (años)							
	5	10	25	50	100	250	500	1000
00:00	28	28	28	28	28	28	28	28
01:00	45.7	72.5	124.5	176.3	238.6	338.8	428.6	531.6
02:00	187.2	249.8	342.6	421.1	508.1	636.1	743.4	860.6
03:00	268.8	337.9	436.3	517.4	604.6	731.6	836.5	949.9
04:00	433.4	532.3	670.4	783.2	904.1	1078.4	1222.2	1377.1
05:00	362.5	437.2	540.9	625.5	715.8	845.8	953.4	1069.1
06:00	295.9	352.6	431.6	495.8	564.4	663.2	744.5	832.6
07:00	556.5	663.7	812.1	932.7	1061.7	1247.6	1401	1566.9
08:00	608.1	721.5	878.7	1006.1	1142.8	1339.8	1502.6	1678.2
09:00	689.1	813.8	986.9	1127.6	1278.1	1495.5	1675.4	1869.7
10:00	394.3	462.6	557.2	634	716.7	835.6	934.2	1040.7
11:00	275	320.8	384.4	435.9	491.6	571.4	637.6	709.4
12:00	363.3	424.9	510.6	580.2	654.8	762.5	851.9	948.2
13:00	399.2	466.8	560.9	637.4	719.5	837.9	936.1	1042.1
14:00	156.9	185.8	225.8	258.2	293.1	343.2	384.8	429.6
15:00	155.5	184.1	223.8	255.9	290.4	340.2	381.4	425.8

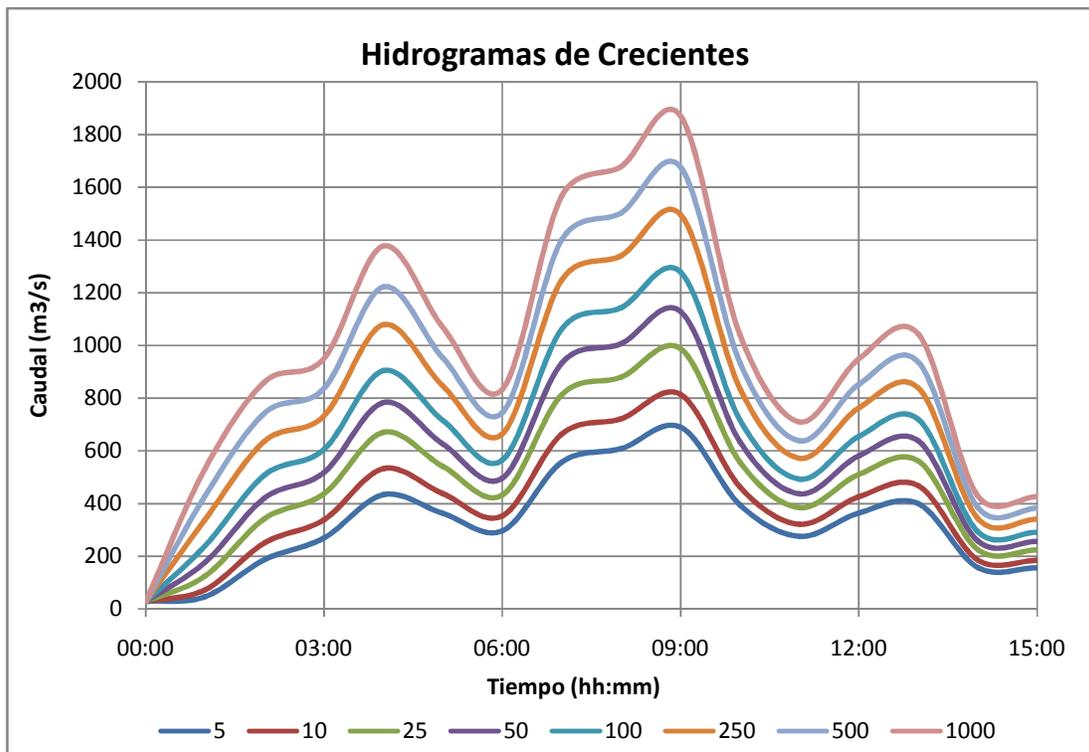


Gráfico No. 21 Hidrogramas de crecientes para diferentes periodos de retorno en la cuenca del río Banano, en la estación de Asunción.



Conclusiones y recomendaciones

La cuenca del Río Banano presenta en la estación de Asunción (alternativa 1), un caudal mínimo de $2.53 \text{ m}^3/\text{s}$; aguas debajo de la confluencia de los ríos Segundo, Banano y Tercero (alternativa 2), un caudal mínimo de $1.58 \text{ m}^3/\text{s}$; sobre el río Banano, antes de la confluencia con los ríos Segundo y Tercero (alternativa 3), un caudal del $1.08 \text{ m}^3/\text{s}$; y sobre el río Nuevo antes de la confluencia con el río Banano (alternativa 4), un caudal de $0.87 \text{ m}^3/\text{s}$. Todos los caudales para un periodo de retorno de 50 años. De esta forma se tiene que en cuatro de las tres alternativas se tiene el caudal de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ buscado. De igual manera para un periodo de retorno de 5 años, únicamente la alternativa 4 no satisface el caudal buscado.

Las avenidas máximas probables en el sitio de la antigua estación de Asunción, varían desde 698.1 hasta $1869.7 \text{ m}^3/\text{s}$ para 5 y 1000 años de periodo de retorno respectivamente. Se recomienda utilizar como valor de diseño de para las obras de toma caudales con un periodo de retorno no menor a 50 años. Por lo que no se debería diseñar la obra de toma para un caudal menor a $1127.6 \text{ m}^3/\text{s}$. Además se recomienda realizar un levantamiento topográfico de los sitios de interés para realizar una simulación del nivel del agua y energía alcanzado por las crecientes.

Para la colocación de una nueva toma en el río Banano, las alternativas de toma 2 a 4 presentan una elevación ventajosa que garantiza la mínima elevación necesaria para conducir el caudal de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta el sitio de almacenamiento en la ciudad de Limón.

Se recomienda instrumentar con equipo hidro-meteorológico la cuenca del Río Banano, dada la salida de funcionamiento de las estaciones (fluviográfica y pluviográfica) en Asunción.



Referencias bibliográficas

1. Acueductos y Alcantarillados, **Cuenca Superior y Media del Río Banano**, Región Huetar Atlántica, San José, Costa Rica, 1985.
2. Chow, Ven Te, Maidment, David R., Mays, Larry W., **Hidrología aplicada**, Editorial McGraw Hill Interamericana, Santa Fé de Bogotá, Colombia, 1994.
3. Flores H., Armando, **Estudio de Alternativas y proyecto propuesto para cambio de la Toma en el Río Banano, Acueducto para la Ciudad de Limón**, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, San José, Costa Rica, 1990.
4. García, E., Jorge D., **Río Bananito Cuenca Alta y Media, Estudio Hidrológico Preliminar**, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, San José, Costa Rica, 1995.
5. González, J., Oscar M., Vargas R., Luis C., **Análisis de Riesgo contra Inundaciones en las Cuencas de los Ríos Banano y Bananito**. Limón, Costa Rica, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, 1997.
6. Holdridge, L., **Life Zone Ecology**, Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE), Turrialba, Costa Rica, 1978.
7. Huff, F., **Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois**, Departamento de Energía y Recursos Naturales del Estado de Illinois, Illinois, Estados Unidos de América, 1990.
8. Jiménez U., Danilo, **Propuesta para el manejo de inundaciones en la cuenca del río Limoncito, Limón**, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, 2008.
9. Linsley, Ray K., Kohler, Max A., Paulhus, Joseph L.H., **Hidrología para Ingenieros**, Editorial McGraw Hill, Mexico D.F., México 1986.



10. Maidment, David R., **Handbook of Hydrology**, Editorial McGraw Hill, Nueva York, Estados Unidos de América, 1993.
11. Martín V., Juan P., **Ingeniería de Ríos**, Editorial Alfaomega, México D.F., México 2003.
12. Ramírez V., Gerardo, **Estudios Básicos de la Cuenca del Río Banano Limón – Costa Rica**, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, Departamento de Estudios Básicos, San José, Costa Rica, 1981.
13. Rodríguez M., Agustín, Saborío B., León J., **Evaluación Indirecta de los Recursos Hídricos de una Cuenca**, Memoria del Congreso “Experiences in the development and Application of Mathematical Models in Hydrology and Water Resources in Latin America”, Tegucigalpa, Honduras, 1983.
14. Rojas, A., Gómez, P., **Análisis Hidráulico e Hidrológico Preliminar de las cuencas de los ríos Banano y Bananito para ubicar un sitio de Bocatoma para el abastecimiento de agua potable a la ciudad de Limón**, Universidad Fidélitas, San José, Costa Rica, 2007.
15. Soil Conservation Service (SCS), **National Engineering Handbook, section 4, Hydrology**, Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América, Washington D.C., Estados Unidos de América, 1972.
16. Tecnosan Engenharia S.A., **Estudios de Factibilidad de la Tercera Etapa de Alcantarillado Sanitario de Ciudades Intermedias: Limón. Informe Final Tomo II Volumen 1**, San José, Costa Rica, 1990.
17. Vásquez F., Mauricio, **Evaluación del potencial hidrogeológico del acuífero La Bomba, cuenca del río Banano**, Limón, Costa Rica, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, 2005.