

INFORME DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

Elaborado por:

FEBRERO DE 2024

ESTUDIOS, DISEÑOS, Y CONSTRUCCION DE LAS OBRAS PARA LA
CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE A LA COMUNIDAD DE
KUNA NEGA





TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 1

1.1 OBJETO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO 1

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA REGIÓN DE ESTUDIO 2

2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS 2

2.1.1 Ubicación 2

2.1.2 Área de estudio..... 3

2.2 CARACTERÍSTICAS HIDROCLIMÁTICAS..... 4

2.2.1 Temperatura media..... 5

2.2.2 Velocidad del viento..... 5

2.2.3 Evaporación..... 6

3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE..... 7

3.1.1 Climatología 7

3.1.2 Cartografía..... 8

4 METODOLOGÍA Y RESULTADOS 10

4.1 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN..... 10

4.1.1 Llenado de datos faltantes 12

4.1.2 Análisis de consistencia y homogeneidad 12

4.1.3 Análisis de distribución de frecuencias: valores máximos..... 13

4.1.4 Pruebas de bondad de ajuste..... 16

4.1.5 Resultado del Análisis de Precipitación 16

4.2 ANÁLISIS DE PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA 20

4.2.1	Coeficiente de compacidad	21
4.2.2	Factor de forma de Horton	21
4.2.3	Pendiente media del cauce principal	22
4.2.4	Resultados	22
4.3	CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE CRECIDA	23
4.3.1	Modelo de cuenca.....	24
4.3.2	Modelo Meteorológico	33
4.4	CALIBRACIÓN DEL MODELO HEC-HMS	42
4.5	RESULTADOS	45
5	ESTUDIO HIDRÁULICO	46
5.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO	46
5.1.1	Modelación hidráulica 1D.....	47
6	CONCLUSIONES	61
7	REFERENCIAS	62

Índice de Figuras

Figura 2.1. Localización de la Subcuenca de análisis del Río Mocambo dentro de la Cuenca No.142	3
Figura 2.2. Área de estudio. Cuenca del río Mocambo hasta el Puente Mocambo Abajo	4
Figura 2.3 Régimen de temperatura mensual – Estación Albrook Field (142-002)	5
Figura 2.4 Régimen de velocidad del viento mensual – Estación Albrook Field	6
Figura 2.5 Régimen de evaporación mensual – Estación Albrook	7
Figura 4.1. Localización de estación Hato Pintado	11
Figura 4.2. Régimen Precipitación Total mensual - Estación Hato Pintado	17
Figura 4.3. Número de días de precipitación mensual_ Estación Hato Pintado	18
Figura 4.4. Régimen Precipitación máxima en 24 horas - Estación Hato Pintado	19
Figura 4.5 Cuenca del Río Mocambo.....	20
Figura 4.6. Delimitación de subcuencas del ríoMocambo	25
Figura 4.7. Modelo subcuenca del río Mocambo en HEC-HMS4.12	26
Figura 4.8. Cobertura Boscosa y Uso del Suelo en la cuenca de estudio, 2021.....	30
Figura 4.9. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para distintos periodos de retorno (método de Talbot) – Estación Hato Pintado.....	40
Figura 4.10 Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para distintos periodos de retorno (Método de Vargas y Diaz-Granados) – Estación Hato Pintado.....	41
Figura 4.11 Hietogramas de diseño – Duración 240 minutos bajo las IDF del método de Talbot.	42
Figura 4.12 Hietogramas de diseño – Duración 240 minutos bajo las IDF del método de Vargas y Diaz-Granados.....	42
Figura 4.14. Hidrograma obtenido para el periodo de retorno Tr100 del modelo hidrológico de la cuenca del río Río Mocambo Duración 240 minutos.....	45

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Descripción de las estaciones hidrometereológicas en la zona de estudio.....	7
Tabla 3.2. Cartografía utilizada para los análisis hidrológicos e hidráulicos.....	8
Tabla 4.1 Descripción de la estación Hato Pintado.....	12

Tabla 4.2 Resumen de datos precipitación por año.....	19
Tabla 4.3. Características morfométricas de la cuenca de estudio.....	20
Tabla 4.4 Clasificación de acuerdo con índice de compacidad. Fuente: Campos (1992).	21
Tabla 4.5 Clasificación de acuerdo con el factor de forma de Horton. Fuente: Campos (1992).	21
Tabla 4.6 Resultados de parámetros morfométricos de la cuenca	23
Tabla 4.7. Métodos de cálculo matemático de los fenómenos en la cuenca.	24
Tabla 4.8. Superficie de cada subcuenca de análisis.....	26
Tabla 4.9 Valores de números de curva para distintos usos de suelo en cuencas urbanas.	28
Tabla 4.10 Número de Curva en condiciones antecedentes tipo II (CNII) y suelo tipo C.....	31
Tabla 4.11. Parámetros empleados en la propagación del cauce.	33
Tabla 4.12. Ecuaciones IDF con base en factores promedio. Fuente: Lau y Pérez (2015).....	35
Tabla 4.13 Valores de constantes para la ecuación de intensidad-duración-frecuencia (Vargas y Díaz-Granados).	38
Tabla 4.14 Valores de ajuste de intensidad total para diferentes periodos de retorno en la estación Hato Pintado.....	39
Tabla 4.15 Coeficientes para la ecuación de IDF del método de Vargas y Díaz-Granados	41
Tabla 4.16 Factores para diferentes periodos de retorno en años	44
Tabla 4.17 Caudales máximos según documento de análisis regional de crecidas máximas de Panamá	44
Tabla 4.18 Comparativa de caudales máximos estimados de los diferentes métodos para los periodos de retorno analizados.....	45
Tabla 4.19. Caudales máximos en las subcuencas para cada periodo de retorno	46
Tabla 4.20. Caudales máximos en los tramos para cada periodo de retorno	46
Tabla 4.21. Caudales máximos en las confluencias para cada periodo de retorno	46
Tabla 5.1. Caudales de entrada en el modelo hidráulico para Tr 100 años	48

1 INTRODUCCIÓN

Como parte del Proyecto de ESTUDIOS, DISEÑOS, Y CONSTRUCCION DE LAS OBRAS PARA LA CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE A LA COMUNIDAD DE KUNA NEGA, se desarrolla el estudio de Hidrología e Hidráulica, el cual busca reconocer las condiciones actuales de la zona de estudio y evaluar mediante el análisis hidráulico el Río Mocambo en tres tramos, el tramo 1 Puente Kuna Nega, el tramo 2 Puente Calle 50 y el tramo 3 , desde Puente del Rey hasta la desembocadura para obtención de material e incremento de la capacidad de conducción hidráulica.

El estudio hidrológico de avenidas se ha realizado aplicando un modelo hidrometeorológico de evento que transforma una tormenta de diseño en un hidrograma de avenida. El cálculo de la precipitación neta se ha efectuado mediante el método del número de curva del Soil Conservation Service (SCS) de los EE. UU., la transformación de la lluvia neta en caudal mediante la técnica del hidrograma unitario del SCS, y la propagación en cauce por el método onda cinemática. Para ello se ha utilizado el programa HEC-HMS, de uso habitual en este tipo de estudios, del cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

En lo que respecta a los eventos extremos de la lluvia, se ha realizado un análisis regional de precipitaciones por dos métodos de estimación, uno recientemente desarrollado en Panamá, y otro desarrollado en Colombia y regionalizado para este país, pero que igualmente presenta relevancia en Panamá por su cercanía con la región Pacífica colombiana.

A continuación, se describe la metodología empleada para la realización del estudio hidrológico de avenidas, la identificación de datos hidrometeorológicos disponibles, la delimitación y caracterización de la cuenca de la zona de estudio, el análisis de la precipitación, la estimación de los parámetros del modelo de avenidas, y los resultados del modelo hidrometeorológico.

Una vez obtenidos los caudales máximos, se realizará el modelo hidráulico para el estudio detallado de la inundabilidad en el entorno del proyecto en la zona de puente, empleando para ello el software HEC – RAS, uno de los más utilizados internacionalmente para este tipo de estudios hidrodinámicos unidimensional y bidimensional.

A partir de los resultados obtenidos de dichos modelos se obtendrán los calados y velocidades máximas en la zona de proyecto para 100 años de periodo de retorno.

1.1 OBJETO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El objeto del presente documento es la elaboración de los estudios relacionados con el componente hidrológico e hidráulico del proyecto. Esto incluye el análisis de parámetros

climáticos y el régimen de precipitación en la zona de estudio, el análisis morfométrico de las cuencas, el montaje de un modelo hidrológico para estimar el movimiento y cantidad de agua en la cuenca y la formulación de un modelo hidráulico para determinar los caudales y niveles en los tramos del río analizado.

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA REGIÓN DE ESTUDIO

2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

2.1.1 Ubicación

La subcuenca del Río Mocambo se ubica dentro de la Cuenca No. 142, que corresponde a los ríos entre Caimito y Juan Díaz, se sitúa en la vertiente del Pacífico, dentro de la provincia de Panamá Oeste y Panamá.

La cuenca No. 142 ocupa una superficie de 383 km², representando el 0.51 % del territorio nacional. El río principal de la cuenca es el Matasnillo, con una longitud total de 6 Km, corre desde las montañas hasta la Bahía de Panamá, en el Océano Pacífico. Otros ríos importantes de la cuenca son el Curundú, Río Abajo, Matías Hernández y Cárdenas. Otros ríos que están dentro de la cuenca y que desembocan en la Bahía de Panamá son el Río Pedro Miguel, Río Mocambo, Río Camarón, Río Cocolí, Río Farfán, Río Venado, Río Velásquez, Río Castilla y Río Matuela. Las coordenadas geográficas de la Cuenca No. 142 son 8° 50' y 9° 05' de latitud norte y 79° 30' y 79° 40' de longitud oeste.

Sus límites naturales son: Por el norte, con la cuenca del Río Chagres; por el sur, con la Bahía de Panamá; por el este, con la Cuenca del Río Juan Díaz; y por el oeste, con la cuenca del Río Caimito. En la parte central de norte a sur se encuentra el Canal de Panamá.

La elevación media de la cuenca es de 67 msnm y el punto más alto se encuentra al suroeste de la cuenca a una elevación máxima de 507 msnm. La cuenca registra una precipitación media anual de 2,122 mm. Las lluvias disminuyen gradualmente desde la parte media de la cuenca con 2,500 mm hacia el litoral con precipitaciones de 1,500 mm/año. El 86 % de la lluvia ocurre entre los meses de mayo a noviembre. Presenta un solo tipo de clima, templado tropical de sabana. Se presentan ecosistemas diversos representados en dos zonas de vida: Bosque húmedo tropical y bosque húmedo premontano.

La vegetación está representada por área cubierta por bosque (bosque secundario maduro, bosque secundario poco intervenido y bosque secundario muy intervenido), herbazales (paja

canalera y otros pastizales como árboles, potreros, herbazales) y humedales (manglares y ciénagas).

Dentro de la Cuenca se encuentran parte de los distritos de Panamá, San Miguelito y Arraiján. El patrón de uso del suelo del área metropolitana de Panamá, en donde está incluida esta cuenca, está dominado por los usos residenciales (constituyen casi el 49% de los usos urbanos). El estudio se centra en el Análisis de tres tramos de la Cuenca del Río Mocambo con una cuenca de drenaje total de 10.18 Km².



Figura 2.1. Localización de la Subcuenca de análisis del Río Mocambo dentro de la Cuenca No.142

Fuente: Propia

2.1.2 Área de estudio

El área de estudio para realizar la valoración hidrológica es la Cuenca del Río Mocambo comprendida por la divisoria de aguas que inicia al Norte en Cerro El Peñón hasta el puente en Mocambo Abajo.

La modelación hidráulica se desarrolló en tres (3) tramos comprendido entre el Puente de Kuna Nega, Puente Calle 50 y Puente Mocambo Abajo tomando en consideración las planicies de inundación más próximas al cauce del Río Mocambo.

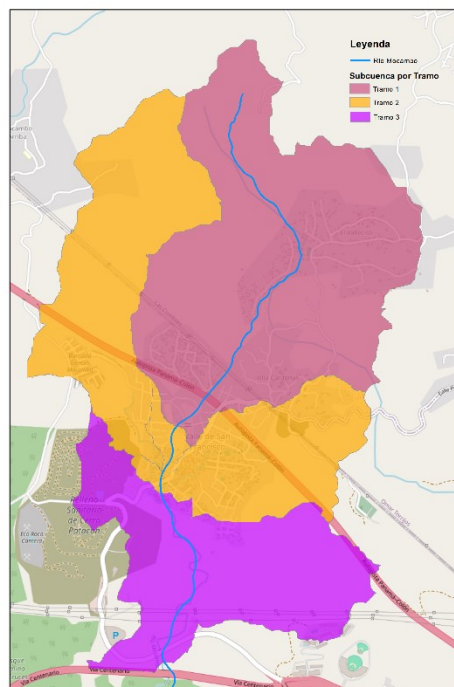


Figura 2.2. Área de estudio. Cuenca del río Mocambo hasta el Puente Mocambo Abajo
Fuente: Propia

2.2 CARACTERÍSTICAS HIDROCLIMÁTICAS

Mediante el análisis de parámetros hidroclimáticos se caracterizó el clima de la zona a escala general, buscando mostrar el comportamiento de cada uno de los parámetros a lo largo del año, identificando patrones y tendencias características de cada uno.

Para la caracterización se utilizó la estación Albrook Field, la cual cuenta con registros de temperatura media, velocidad del viento y precipitación diaria. Con estos parámetros también se estimó el comportamiento de la evaporación en la zona, tal como se presenta más adelante.

2.2.1 Temperatura media

Para el régimen de temperatura, en la Figura 2.3 se presentan los valores medios mensuales multianuales. Existe un régimen de temperaturas de tipo monomodal, con registros máximos en los meses de febrero y mayo, mientras que entre septiembre y diciembre se presentan los registros más bajos. Al inicio del año se dan temperaturas alrededor de 28,0°C y 28,6°C, con un máximo de 28,9°C en abril; de los meses de mayo a septiembre se tienen promedios de temperatura alrededor de 27,9°C a 28,5°C y hacia final del año se tienen temperaturas que oscilan entre 27,4°C a 27,6°C, alcanzando los 29,1°C como temperatura máxima y 25,7°C como temperatura mínima en el mes de diciembre. El valor promedio multianual de la temperatura media es de 27°C.

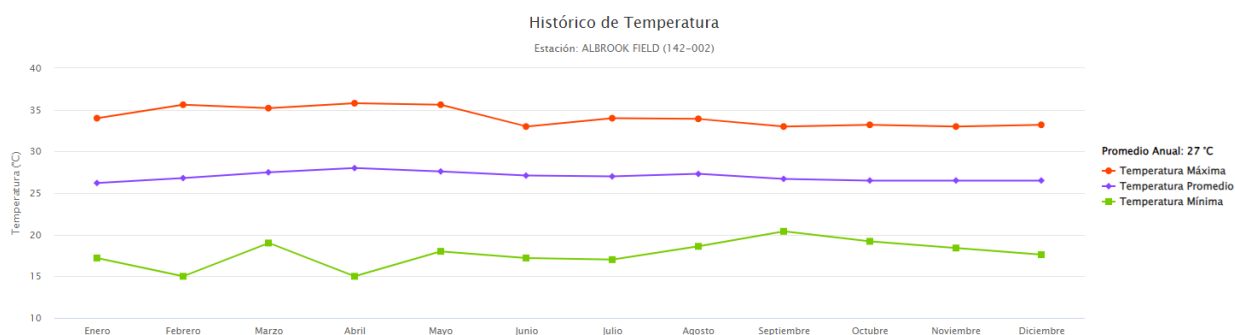


Figura 2.3 Régimen de temperatura mensual – Estación Albroom Field (142-002)

Fuente: IMPHA

2.2.2 Velocidad del viento

Este parámetro corresponde a la tasa de movimiento del viento por los lugares por donde circula, estos desplazamientos de aire pueden modificar la temperatura y humedad de la zona.

El régimen de la velocidad del viento en la zona de estudio se caracteriza en la Figura 2.4, donde se presentan los promedios mensuales multianuales de la estación Albroom, se establecen picos en los meses de febrero, marzo y abril con valores que oscilan entre los 0.9 m/s y vientos con la menor magnitud en octubre, con vientos de variando entre los 0.3 m/s y. La velocidad media multianual para esta zona es de 0.6 m/s.

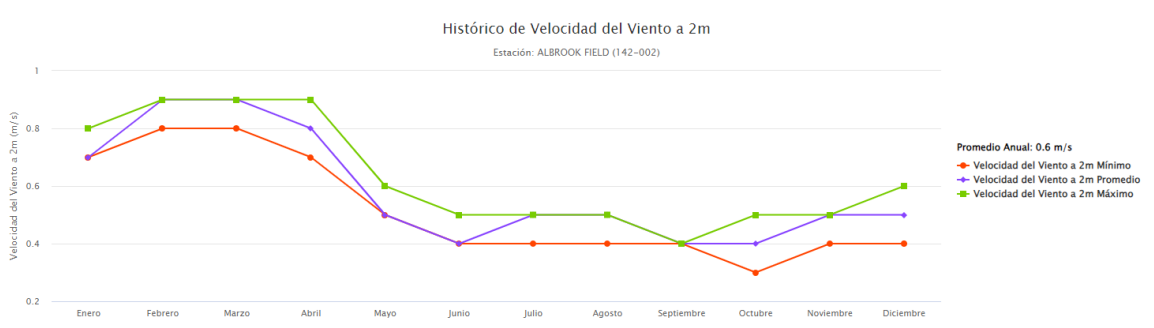


Figura 2.4 Régimen de velocidad del viento mensual – Estación Albrook Field

Fuente: IMPHA

2.2.3 Evaporación

Este parámetro corresponde a la cantidad de agua transferida por evaporación a la atmosfera a partir de las superficies libres de agua. El agua se pierde de la superficie del suelo bajo la influencia de una serie de factores como son: la capacidad de la atmosfera para absorber vapor de agua, la condición de la superficie del suelo, la cantidad de agua presente en las capas superficiales que está sujeta a evaporación, y la capacidad de retención de humedad de las capas profundas.

El régimen correspondiente a la zona, de acuerdo con la Figura 2.5, presenta los totales mensuales multianuales de la estación Albrook, con valores altos entre marzo, abril y mayo, los cuales se encuentran entre 185,6 mm y 190,2 mm, en promedio; mientras los mínimos se presentan hacia el final del año en los meses de noviembre y diciembre, con valores entre 141,21 mm y 129,64 mm de promedio mensual. La evaporación total multianual promedio es de 1999,8 mm.

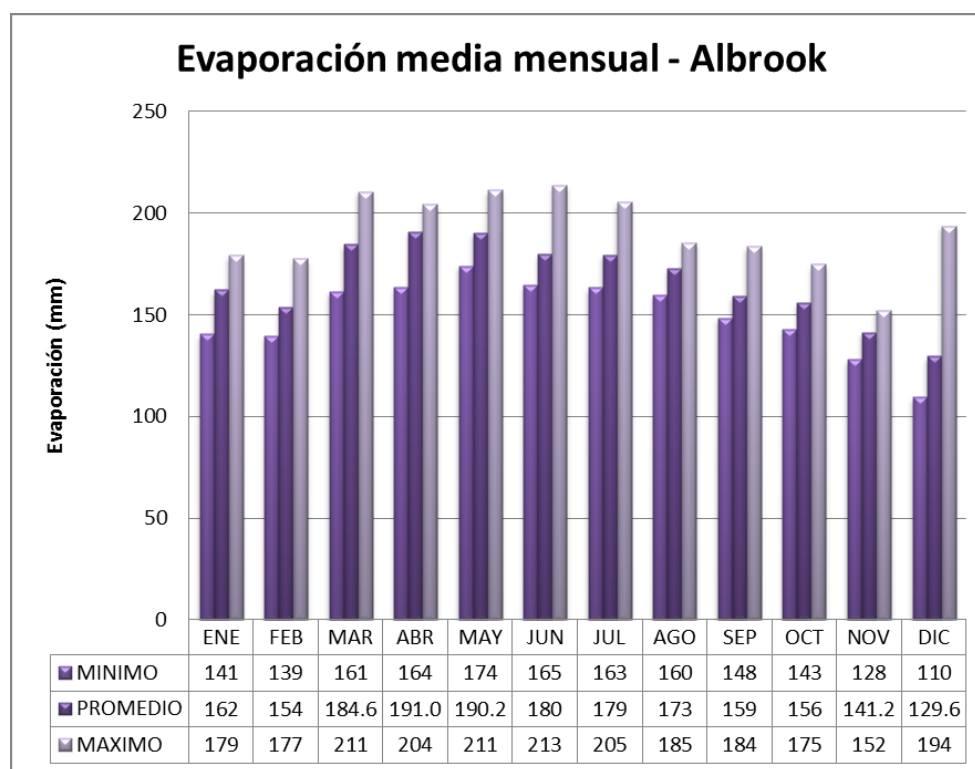


Figura 2.5 Régimen de evaporación mensual – Estación Albrook

Fuente: IMPHA

3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

La información base para la ejecución de los estudios de hidrología comprende los registros climáticos y pluviométricos de la cuenca del Río Mocambo, la cartografía general de la región y la información de la cobertura boscosa y uso del suelo.

3.1.1 Climatología

Para la caracterización del clima y el régimen de lluvias se localizaron las estaciones hidroclimatológicas en el área de intervención e influencia del proyecto. Entre las estaciones encontradas se tienen unas operadas por IMPHA y otras entidades, las cuales se encuentran localizadas como se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**; sus características generales se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Descripción de las estaciones hidrometereológicas en la zona de estudio

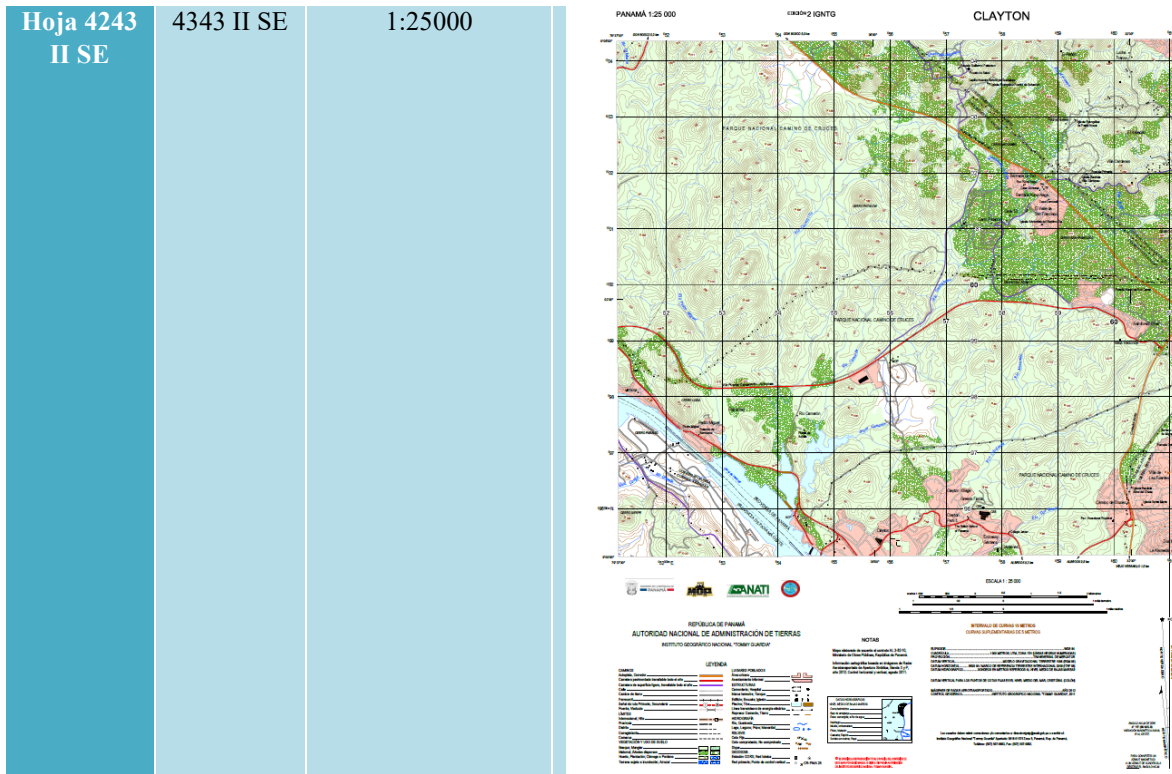
NÚMERO	TIPO	NOMBRE	LATITUD	LONGITUD	ELEVACIÓN (m.s.n.m)	Periodo de registro
142-036	AA	Paitilla	8° 59' 15" N	79° 30' 00" W	7	2013 - Actual
142-001	AC	U. de Panamá	8° 59' 00" N	79° 32' 00" W	47	1964 – 1977
142-023	CM	Hatillo	8° 58' 00" N	79° 32' 00" W	22	1999 – 2004
142-011	CC	Bethania	9° 01' 00" N	79° 32' 00" W	60	1970 – 1973
142-037	AA	Curundú	8° 58' 42" N	79° 32' 50" W	26	2013 – Actual
142-014	C	Río Cocoli	8° 58' 57" N	79° 35' 37" W	37	1919 – Actual
142-004	CA	Balboa Heights	8° 57' 34" N	79° 33' 15" W	30	-----
142-01-01	CV	Matasnillo	8° 59' 00" N	79° 31' 00" W	3	1968 – 1977
142-018	CA	Diablo Heights	8° 57' 56" N	79° 34' 24" W	5	1983 – Actual
142-020	CA	Hato Pintado	9° 00' 33" N	79° 30' 52" W	45	1987 – Actual
142-002	CA	Albrook	8° 58' 00" N	79° 34' 00" W	12	2009 – Actual

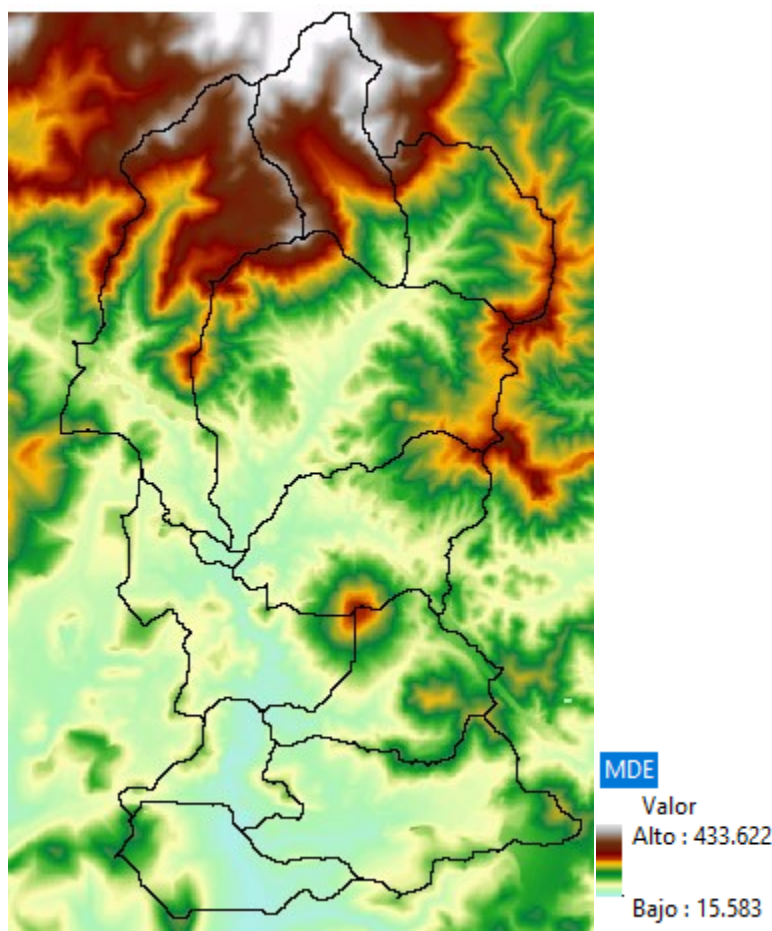
3.1.2 Cartografía

Para la ejecución del proyecto se utilizó el material cartográfico desarrollado por el Instituto Nacional Geográfico Tommy Guardia (IGNTM), en el año 2018, con escala 1: 25,000, y el modelo digital de terreno (DEM resolución 1m/pixel) En la Tabla 3.2 se resume la información cartográfica consultada:

Tabla 3.2. Cartografía utilizada para los análisis hidrológicos e hidráulicos

NOMBRE	PLANO O CAPA	ESCALA/ RESOLUCION	OBSERVACIONES
--------	-----------------	-----------------------	---------------





4 METODOLOGÍA Y RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN

El análisis de lluvias en el área de estudio se realizó con la información de precipitación diaria, obtenida de la estación Hato Pintado (142-020) operada por IMPHA, esto debido a su localización cercana a la zona del proyecto (Figura 4.1) y la cantidad de datos disponibles. El estudio de esta información implicó su complementación por medio de modelos estocásticos, en los casos donde se presentó ausencia de datos y, adicionalmente, se realizó un análisis de homogeneidad de estos, tal como se describe en el numeral 3.1 y el análisis de estos resultados se presenta en la Tabla 4.2.



Figura 4.1. Localización de estación Hato Pintado
Fuente: IMPHA

Tabla 4.1 Descripción de la estación Hato Pintado.

NÚMERO	TIPO	NOMBRE	LATITUD	LONGITUD	ELEVACIÓN (m.s.n.m)	Periodo de registro
142-020	CA	Hato Pintado	9° 00' 33" N	79° 30' 52" W	45	1987 – 2017

4.1.1 Llenado de datos faltantes

Para completar las series de tiempo de información hidrometeorológica de las estaciones consultadas se generaron aleatoriamente los valores faltantes de manera independiente para cada estación, cada mes. Los valores completados se generan estocásticamente como la suma entre el valor promedio mensual (\bar{X}_m) de los años con mismo régimen hidrológico y la desviación estándar (σ) de toda la muestra de datos mensuales, afectada por un número aleatorio de distribución normal. La siguiente es la ecuación que representa esta relación:

$$\hat{X}_i = \bar{X}_m + \sigma \cdot \xi$$

\hat{X}_i = Valor faltante estimado para el mes i

\bar{X}_m = Valor promedio de la serie mensual de tiempo del año con régimen hidrológico correspondiente

σ = Desviación estándar de toda la muestra del mes correspondiente

ξ = Número aleatorio con distribución normal, calculado mediante la ecuación de Box y Muller:

$$\xi = \left(\ln \left(\frac{1}{u_1} \right) \right)^{1/2} \cdot \cos(2\pi u_2)$$

u_1 y u_2 = Números aleatorios de una distribución uniforme con intervalo 0 a 1.

4.1.2 Análisis de consistencia y homogeneidad

La homogeneidad se evalúa por medio de las pruebas estadísticas de t-student y distribución F. Para ello, se requiere inicialmente dividir la totalidad de la muestra de datos en dos subperiodos. De cada subperiodo se determinan los parámetros estadísticos de promedio y

varianza y, primero, para determinar si la muestra es homogénea en promedio se aplica la siguiente relación:

$$t = \left| \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma \sqrt{(m_1 + m_2) / (m_1 \cdot m_2)}} \right|$$

$t =$ Parámetro que determina la homogeneidad en promedio de la muestra.

\bar{X}_1 y $\bar{X}_2 =$ Promedio de los subperiodos 1 y 2, respectivamente.

m_1 y $m_2 =$ Tamaño de las muestras 1 y 2, respectivamente.

Si $t > 1.65$, se tiene que, para un nivel de confianza del 95%, la muestra es no homogénea en promedio, es decir que los periodos homogéneos presentarán valores de t menores a 1.65.

Segundo, en línea con lo anterior, la homogeneidad en varianza se evalúa aplicando la siguiente relación:

$$T = \frac{\sigma_1^2 (m_1 / (m_1 - 1))}{\sigma_2^2 (m_2 / (m_2 - 1))}$$

$T =$ Parámetro que determina la homogeneidad en varianza de la muestra.

σ_1^2 y $\sigma_2^2 =$ Varianza de los subperiodos 1 y 2, respectivamente.

Si T es mayor a un coeficiente C , el cual es función del tamaño de la muestra en cada subperiodo y es propio de la distribución F , se afirma que la muestra es no homogénea en varianza.

Para los registros con series que resultan ser no homogéneas, se analiza si la no homogeneidad es debida a cambios evidentes en las condiciones de la estación (cambios significativos en el promedio), se selecciona la subserie homogénea más reciente para propósitos de análisis, descartando los años restantes.

4.1.3 Análisis de distribución de frecuencias: valores máximos

Se realiza la determinación de la distribución de probabilidad de los registros de parámetros con valores máximos. Mediante esta distribución, es posible identificar los valores de los parámetros en estudio asociados con diferentes periodos de retorno, necesarios para diseño hidráulico. Las distribuciones utilizadas para el análisis son Gumbel de valores extremos Tipo I, Log-Pearson Tipo III (estas dos recomendadas por Ponce, 1989), y Frechet. Estas funciones se evalúan como mixtas, considerando las subseries correspondientes a los años

con influencia del fenómeno de El Niño, La Niña, y normales, como se explica más adelante, considerando que este fenómeno tiene un efecto de déficit de precipitación en la vertiente del Pacífico y exceso hacia el oeste del Caribe panameño (ETESA, 2015). El ajuste se realiza para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años, para lo que se utilizan los valores máximos anuales.

Distribución Gumbel: Valores Extremos Tipo I

La distribución tipo I de valores extremos o distribución Gumbel ha sido ampliamente utilizada en la modelación hidrológica (Ponce, 1970). Su función de densidad acumulada es una exponencial doble, expresada:

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Donde $F(x)$ es la probabilidad de no excedencia de x , y y es la variable reducida de Gumbel; debido a que en análisis de crecientes el interés es en la probabilidad de excedencia, la probabilidad complementaria, que a su vez es el recíproco del periodo de retorno, se expresa:

$$G(x) = 1 - F(x) = \frac{1}{T}$$

Resolviendo para las ecuaciones anteriores se obtiene:

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

Mediante este método los valores de caudales máximos se obtienen de la ecuación de frecuencias:

$$x = \bar{x} + Ks$$

Donde \bar{x} es el promedio de la serie de crecientes, s su desviación estándar y K el factor de frecuencia, evaluado con la siguiente expresión:

$$y = y_n + K\sigma_n$$

Donde y_n y σ_n son el promedio y desviación estándar de la variable reducida, respectivamente, los cuales están en función de la longitud del registro n . Despejando K en la expresión anterior y reemplazando en la ecuación de frecuencias se obtiene:

$$x = \bar{x} + \frac{y - y_n}{\sigma_n} s$$

Y reemplazando y en función del periodo de retorno es posible obtener la variable x en función de los parámetros y_n y σ_n de Gumbel:

$$x = \bar{x} - \frac{\ln\left(\ln\frac{T}{T-1}\right) - y_n}{\sigma_n} s$$

Con la expresión anterior se calculan los caudales máximos para los periodos de retorno deseados, contando con el promedio y desviación estándar de los caudales máximos anuales del registro, y los parámetros y_n y σ_n .

Distribución Log Pearson Tipo III

El método de la distribución Log Pearson se aplica para el análisis de frecuencias utilizando los logaritmos de los datos observados en conjunto con la distribución probabilística. Teniendo la serie de logaritmos de los caudales máximos anuales, se calcula su promedio (\bar{y}), desviación estándar s_y y coeficiente de asimetría C_{sy} . Con estos parámetros, es posible calcular el logaritmo de los caudales máximos de periodos de retorno aplicando la siguiente expresión:

$$\log Q_j = \bar{y} + K_j s_y$$

Donde K_j es una función del coeficiente de asimetría y la probabilidad de excedencia. Teniendo esto, los caudales máximos de periodo de retorno se calculan aplicando el inverso del logaritmo a ambos lados de la ecuación, con lo que se obtiene:

$$Q_j = 10^{\bar{y} + K_j s_y}$$

Distribución de Frechet

La función de valores extremos tipo II, también conocida como la distribución de Frechet, es similar a la de Gumbel, pero su variable reducida se relaciona con la variable aleatoria original en forma logarítmica, es decir:

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

$$y = \alpha_0 (\ln x - u_0)$$

En esta forma, la función de Frechet se aplica con la misma formulación que el método de Gumbel, pero utilizando para esto el logaritmo de los datos de la serie de caudales máximos anuales (Maggio, sf.).

Distribución mixta

Debido a la influencia del ENSO en la climatología de Panamá, se separan los registros anuales por condición hidrológica, bien sea El Niño, La Niña, o no influenciado ("Normal"); sobre cada una de las subseries se analizan las distribuciones de probabilidad, y se obtiene

finalmente para análisis una distribución mixta, como lo recomiendan Poveda y Álvarez, (2012).

Una distribución mixta es la suma ponderada de las funciones de probabilidad para cada una de las subseries utilizadas; el factor de ponderación es la relación entre el número de registros en cada subserie de caudales máximos anuales y el tamaño total de la serie:

$$F_T(x) = \rho_1 F_1(x) + \rho_2 F_2(x) \dots + \rho_n F_n(x)$$

$$\rho_i = \frac{\text{número de datos en la fase } i}{\text{número total de datos}}$$

En los casos de estaciones donde una de las subseries contenga menos de 4 datos, se realiza la función mixta solo con aquellas que no tengan esta limitante, es decir, si en una estación sólo se presentan cuatro años (o menos) influenciados por el fenómeno de La Niña, estos cuatro datos se trasladan a la serie de años “normales”, y se analiza la distribución mixta con las dos subseries restantes. Si la totalidad de años registrados es menor o igual a 10, no se analiza una distribución mixta.

4.1.4 Pruebas de bondad de ajuste

Para escoger la distribución de mejor ajuste sobre la estación, se aplica una prueba de Kolmogorov-Smirnov sobre las distribuciones de probabilidad estimadas.

La prueba de Kolmogorov-Smirnov consiste en, siendo D la mayor diferencia absoluta observada entre la frecuencia acumulada observada $F_n(x_i)$ y la frecuencia acumulada teórica $F_0(x_i)$, obtenida a partir de la distribución de probabilidad que se especifica como hipótesis nula, es decir, que los datos analizados siguen la distribución teórica, siempre y cuando D sea menor a un valor de referencia D_α , el cual depende del nivel de significancia.

$$D = \sup_{1 \leq i \leq n} \left| \hat{F}_n(x_i) - F_0(x_i) \right|$$

Así pues, se escoge como función de probabilidad para modelación hidrológica, aquella que obtenga un valor de D menor para su distribución mixta.

La distribución que mejor se ajuste a los datos de la muestra será la que se utilice para la estimación de las curvas de intensidad-duración-frecuencia, como se describe a continuación.

4.1.5 Resultado del Análisis de Precipitación

4.1.5.1 Precipitación total mensual

En la Figura 4.2 se presenta el régimen de precipitación total mensual, en donde se puede evidenciar que la precipitación tiene un comportamiento monomodal, con un período alto de

precipitaciones entre mayo y noviembre, y con valores bajos de precipitación de diciembre a abril, presentando valores promedio entre 19mm (febrero) y 266mm (octubre); con un promedio anual de 1925.35 mm. En condiciones mínimas históricas, la precipitación más baja registrada es de 0.50 mm presentada en el mes de enero, mientras que los registros máximos se han presentado valores de hasta 577.50 mm en el mes de octubre.

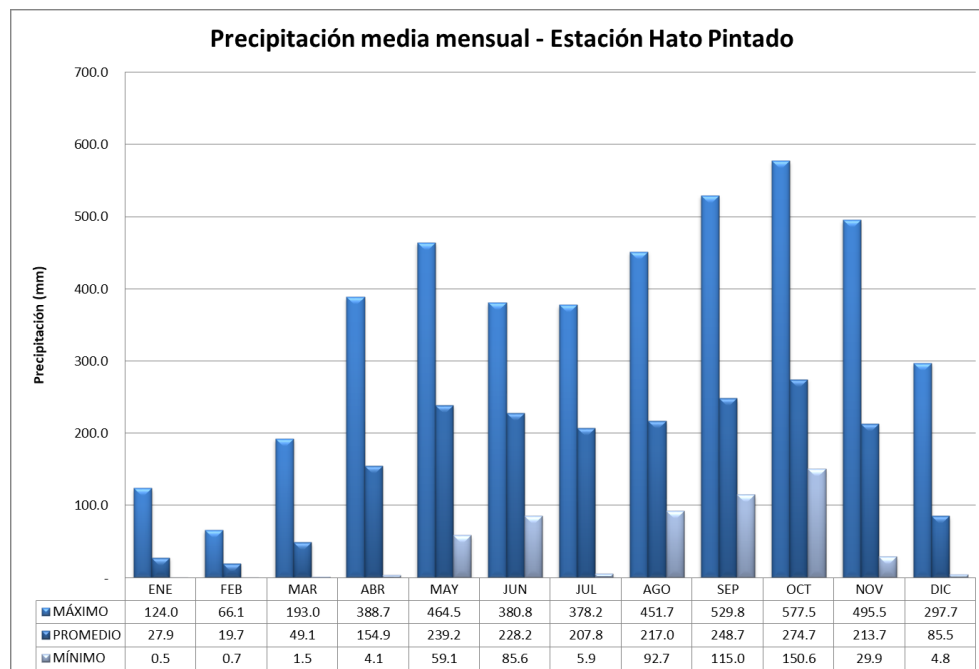


Figura 4.2. Régimen Precipitación Total mensual - Estación Hato Pintado
Fuente: ETESA

4.1.5.2 Número de días de precipitación

El número de días de precipitación representa la cantidad de días en el mes en los que ocurrió por lo menos un evento de precipitación, con una magnitud mayor a 1 mm. En la Figura 4.3 se evidencia que este parámetro presenta un régimen de tipo monomodal, con los valores altos ocurriendo entre mayo y noviembre, y los valores bajos entre diciembre y abril. Los números de días promedio se dan entre 3 y 20 días a lo largo del año, siendo el mínimo en febrero y el máximo en octubre. En promedio se concluye que se tienen 162 días con precipitación al año.

En valores mínimos de este parámetro, se observa que se ha registrado 1 día de precipitación para los meses de enero a marzo, junio y diciembre, mientras que los máximos son de hasta 27 días en los meses de junio, agosto, octubre y diciembre.

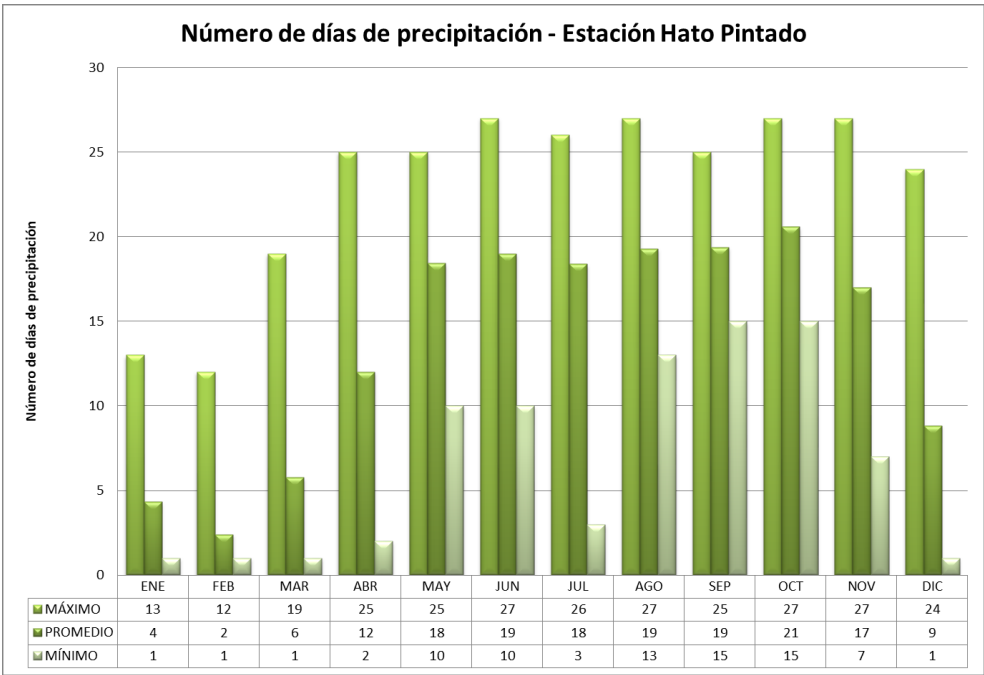


Figura 4.3. Número de días de precipitación mensual_ Estación Hato Pintado

Fuente: ETESA

4.1.5.3 Precipitación máxima diaria en 24 horas

La precipitación máxima en 24 horas representa la mayor cantidad de agua que ocurre por lluvia durante 24 horas consecutivas en un mes. Este parámetro es de gran importancia hidrológica, pues comúnmente se emplea para estimar los caudales máximos que se producen por lluvias intensas en una cuenca. En Figura 4.4 se presenta el régimen de precipitación máxima en 24 horas con base en la estación La Hato Pintado, en donde se rectifica el régimen monomodal de la zona, el cual es coherente con el analizado para precipitación total y el número de días de precipitación.

Como se observa en la Figura 4.4, se registra un valor anual promedio de 44.41 mm; los máximos valores mensuales se presentan en los meses de mayo a noviembre, y los meses que presentan los menores valores son de diciembre a abril, los valores de precipitación máxima en 24 horas se encuentran entre 13.20 y 71.78 mm. Se resaltan máximos históricos de hasta 275 mm, registrados para el mes de octubre y valores mínimos históricos de hasta 0.5 mm para el mes de enero.

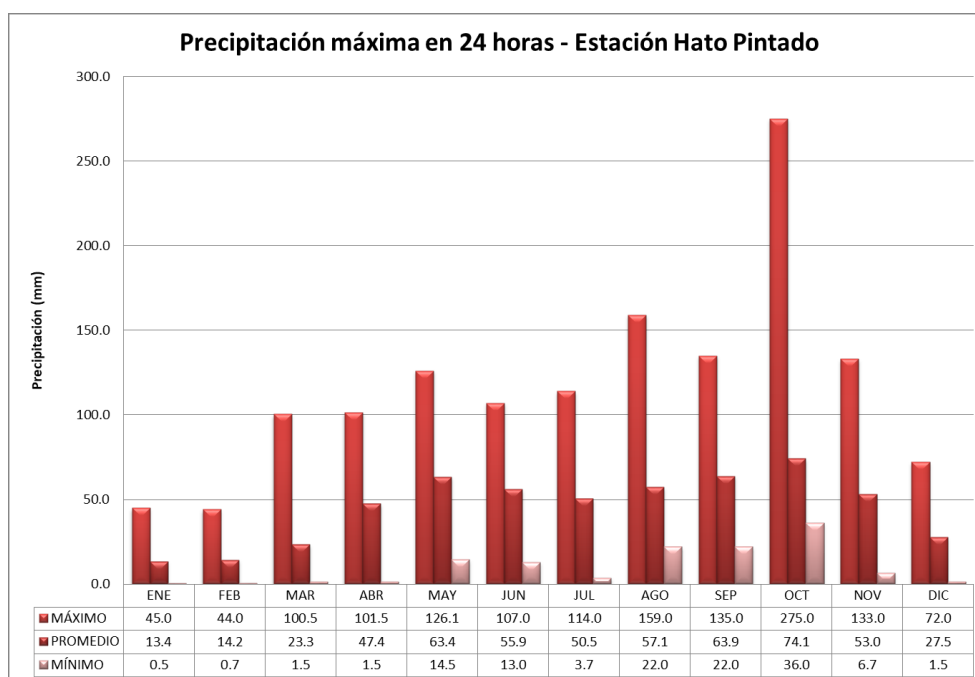


Figura 4.4. Régimen Precipitación máxima en 24 horas - Estación Hato Pintado

Fuente:ETESA

En la Tabla 4.2 se presenta un resumen de la información de la Estación Hato Pintado con los datos de precipitación por año.

Tabla 4.2 Resumen de datos precipitación por año

Año	Porcentaje de información	Días con lluvia apreciable	Precipitación media anual (mm)	Precipitación máxima diaria
1987	49%	207	2183.63	112.0
1988	98%	166	2383.10	100.0
1989	98%	139	1692.50	105.0
1990	98%	149	1779.54	86.0
1991	98%	154	1916.80	115.0
1992	98%	152	1675.90	137.0
1993	98%	169	2098.10	99.0
1994	98%	169	1811.70	87.0
1995	98%	177	2269.20	135.0
1996	98%	148	2212.90	93.0
1997	98%	111	1734.00	110.2
1998	98%	165	2341.70	109.0
1999	98%	197	2229.40	112.0
2000	98%	177	2276.00	125.0

2001	98%	173	2118.50	100.6
2002	98%	169	1975.40	159.0
2003	98%	189	2100.20	133.0
2004	98%	156	1576.50	99.8
2005	98%	193	2072.50	79.0
2006	89%	160	1907.00	91.0
2007	98%	175	2187.00	275.0
2008	98%	183	1945.70	102.3
2009	98%	165	1779.50	100.5
2010	96%	205	2467.40	114.0
2011	96%	191	2356.00	114.0
2012	98%	177	2089.30	65.5
2013	93%	164	1619.00	146.0
2014	90%	158	1709.60	78.0
2015	92%	135	1707.50	101.5
2016	56%	70	720.20	71.0
2017	98%	184	2018.20	90.0

4.2 ANÁLISIS DE PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA

Para hacer una caracterización geométrica en la cuenca de estudio, a continuación, se presentan los parámetros morfométricos asociados, que describen las características de forma y su relación con el comportamiento de los caudales que transitan por ella. Primero, en la Tabla 4.3 se presentan las características físicas básicas, a partir de los cuales se calculan los parámetros relativos a la forma, relieve, perfil y drenaje descritos.

Tabla 4.3. Características morfométricas de la cuenca de estudio

CUENCA	AREA (km ²)	PERIMETRO (km)	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (km)	ALTITUD MÁXIMA (msnm)	ALTITUD MÍNIMA (msnm)
CUENCA RÍO MOCAMBO HASTA PUENTE MOCAMBO ABAJO	10.18	22.60	6.38	292.51	26.47

Figura 4.5 Cuenca del Río Mocambo

Fuente: Propia

4.2.1 Coeficiente de compacidad

El coeficiente de compacidad se define por la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo (de radio R), que tiene la misma área que la cuenca hidrográfica. Una cuenca tiende a ser redonda si el índice de compacidad es menor a 1.5, y alargada para valores mayores, de acuerdo con la información contenida en la Tabla 4.4 (Campos, 1992)

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

El grado de aproximación a la unidad indicará la tendencia a concentrar altos volúmenes de aguas de escurrimiento, siendo más acentuado cuanto más cercano sea a la unidad, lo cual quiere decir que entre más bajo sea el coeficiente de compacidad, mayor será la concentración de agua dada la simetría de la cuenca.

Tabla 4.4 Clasificación de acuerdo con índice de compacidad. Fuente: Campos (1992).

CLASE DE FORMA	ÍNDICE DE COMPACIDAD (CC)	FORMA DE LA CUENCA
Clase I	1.00 a 1.25	Casi redonda a oval-redonda
Clase II	1.26 a 1.50	Oval-redonda a oval-oblonga
Clase III	1.51 a más de 2.00	Oval-oblonga a rectangular-oblonga

4.2.2 Factor de forma de Horton

Este parámetro expresa la relación existente entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud del cauce principal. A medida que el área aumenta, la relación del factor de forma tiende a disminuir, lo cual indica una tendencia hacia el alargamiento, de las cuencas grandes.

$$Hf = \frac{A}{L^2}$$

La forma de la mayoría de las cuencas hidrográficas tiende a ser similar a la de una pera, sin embargo, se compara la forma de la cuenca con la de un círculo equivalente porque, para una misma lluvia, una cuenca circular tiene mayor potencial de producir caudal pico de mayor magnitud debido a su simetría. De acuerdo con la clasificación de la Tabla 4.5 se establece en función de los intervalos de valores la forma de la cuenca.

Tabla 4.5 Clasificación de acuerdo con el factor de forma de Horton. Fuente: Campos (1992).

VALORES APROXIMADOS	FORMA DE LA CUENCA
< 0.22	Muy alargada
0.22 a 0.30	Alargada

0.30 a 0.37	Ligeramente alargada
0.37 a 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
0.80 a 1.20	Muy ensanchada
> 1.20	Rodeado a desagüe

4.2.3 Pendiente media del cauce principal

La pendiente media se considera como el cociente entre la diferencia en elevación entre el punto más alto y el punto más bajo del río y su longitud, esta definición se aproxima más al valor real cuando es reducida la longitud del tramo analizado. Debido a esto se aplica el criterio de Taylor y Schwarz (1952), que considera el río como una serie de canales con pendiente uniforme, dividiendo el cauce principal en “m” tramos de igual longitud y calculando la pendiente media con la siguiente ecuación:

$$S = \left(\frac{m}{1\sqrt{S_1} + 1\sqrt{S_2} + \dots + 1\sqrt{S_n}} \right)^2$$

Dónde:

S: es la pendiente media del cauce

Sn: Pendiente media del tramo considerado

m: Número de segmentos iguales en los que se divide el cauce principal $m=L/DX$

L: Longitud total del cauce

Este índice se relaciona directamente con la velocidad del flujo, ya que es proporcional a su raíz cuadrada (ecuación de Manning), y en consecuencia es proporcional a su capacidad de arrastre de sedimentos.

4.2.4 Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el cálculo de cada uno de los parámetros descritos para la cuenca de interés, a partir de los cuales se puede estimar el nivel de amenaza asociado a dicho parámetro.

Tabla 4.6 Resultados de parámetros morfométricos de la cuenca

CUENCA	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA	PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL (%)
CUENCA RÍO MOCAMBO	1.99	0.25	0.042%

De acuerdo con los resultados, la cuenca de estudio posee valores de índices de compacidad que las clasifican como cuencas oval-oblongas a rectangulares-oblongas de lo que se puede decir que tienen un nivel bajo de concentración de agua. Por otra parte, los valores indicados por el factor de forma indican que estamos tratando con cuenca alargada lo que implica mayor amortiguación de los caudales pico.

4.3 CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE CRECIDA

El modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System) es un modelo lluvia-escorrentía, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center HEC del U.S. Army Corps of Engineers USACE, que está diseñado para simular el hidrograma de escorrentía que se produce en un determinado punto de la red fluvial como consecuencia de un episodio de lluvia. El antecedente de este modelo, el HEC-1, nació como un modelo de eventos y ha sido considerado por muchos como el modelo más versátil (Bedient y Huber, 1992) y probablemente el más ampliamente utilizado en este tipo de caracterizaciones hidrológicas de avenidas. En este estudio se ha utilizado el HEC-HMS 4.12.

El modelo está diseñado para que, a partir de datos morfológicos de una cuenca y datos de precipitación, se calcule un hidrograma de respuesta; además, se pueden calcular hidrogramas en diferentes puntos de la cuenca, dependiendo de la subdivisión que se plantee.

El modelo HEC-HMS trabaja por componentes, los cuales incluyen: modelo de cuencas, modelo meteorológico, especificaciones de control e información de entrada. En una simulación se calcula la respuesta de la cuenca ante una precipitación, con base en la definición del modelo meteorológico, las especificaciones de control, y el intervalo de tiempo para la simulación.

Por su parte, las especificaciones de control fijan el tiempo de duración de cada corrida de una simulación, para lo que se define una fecha de inicio, una fecha de finalización y el intervalo de tiempo de la simulación.

Los datos de entrada incluyen las series de tiempo, las series de pares, los datos de mallas, los cuales son requeridos generalmente como condiciones de borde en los modelos de cuencas y meteorológicos.

4.3.1 Modelo de cuenca

El **modelo de cuenca** representa y describe el componente físico de la cuenca agregando y conectando elementos hidrológicos como subcuencas, tramos, uniones, fuentes, salidas, reservorios y desviaciones.

Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos en la cuenca, los cuales se presentan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Métodos de cálculo matemático de los fenómenos en la cuenca.

Fuente: Universidad César Vallejo.

Elemento	Tipo de Calculo	Método
Subcuenca	Perdidas	Déficit y razón constante (DC)
		Exponencial
		Green y Ampt
		DC por grilla
		SCS CN por grilla
		SMA por grilla
		Inicial y razón constante
		Número de curva (CN) del Soil Conservation Service
		Smith Paralange
		Conteo de Humedad del suelo (SMA)
	Escurrimiento en la cuenca	Hidrograma Unitario de Clark
		Onda cinemática
		Clark modificado
		Hidrograma unitario del Soil Conservation Service
		Hidrograma unitario de Snyder
		Curva S especificada por el usuario
		Hidrograma unitario especificado por el usuario
	Flujo Base	Recesión delimitada
		Mensualmente constante
		Reservorio lineal
		Aproximación no lineal de Boussinesq
		Recesión
Canal	Transito	Onda cinemática
		Retraso
		Puls modificado
		Muskingum
		Muskingum-Cunge
		""STRADDLE STAGGER""
	Perdidas / Ganancias	Constante
		Percolación

Debido a que HEC-HMS cuenta con varias metodologías para modelar cada uno de los fenómenos que ocurren en los elementos espaciales, fue necesario escoger un método particular que se acomodara a las características de la cuenca. A continuación, se describen y justifican los diferentes métodos escogidos para cada proceso:

4.3.1.1 Puntos de cálculo y subcuencas del modelo

Para el montaje del modelo de cuenca se tomó la información geográfica del río Mocambo, subdividiendo en subcuencas y calculando los parámetros morfométricos para cada una, para introducirlos en el modelo.

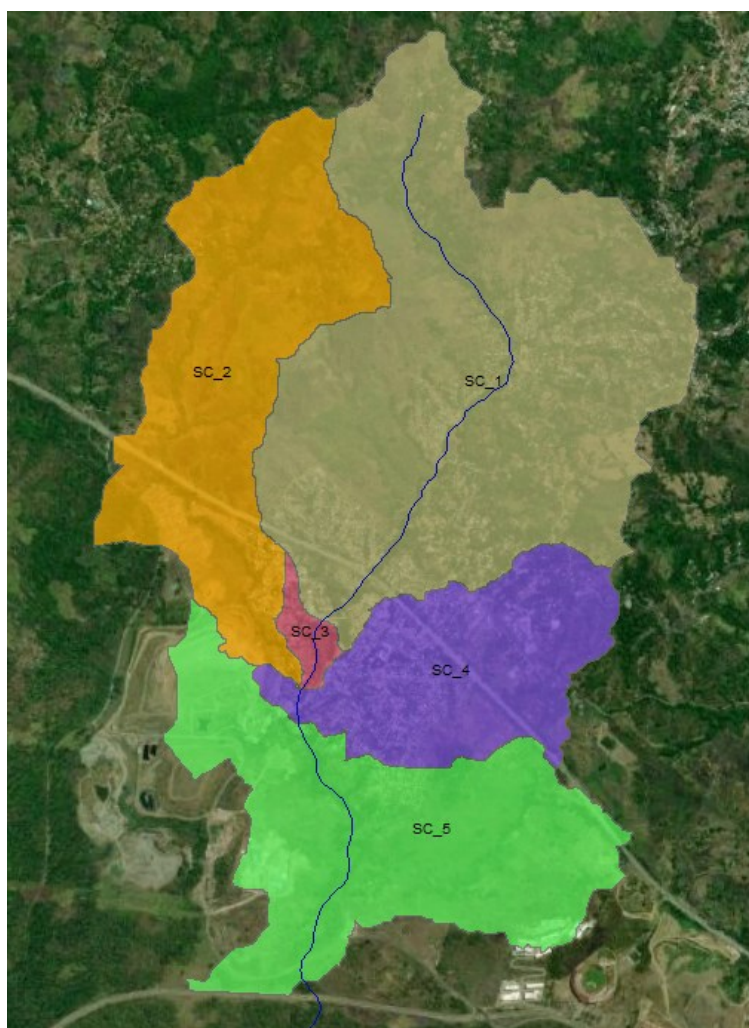


Figura 4.6. Delimitación de subcuencas del ríoMocambo
Fuente: Propia

Tabla 4.8. Superficie de cada subcuenca de análisis

Fuente: Propia

Subcuenca	Área en km ²
Subcuenca 1	4.3449
Subcuenca 2	2.1008
Subcuenca 3	0.1088
Subcuenca 4	1.3228
Subcuenca 5	2.3053
Total	10.18

4.3.1.2 Representación conceptual de la cuenca

En la Figura 4.7 se presenta el montaje del modelo en HEC-HMS para la cuenca de estudio.

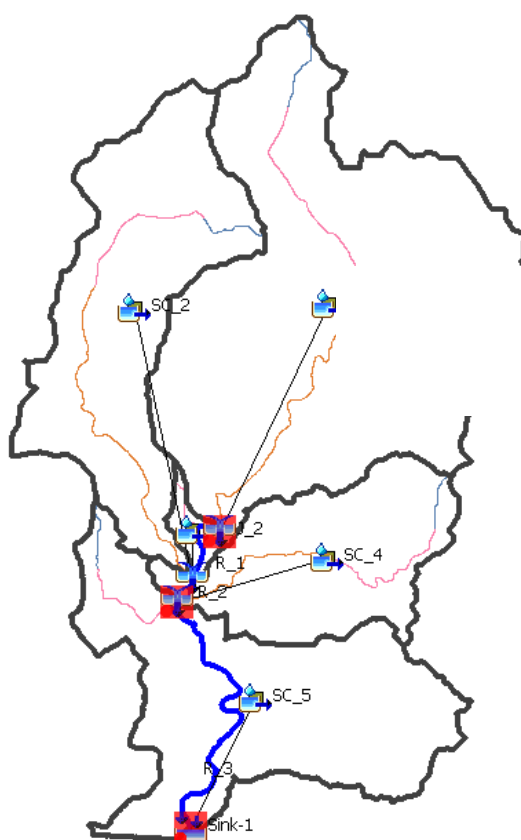


Figura 4.7. Modelo subcuenca del río Mocambo en HEC-HMS4.12

Fuente: Propia

En cada subcuenca se modelan los fenómenos que transforman la precipitación en escorrentía directa: infiltración y transformación; mientras que en cada subtramo de río se modela el respectivo tránsito de crecientes.

Para la modelación se utilizaron los hietogramas calculados en el numeral 4.3.2.2, en donde se estimaron los valores máximos de precipitación para 100 años, y con lluvias de 4 horas de duración. Debido a que se cuenta con dos conjuntos de hietogramas: uno para el método de IDF de Talbot y otro para el de Vargas, se generaron igualmente dos conjuntos de resultados de caudales.

En la definición de las especificaciones de control se estableció un tiempo de simulación que abarca la duración de cada hietograma y un periodo de 3 a 6 horas posteriores a la finalización del evento de lluvia, con el propósito de analizar el intervalo de tiempo que comprende el tránsito de las avenidas.

4.3.1.3 Método de estimación de la pérdida por infiltración (Loss)

Las pérdidas por infiltración se refieren a la cantidad de agua que es absorbida y retenida por el suelo. Se cuenta con doce metodologías para su cálculo, las cuales todas siguen el principio de conservación de masa. Los métodos con los que se cuenta son: déficit y constante, exponencial, Green y Ampt, número de curva del SCS, conteo de la humedad del suelo – estos primeros métodos cuentan con variante para cuencas en malla – inicial y constante, y Smith Parlange.

Claramente, ninguno de los métodos por malla puede utilizarse, pues la cuenca no está construida con este método, lo que deja siete opciones posibles para el modelo. De esta siete, los métodos exponenciales, inicial y constante, también se descartan por no ser aptos para simulación continua. De los restantes, se escogió el **método del número de curva del SCS** debido a su facilidad de aplicación, que igual representa de manera adecuada los procesos que ocurren durante la infiltración. Los parámetros para este método son el número de curva y el porcentaje de impermeabilidad de cada subcuenca.

Dentro el modelo hidrológico, para la determinación de la pérdida de precipitación que no se convertirá en caudal efectivo (abstracción inicial, IA) debido a la infiltración se establece la abstracción inicial utilizando la ecuación del SCS, que está en función del número de curva:

$$IA = 20\% \cdot \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right)$$

Por otra parte, se debe conocer también el porcentaje de área impermeable de cada subcuenca, el cual se determina a partir de la cartografía disponible; y el cálculo del número de curva se describe a continuación.

Para la determinación del número de curva (CN) se estableció una ponderación como función del área y el uso del suelo aportante sobre las subcuencas. La Tabla 4.9 presenta los valores de número de curva según el uso de suelo.

Tabla 4.9 Valores de números de curva para distintos usos de suelo en cuencas urbanas.

Fuente: Modelling the hydrological response of an urban watershed, 2011

CN Grid 1*			CN Grid 2**		
Land use class	CN Soil C	CN Soil D	Land use class	CN Soil C	CN Soil D
Medium residential, (containing developed open space and developed areas from low to high intensity, according to Merwade (2010))	81	86	Apartment	90	92
			Multiple-family, attached	90	92
			Multiple-family, detached	90	92
			Single-family	81	86
			Commercial & Educational	94	95
			Industrial	91	93
			General vegetation	74	80
			Car park	98	98
			Road	98	98
			Construction site	89	91
Forest	71	78	Forest	70	77
Water	100	100	Lake	100	100

El valor del número de curva se puede estimar bajo la siguiente expresión que relaciona el área ocupada por el uso del suelo dentro de la subcuenca y el correspondiente valor para ese uso de suelo (CN-I) y el área total de la subcuenca.

$$CNI_i = \sum_{n=0}^j \frac{A_j \cdot CN_j}{AC_i}$$

Dónde:

CNI_i Número de curva ponderado para la cuenca a evaluar

A_j Área ocupada por el uso del suelo dentro de la cuenca

CN_j Número de curva asignado al uso de suelo

AC_i Área de la cuenca a evaluar

Posterior a este cálculo se establece las relaciones del número de curva bajo una condición saturada (CN-II) y condición saturada corregida por pendientes (CN-III); la condición de número de curva para los modelos hidrológicos es este último caso pues es el que posee mayor cantidad de parámetros de corrección del número de curva original y establece una modelación más acorde a la realidad. Las ecuaciones siguientes permiten establecer los

valores del número de curva para la condición saturada y la condición saturada corregida por pendientes.

$$CNII_i = \frac{23 \cdot CNI_i}{10 + 0.13 \cdot CNI_i}$$
$$CNIII_i = \frac{CNII_i - CNI_i}{3} \cdot (1 - (2^{(-13.86 \cdot S_i \cdot 100)})) + CNI_i$$

Dónde:

$CNII_i$ Número de curva en condición saturada

$CNIII_i$ Número de curva en condición saturada corregida por pendientes

S_i Pendiente media de la cuenca

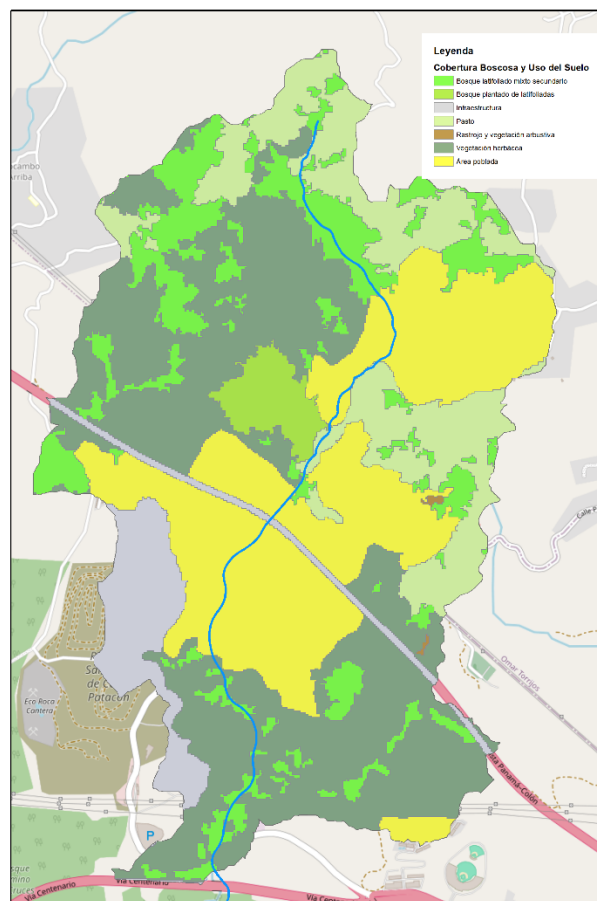


Figura 4.8. Cobertura Boscosa y Uso del Suelo en la cuenca de estudio, 2021

Fuente: MiAmbiente

Tabla 4.10 Número de Curva en condiciones antecedentes tipo II (CNII) y suelo tipo C.

Clases	CN II
Área Poblada	90
Bosque de Mangle	96
Bosque latifoliado mixto maduro	73
Bosque latifoliado mixto secundario	73
Infraestructura	95
Pasto	67
Rastrojo y vegetación arbustiva	71
Vegetación herbácea	75

A continuación, se presentan los parámetros de entrada al modelo: número de curva (CNII) y abstracción inicial (Ia) para cada subcuenca promediadas según el área ocupada por los diferentes usos del suelo.

Subcuenca	CN II	Ia [mm]
Subcuenca 1	76	16.04
Subcuenca 2	76	16.04
Subcuenca 3	85	8.96
Subcuenca 4	80	12.70
Subcuenca 5	76	16.04

4.3.1.4 Método de transformación o hidrógrafa (Transform)

El método de transformación es el que convierte la cantidad de precipitación que finalmente pasa a ser escorrentía superficial en el caudal del cauce asociado con la cuenca. Para su cálculo se tienen siete métodos: hidrograma unitario de Clark, onda cinemática, Clark modificado, hidrograma unitario de Snyder, gráfica S especificada e hidrograma unitario especificada.

El método de cálculo escogido es el **hidrograma unitario del SCS**, el cual tiene como parámetros el **tiempo de retraso en horas** y el **tiempo de concentración**, lo cual facilita su aplicación, ya que estos pueden determinarse a partir de las características de la cuenca.

El tiempo de retraso se calcula mediante la ecuación:

$$Tlag = 0.6Tc$$

Donde:

Tlag= Tiempo de retardo o Log Time, entre el centroide del hietograma y el pico del caudal (horas).

Tc= Tiempo de concentración de la cuenca.

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S_o^{0.25}} \right)^{0.75}$$

El tiempo de concentración se concentración se calcula con la expresión matemática de Témez.

Subcuenca	L (km)	So (m/m)	Tc (min)	Tc (HR)	Tlag (min)	Tlag (HR)
Subcuenca 1	4.5059	0.3672	66.5961	1.1099	39.9577	0.6660
Subcuenca 2	4.0608	0.3836	61.9871	1.0331	37.1922	0.6199
Subcuenca 3	0.8743	0.1964	21.1055	0.3518	12.6633	0.2111
Subcuenca 4	2.6774	0.2815	48.7987	0.8133	29.2792	0.4880
Subcuenca 5	3.4272	0.2659	67.3509	1.1225	40.4105	0.6735

4.3.1.5 Método de tránsito de avenidas (Routing)

El tránsito de avenidas en cauces consiste en el cálculo de los gastos en cualquier sección transversal de un tramo de río a partir de un hidrograma conocido en su extremo aguas arriba. Lo anterior permite obtener la forma del hidrograma en distintos sitios a lo largo de un cauce. El tránsito de avenidas se utiliza para la predicción de avenidas e inundaciones, en el diseño de almacenamientos, simulación del movimiento de agua en canales y estudios de aprovechamientos hidráulicos.

Para su cálculo se tienen siete métodos: hidrograma unitario de Clark, onda cinemática, Clark modificado, hidrograma unitario de Snyder, gráfica S especificada e hidrograma unitario especificada.

En el caso de que la cuenca estudiada posea tamaño suficiente para justificar su subdivisión, el tránsito del hidrograma de salida de una determinada cuenca se propaga hasta la salida de la cuenca próxima, estableciendo un tramo de río entre ambas subcuencas.

Para el modelo del río se escogió el método de Muskingum-Cunge de tránsito de avenidas. El método constituye el único modelo numérico de la ecuación de la onda difusiva basado en un cálculo directo, sencillo y explícito, en el cual la solución es independiente del tamaño de la malla. En 1990, el método Muskingum-Cunge fue incorporado al modelo HEC-1 del

Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., Versión 4. En 1998, HEC-1 fue la base del modelo HEC-HMS, hoy ampliamente utilizado en la práctica.

El método Muskingum – Cunge está basado en la combinación de la conservación de masas y la representación de la difusión de conservación del moméntum (Manual HEC-HMS, 2016).

Para emplear este método se requieren varios datos de entrada, como la pendiente, la longitud del cauce principal, el número de rugosidad de Manning y la sección transversal del cauce en el punto en específico. Cabe destacar que este se aplica para el componente de trazado del modelo Reach, que se asemeja a los ríos. La selección del intervalo de tiempo puede ser de dos tipos, el programa puede automáticamente seleccionar un intervalo de tiempo fijo que mantenga estable durante el punto máximo del hidrograma unitario. La otra alternativa, el programa puede automáticamente variar el tiempo del intervalo para tomar lo suficientemente largo para mantener la estabilidad numérica

En la Tabla 4.11 se presentan las características y parámetros empleados en los veintidós tramos de río existentes en la conceptualización del modelo hidrológico de la cuenca del río Juan Díaz.

Tabla 4.11. Parámetros empleados en la propagación del cauce.

Tramo	Longitud km	Pendiente	Mannings's n	Forma Cauce	Ancho m	xH.1V
R_2	0.21291	0.00154	0.04	Trapezoide	10	2
R_1	0.52442	0.00804	0.04	Trapezoide	10	2
R_3	2.16911	0.0064	0.04	Trapezoide	10	2

4.3.2 Modelo Meteorológico

El **modelo meteorológico** es responsable de preparar las condiciones de contorno que actúan en la cuenca durante una simulación, utilizando datos de precipitación, evapotranspiración para cada subcuenca, tiene la capacidad de modelar precipitación sólida y líquida junto con evapotranspiración.

El modelo meteorológico utiliza datos de precipitaciones, evapotranspiraciones y los asigna a las diversas subcuencas. En este estudio utilizaremos solamente datos pluviométricos.

Las funciones de intensidad-duración-frecuencia (IDF) y los hietogramas de precipitación, son los principales parámetros hidrológicos para el análisis de caudales máximos en los ríos.

4.3.2.1 Caracterización del régimen extremal de precipitaciones (curvas IDF)

Como su nombre lo indica, las funciones de intensidad-duración-frecuencia relacionan la duración de un aguacero, con su intensidad y un periodo de retorno asociado. Específicamente, estas curvas se determinan con base en los registros pluviográficos de una estación, agrupando las intensidades para varias duraciones y realizando un análisis de distribución de probabilidades sobre estos grupos para determinar su periodo de retorno. No obstante, normalmente se aplican métodos empíricos para determinar estas curvas, basados en datos de precipitación de menor escala temporal, como precipitaciones diarias o máximas mensuales en 24 horas.

En este caso, se han aplicado dos métodos de estimación, uno recientemente desarrollado en Panamá, y otro desarrollado en Colombia y regionalizado para este país, pero que igualmente presenta relevancia en Panamá por su cercanía con la región Pacífica colombiana. A continuación, se describen estos dos métodos.

Método de Talbot

Para Panamá se ha desarrollado una metodología con base en relaciones entre las intensidades diarias y las intensidades para duraciones menores (horas e intervalos de 15 minutos) y en el modelo de Chow de intensidades máximas. Esta metodología fue desarrollada por estudiantes de la Universidad Tecnológica de Panamá con el apoyo de ETESA, y su aplicación se describe de manera general a continuación.

De los datos de precipitación máxima mensual, se determina la serie de precipitaciones máximas anuales.

De esta serie de precipitaciones anuales máximas en 24 horas, se calcula la serie de intensidades máximas medias, con la siguiente ecuación:

$$i_m = \frac{P_{max24h} \cdot F}{d}$$

Donde i_m es la intensidad máxima media de cada año, P_{max24h} es el valor de precipitación máxima en 24 horas mensual, F es un factor de ajuste igual a 1,13 para transformar la precipitación diaria en una intensidad horaria, y d es la duración, que correspondería a las 24 horas.

Se determina el promedio y la desviación estándar de la serie de intensidades máximas medias, y con esto se aplica la siguiente ecuación, para determinar la intensidad base de cada periodo de retorno:

$$I_T = \overline{i_m} + K_T \cdot S_i$$

Donde I_T es la intensidad base para cada periodo de retorno, $\overline{i_m}$ es el promedio de la serie de intensidades máximas y Si su desviación estándar, y K_T depende de la distribución de probabilidad que presente menor diferencia teórica según las pruebas de ajuste (sección 4.1.4).

Para series ajustadas a distribuciones de probabilidad Frechet o Gumbel el valor de K_T se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left(0,5772 + \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right)$$

Mientras que para distribuciones de probabilidad ajustadas a Pearson el valor de K_T se puede estimar bajo:

$$K_T = Z_T + (Z_T^2 - 1) \left(\frac{G_x}{6} \right) + \frac{1}{3} (Z_T^3 - 6Z_T) \left(\frac{G_x}{6} \right)^2 - (Z_T^2 - 1) \left(\frac{G_x}{6} \right)^3 + (Z_T) \left(\frac{G_x}{6} \right)^4 - \frac{1}{3} \left(\frac{G_x}{6} \right)^5$$

Donde:

T = Periodo de retorno

G_x = Coeficiente de asimetría de los datos

Z_T = Base Pearson para distintos periodos de retorno

A partir de la Tabla 4.12 se identifica la curva base de intensidad (i) para los distintos periodos de retorno. Los autores del método recomiendan utilizar las ecuaciones de Bernard para cuencas rurales grandes, por sus mayores tiempos de concentración, y las ecuaciones de Talbot para cuencas pequeñas y cuencas urbanas. Por ende, al ser las cuencas de estudio urbanas, se aplica la ecuación base de Talbot.

Tabla 4.12. Ecuaciones IDF con base en factores promedio. Fuente: Lau y Pérez (2015).

Periodo de Retorno (Años)	Ecuación de Bernard $d \geq 2$ horas	Ecuación de Talbot $d \leq 2$ horas
2	$i = 14.28 d^{-0.810}$	$i = \frac{1.868}{d + 0.793}$
5	$i = 13.844 d^{-0.800}$	$i = \frac{1.764}{d + 0.707}$
10	$i = 13.658 d^{-0.795}$	$i = \frac{1.731}{d + 0.681}$
20	$i = 13.523 d^{-0.792}$	$i = \frac{1.709}{d + 0.663}$
30	$i = 13.460 d^{-0.790}$	$i = \frac{1.699}{d + 0.656}$
50	$i = 13.390 d^{-0.788}$	$i = \frac{1.688}{d + 0.647}$

Para determinar la intensidad media diaria, se determina el factor K_{24} con la siguiente expresión:

$$K_{24} = \frac{i}{i_{24}}$$

Donde i será la curva base de intensidad (paso 4), y i_{24} será la intensidad máxima media diaria.

Finalmente, se multiplica el factor K_{24} por la intensidad base de cada periodo de retorno (paso 3), es decir:

$$I_{DF} = K_{24} \cdot I_T$$

Donde IDF es la intensidad que se obtiene en la curva de intensidad-duración-frecuencia.

Método de Vargas y Diaz-Granados

Por otra parte, se estiman las funciones de Intensidad-Duración-Frecuencia con base en la metodología de los ingenieros Rodrigo Vargas y Mario Diaz-Granados (1998), la cual parte de la utilización de ecuaciones que relacionen los datos pluviográficos o pluviométricos para zonas que disponen de datos de lluvias a nivel diario en el territorio colombiano. Es así como se establecieron ecuaciones para las distintas regiones que permitan relacionar los datos

recopilados por las estaciones, con la intensidad de la lluvia que cae sobre las zonas cercanas a estas.

Según la metodología, se regionaliza las estaciones presentes en cinco (5) grandes regiones, con el fin de encontrar condiciones meteorológicas similares. Esta división se realizó con base por la propuesta por Vélez (1983), la cual contempla las siguientes regiones climatológicas:

Región Andina (R1)

Región Caribe (R2)

Región Pacífico (R3)

Región Orinoquia (R4)

Región Amazonia (R5)

La principal ecuación de la que parte el método de Vargas y Diaz-Granados es la propuesta por Bernard en el año de 1932, la cual se presenta a continuación:

$$I = a \cdot \frac{T^b}{t^c}$$

Donde:

I = Intensidad media en mm/h

T = Periodo de retorno en años

t = Duración de la lluvia en horas

En el estudio se evaluaron 165 estaciones distribuidas en las distintas regiones anteriormente mencionadas, y se concluyó que la ecuación que permite determinar con cierta precisión el valor de la intensidad para distintos periodos de retorno, partiendo de parámetros conocidos de la estación de referencia, es una modificación de la ecuación original de Bernard, y se presenta a continuación.

$$I = a \cdot \frac{T^b}{t^c} \cdot M^d \cdot N^e \cdot PTA^f \cdot E^g$$

Donde:

T = Periodo de retorno (años)

t = Duración de la precipitación (minutos)

M = Precipitación máxima anual (mm)

N = Número de días de precipitación

PTA = Precipitación total anual (mm)

E =Elevación de la estación (msnm)

a, b, c, d, e, f y g Constantes que dependen de la región donde se encuentra la estación.

Los valores de las constantes se encuentran en la siguiente tabla para cada región. Las constantes que se utilizará son las que hacen referencia a la zona Pacífica, debido a su proximidad con el proyecto.

Tabla 4.13 Valores de constantes para la ecuación de intensidad-duración-frecuencia (Vargas y Diaz-Granados).

Fuente: Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad-duración-frecuencia, 1998

Andina	a	b	c	d	e	f	g
	1.64	0.19	0.65	0.73	-0.13	0.08	-0.01
Caribe	a	b	c	d	e	f	g
	8.39	0.21	0.49	-0.01	-0.04	0.26	-0.01
Pacífico	a	b	c	d	e	f	g
	2.75	0.19	0.58	-0.19	0.14	0.37	-0.01
Orinoquía	a	b	c	d	e	f	g
	1.4E-28	0.19	0.58	5.63	-1.52	6.64	-0.62
Amazonía	a	b	c	d	e	f	g
4	3.69	0.19	0.62	0.32	-0.23	0.3	-0.03

4.3.2.1.1 Funciones de intensidad-duración-frecuencia (IDF)

Para definir los eventos de lluvias máximas se generaron las curvas IDF, que relacionan la duración de un aguacero, con su intensidad y un periodo de retorno asociado. La IDF para la zona del proyecto se determinó con base en los registros de la estación Hato Pintado (142-020), utilizando las metodologías descritas.

Para la elaboración de las curvas de intensidad-duración-frecuencia se establecieron duraciones desde 5 minutos hasta 240 minutos y para distintos periodos de retorno, que

servirán posteriormente para determinar los hietogramas de diseño que definen la distribución temporal de la lluvia dentro de la zona de estudio. A continuación, se describe la aplicación de los métodos:

Método de Talbot

- Se determina el valor de i_m para los datos de lluvias máximas de cada año, este valor se calcula bajo la siguiente expresión:

$$i_m = Pmax_i \cdot \frac{1.33}{24 \text{ hrs}}$$

- Con los resultados del valor i_m para cada año de registro se obtiene el promedio y la desviación típica, para estación de Hato Pintado el valor promedio del factor i_m es de 5,23 y su desviación típica es de 1,72.
- Posteriormente se calcula el factor K_T para cada periodo de retorno.
- Con estos valores se establece el valor de la intensidad total en Hato Pintado. En la Tabla 4.14 se presentan los valores de intensidad total para cada periodo de retorno.

Tabla 4.14 Valores de ajuste de intensidad total para diferentes periodos de retorno en la estación Hato Pintado.

Periodo de retorno	Factor ks	Intensidad total (mm/h)
100	3.14	10.6
50	2.59	9.7
30	2.19	9.0
25	2.04	8.7
20	1.87	8.4
10	1.30	7.5
5	0.72	6.5
2	-0.16	5.0

- Utilizando las ecuaciones presentadas en la Tabla 4.12, se determina el valor del factor i_d para las distintas duraciones y el factor i_{24} para una duración de 1440 minutos (24 horas); con estos dos valores se establece la relación K_{24} para cada duración.
- Se calculan las intensidades en la IDF multiplicando los valores de cada intensidad total asociada a los periodos de retorno (Tabla 4.14) con el factor k_{24} de cada duración. Con estos valores se establecen las gráficas de intensidad-duración-frecuencia para distintos periodos de retorno, que se presentan en la Figura 4.9.

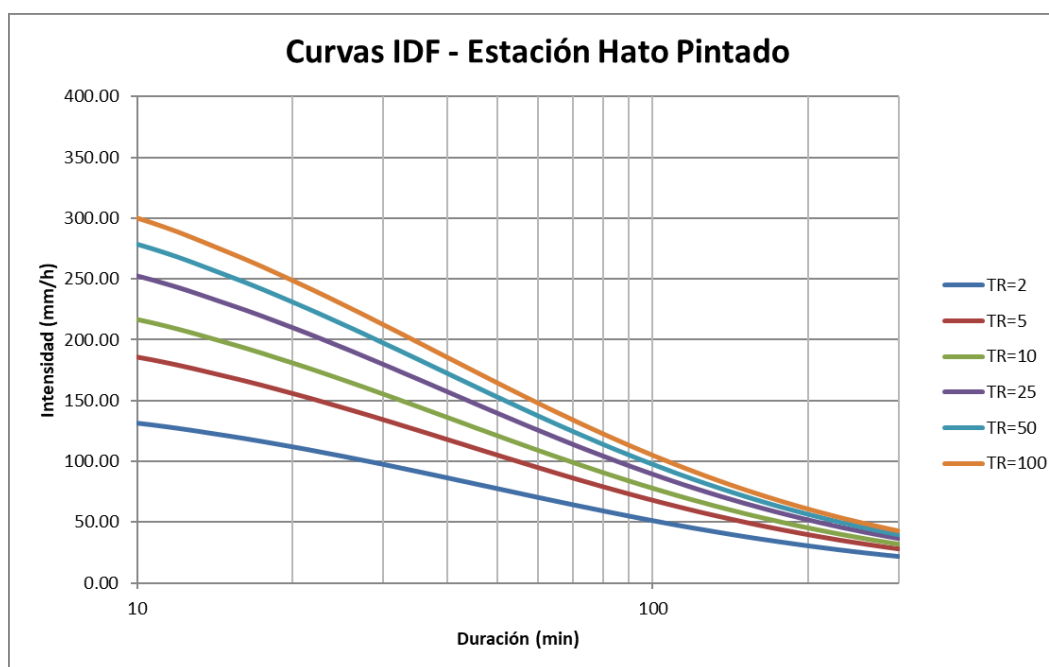


Figura 4.9. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para distintos periodos de retorno
(método de Talbot) – Estación Hato Pintado

Fuente: Propia

Método de Vargas y Diaz-Granados

- Después de haber culminado el análisis de precipitación establecido el promedio mensual multianual de la precipitación máxima en 24 horas se selecciona el promedio de los máximos multianuales, para el caso de la estación de Hato Pintado este valor es de 111.14 mm.
- Se debe conocer el promedio de días de precipitación anual esto se obtiene haciendo el promedio entre el número de días de precipitación en los años de registro según el análisis de precipitación. Para la estación de Hato Pintado este valor es de 176 días de lluvias.
- De los valores mensuales de precipitación se obtiene la precipitación total anual, que para el caso de la estación de referencia es de 2090.51 mm.
- Uno de los valores con los que se cuenta aparte de los registros diarios es la elevación a la que está colocada la estación. En el caso actual es de 45 msnm.
- Se establecen los valores de las constantes para la región a estudiar, como ya se mencionó se utilizarán los valores para la zona pacifica debido a su proximidad con el proyecto.

Tabla 4.15 Coeficientes para la ecuación de IDF del método de Vargas y Diaz-Granados

Pacífico	a	b	c	d	e	f	g
	2.75	0.19	0.58	-0.19	0.14	0.37	-0.01

Obtenidos todos los parámetros se establecen las curvas de intensidad-duración-frecuencia, para distintas duraciones y periodos de retorno como se presenta en la Figura 4.10.

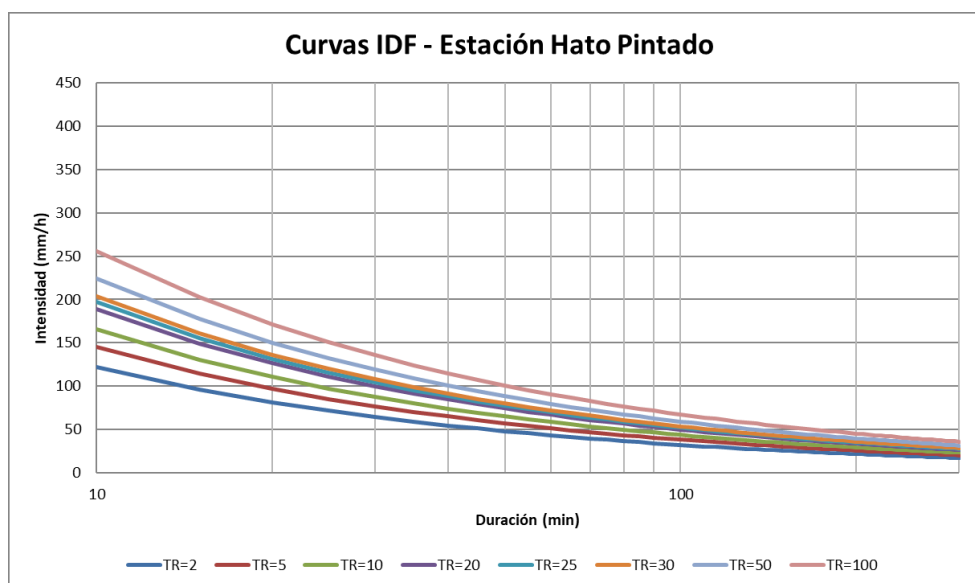


Figura 4.10 Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para distintos periodos de retorno (Método de Vargas y Diaz-Granados) – Estación Hato Pintado

Fuente: Propia

4.3.2.2 Distribución temporal de las precipitaciones (Hietogramas de diseño)

El hietograma es la representación gráfica de la precipitación de diseño, utilizada para determinar los caudales máximos que ocurren en una cuenca; representa la distribución de la lluvia en intervalos de tiempo iguales durante un evento de precipitación. Para su elaboración se empleó el método del bloque alterno, definiendo la duración de la tormenta en 30, 120 y 240 minutos y, a partir de las funciones IDF generadas (tanto con el método de Talbot como con el de Vargas), se calcula la precipitación que cae en cada intervalo de tiempo, multiplicando la intensidad por la duración.

Al alternar los resultados obtenidos de precipitación, en orden descendente, para cada intervalo de tiempo a derecha e izquierda de la precipitación mayor, se obtienen los hietogramas tal como se muestran en las figuras siguientes, en las cuales también se presentan los valores para diferentes periodos de retorno.

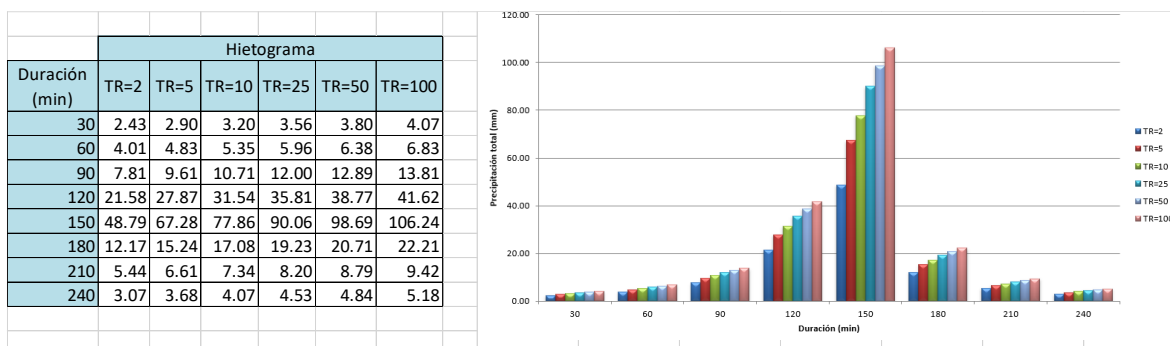


Figura 4.11 Hietogramas de diseño – Duración 240 minutos bajo las IDF del método de Talbot.

Fuente: Propia

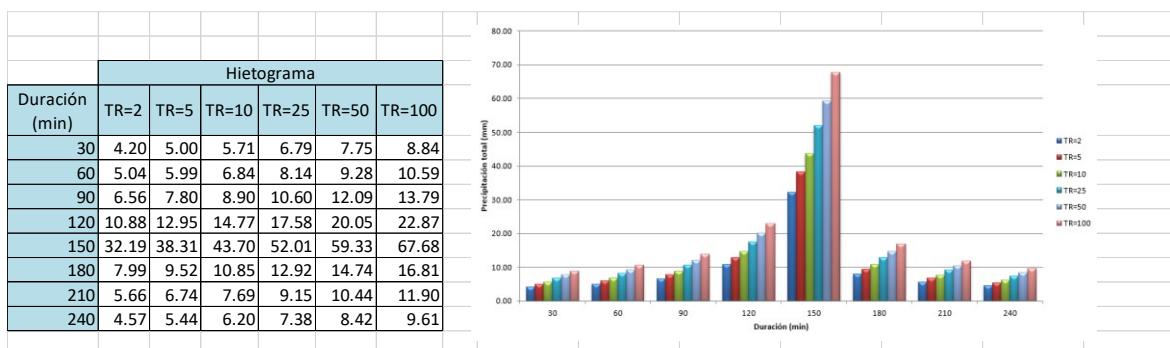


Figura 4.12 Hietogramas de diseño – Duración 240 minutos bajo las IDF del método de Vargas y Diaz-Granados.

Fuente: Propia

4.4 CALIBRACIÓN DEL MODELO HEC-HMS

El uso de modelos hidrológicos tiene por finalidad simular los fenómenos que ocurren en la realidad. Sin embargo, a pesar de los recientes avances en ciencia y tecnología, no existe un modelo hidrológico que simule a la perfección los complejos procesos que involucra la hidrología debido a la presencia de errores de diferente origen. Estos errores pueden ser minimizados mediante un adecuado proceso de calibración

El proceso de calibración de un modelo consiste en la identificación de los valores de parámetros inciertos o simulados para los que una serie de datos observados se ajusta de manera adecuada. Existen básicamente dos procesos o metodologías para calibrar un modelo hidrológico:

- A prueba y error: consiste en el cambio sistemático manual de los parámetros con el fin de encontrar el mejor ajuste a la información observada. Proceso lento, pero sencillo.
- Automática: consiste en la utilización de metodologías numéricas para encontrar el ajuste adecuado a los datos observados. Proceso rápido, pero complejo.

Para el proceso de calibración se estableció como referencia:

1. Información recogida en el estudio “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006” (ETESA. 2008).

El documento de análisis regional de crecidas máximas de Panamá del periodo de 1971 a 2006 y se realiza una estimación de caudales máximos para la cuenca del río Juan Díaz hasta el sitio del proyecto y hasta la ubicación de la estación hidrométrica.

A partir de las zonas, con las regiones hidrológicamente homogéneas que se utilizan para la evaluación de crecidas en las diferentes cuencas, se ubica la región en la que se encuentra la zona de estudio, que según el documento se identifica como la Cuenca No. 142 que comprende los ríos entre Caimito y Río Juan Díaz, pertenecientes a la zona 5.

Una vez establecida la zona, se puede establecer la ecuación que se ajusta a la estimación de caudal base para este sitio, que para la zona 3 es:

$$Q_{max} = 14 \cdot A^{0.59}$$

Área de la cuenca Tramo1

$$A = 4.34 \text{ km}^2$$

$$Q_{max} = 14 \cdot (4.34)^{0.59} = 33.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Área de la cuenca Tramo2

$$A = 7.87 \text{ km}^2$$

$$Q_{max} = 14 \cdot (7.87)^{0.59} = 47.29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Área de la cuenca Tramo3

$$A = 10.18 \text{ km}^2$$

$$Q_{max} = 14 \cdot (10.18)^{0.59} = 55.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo con esta ecuación se establece la tabla de distribución de frecuencia, donde se encuentran los factores de modificación de caudal base para cada periodo de retorno, que según la metodología hacen referencia a la Tabla 1 del Análisis Regional de Crecidas de Panamá.

Tabla 4.16 Factores para diferentes periodos de retorno en años

Q _{máx} /Q _{prom.máx} para distintos Tr	
Tr años	Tabla 1
1.005	0.28
1.05	0.43
1.25	0.62
2	0.92
5	1.36
10	1.66
20	1.96
25	2.04
50	2.37
100	2.68
1000	3.81
10000	5.05

Una vez conocido este valor, el caudal esperado para el periodo de retorno que se quiera conocer se establece bajo:

$$Q_{TR} = Q_{máx} \cdot K_{TR}$$

Los caudales arrojados para la cuenca del Río Mocambo, según esta metodología, son:

Tabla 4.17 Caudales máximos según documento de análisis regional de crecidas máximas de Panamá

Cuenca Mocambo	TR=100 (m ³ /s)
Tramo 1	89.19
Tramo 2	126.74
Tramo 3	147.51

En este caso, el caudal máximo estimados para 100 años, se han comparado dicho resultado con el análisis regional de crecidas máximas desarrollado por la Gerencia de Hidrometeorológica de ETESA (2008).

Tabla 4.18 Comparativa de caudales máximos estimados de los diferentes métodos para los periodos de retorno analizados

Cuenca Mocambo	Método	TR=100 (m³/s)
	TALBOT	350.45
	VARGAS	125.9
Tramo 3	ETESA	147.51

Realizando un comparativo entre los caudales oficiales del documento de análisis regional y los caudales obtenidos por los dos métodos (Talbot y Vargas Diaz-Granados) y teniendo en cuenta que para duraciones de 240 minutos se posee un mayor aporte de caudal por cada subcuenca además de mayor amortiguación de estos, se determinó que la metodología que más se ajusta a la región de estudio es la de **Vargas**. En dichos resultados se comprueba que existe una coincidencia razonable entre unos y otros. Bajo este argumento los caudales con los cuales se realiza el modelo hidráulico serán los arrojados por este método para esta duración para la cuenca hidrológicas de estudio.

Con objeto de estimar un resultado similar en el modelo HEC – HMS, la serie de caudales se tiene que multiplicar por un factor de 1.1716. De este modo, el modelo se considera validado con la incorporación de dicho factor corrector.

4.5 RESULTADOS

A partir del modelo hidrológico en HEC-HMS se obtienen los caudales de cada una de las subcuencas, tramos de cauce y confluencias (puntos de cálculo) para el periodo de retorno 100 años.

Figura 4.13. Hidrograma obtenido para el periodo de retorno Tr100 del modelo hidrológico de la cuenca del río Río Mocambo Duración 240 minutos

Fuente: Propia

Tabla 4.19. Caudales máximos en las subcuencas para cada periodo de retorno

Subcuenca	Tr100
SC_1	72.123696
SC_2	27.626328
SC_3	2.823556
SC_4	21.475428
SC_5	29.899232

Tabla 4.20. Caudales máximos en los tramos para cada periodo de retorno

Tramo	Tr=100
R_1	70.41316
R_2	93.37652
R_3	118.39018

Tabla 4.21. Caudales máximos en las confluencias para cada periodo de retorno

Confluencia	Tr=100 (m3/s)
J_1	96.387532
J_2	72.123696
J_3	114.863664
Outlet	147.469292

5 ESTUDIO HIDRÁULICO

Una vez obtenidos los caudales máximos, se han realizado los modelos hidráulicos necesarios para el estudio detallado de la inundabilidad en condiciones naturales para 100 años de periodo de recurrencia, en el entorno de los Puente Kuna Nega, Puente Calle 50 y Puente Mocambo Abajo. Para ello se ha empleado el software HEC – RAS, uno de los más utilizados internacionalmente para este tipo de estudios hidrodinámicos uni (1D) y bidimensionales (2D).

5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

Para los propósitos de la modelación, se utiliza la información de caudales de diseño, correspondientes a los caudales máximos para Tr100 estimados mediante el estudio hidrológico. En cuanto a la información espacial, se utilizan los levantamientos batimétricos realizados específicamente para el proyecto; a partir de este levantamiento se crea un

alineamiento sobre el río, orientado por la línea formada aproximadamente por los puntos medios de la sección del cauce. Sobre este alineamiento se generan secciones transversales con una separación uniforme, las cuales se extienden hasta los límites del levantamiento.

Los datos de la geometría del terreno incluyendo cauce principal, márgenes, dirección del flujo, coeficientes de rugosidad, secciones transversales. fueron generados mediante el software RAS MAPPER. A través de esta herramienta se generó la geometría 1D para la modelación hidráulica.

5.1.1 Modelación hidráulica 1D

5.1.1.1 Datos geométricos

Tramo 1 Puente Kuna Nega

El modelo contempla un total de 37 secciones transversales, aproximadamente cada 10 metros; teniendo en cuenta, sobre todo, aquellos puntos singulares que pudiesen determinar las condiciones de flujo de manera particular.

Cada sección se identifica numéricamente en orden decreciente desde aguas arriba hacia aguas abajo.

5.1.1.2 Condiciones de contorno y régimen de flujo

HEC-RAS ofrece 3 opciones para modelizar el régimen de flujo. Se optó por seleccionar la opción correspondiente al ***régimen mixto***, para la cual se definen las condiciones de contorno en los extremos de aguas arriba y aguas abajo.

Tanto en el extremo de aguas arriba como en el de aguas abajo se han aproximado al tirante o profundidad crítica.

El caudal adoptado para T100, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.1. Caudales de entrada en el modelo hidráulico para Tr 100 años

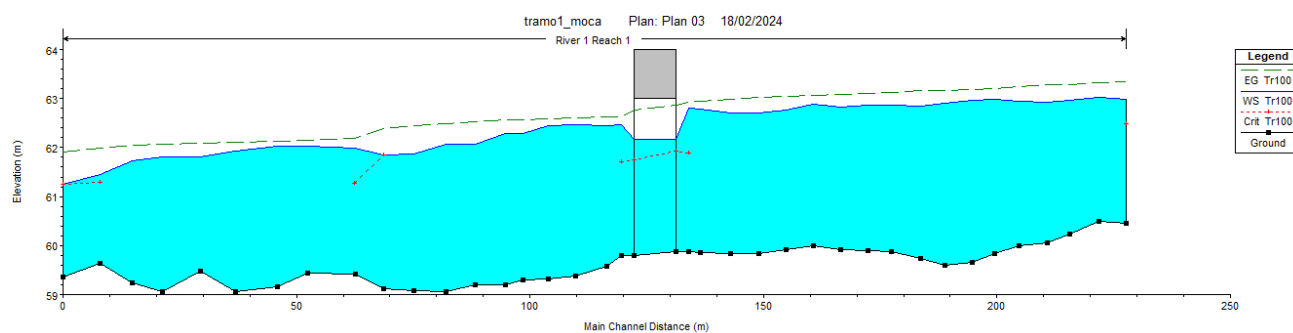
Periodo Retorno Tr100	Caudal (m^3/s)
Tramo1	72.123696
Tramo2	114.863664
Tramo3	147.469292

5.1.1.3 Resultados

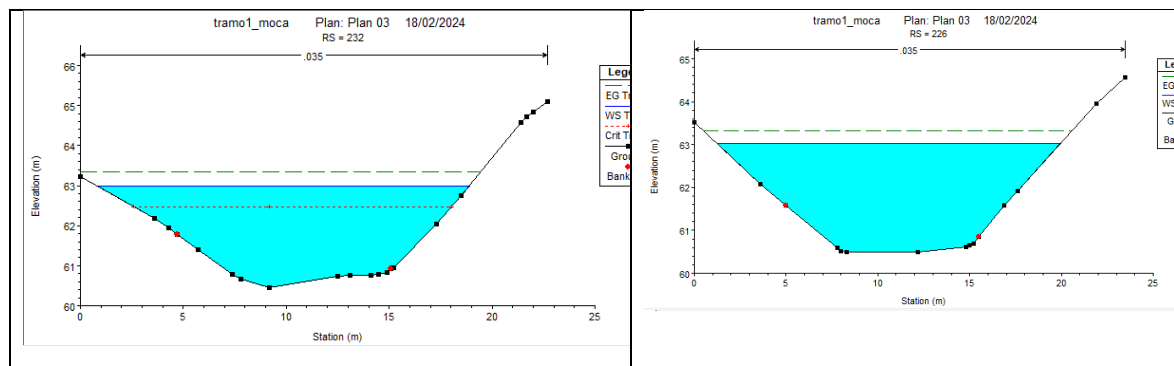
A continuación, se muestran los resultados de la modelación hidráulica para un periodo de retorno de TR=100.

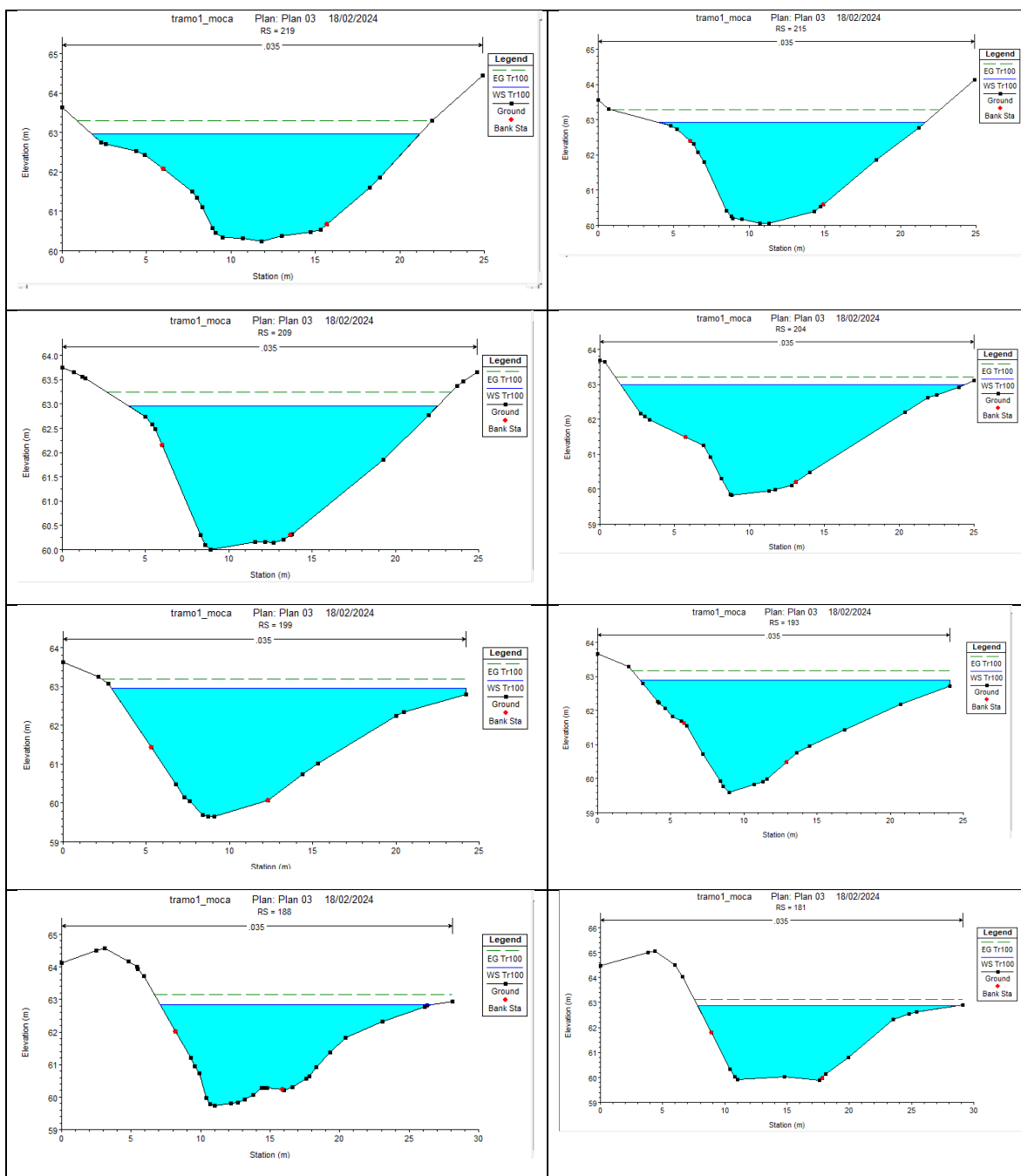
Tramo 1 Puente Kuna Nega

Perfil longitudinal del tramo 1 analizado

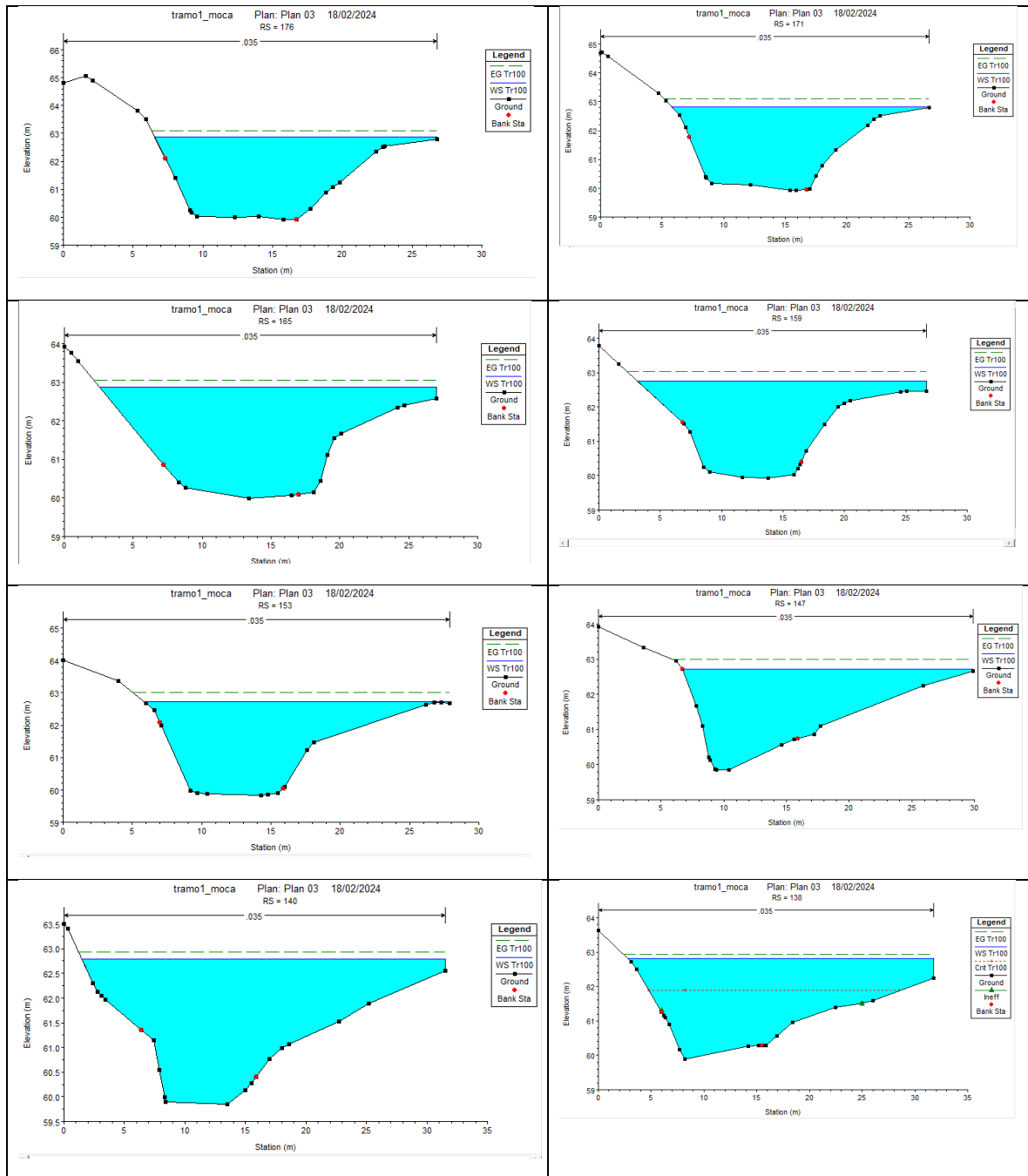


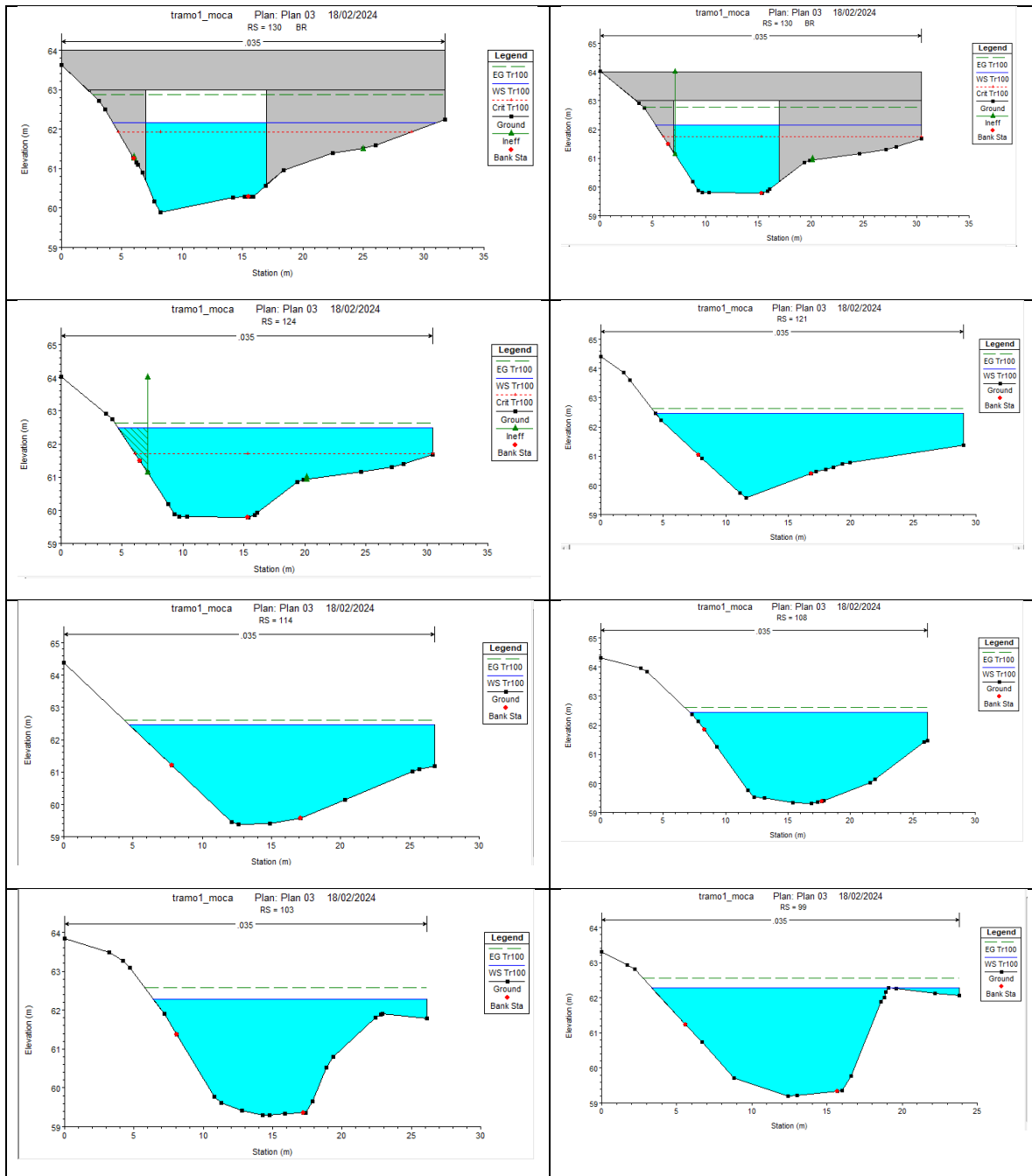
Secciones Transversales

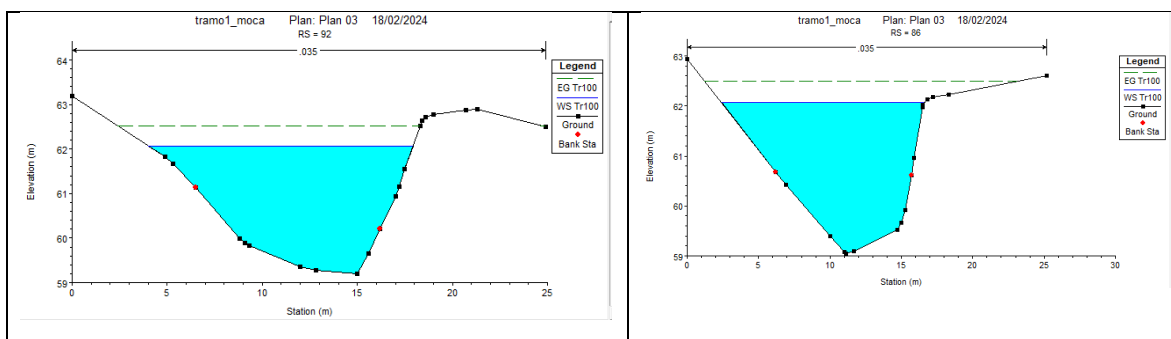




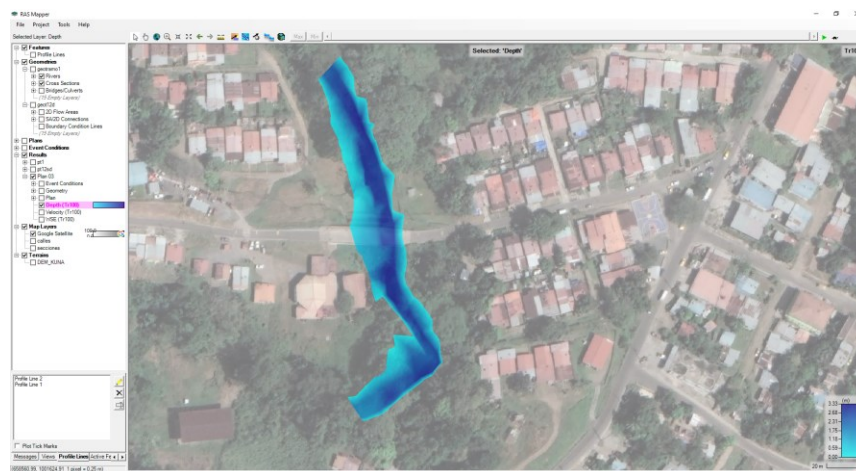
ESTUDIOS, DISEÑOS, Y CONSTRUCCION DE LAS OBRAS PARA LA CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE A LA COMUNIDAD DE KUNA NEGA







Mapa de Profundidad de calado obtenida en las inmediaciones del puente Kuna Nega para T= 100 años



Mapa de Velocidad obtenida en las inmediaciones del puente Kuna Nega para T= 100 años



Mapa de elevación de la superficie de agua en las inmediaciones del puente Kuna Nega para T= 100 años

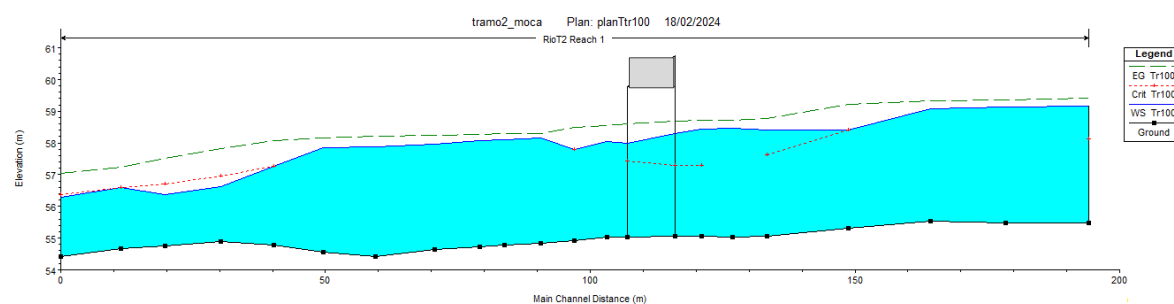


A continuación, se presentan la tabla resumen de los resultados de la modelación hidráulica en Hec-RAS en 1D para el tramo 1 de cauce analizado del Río Mocambo:

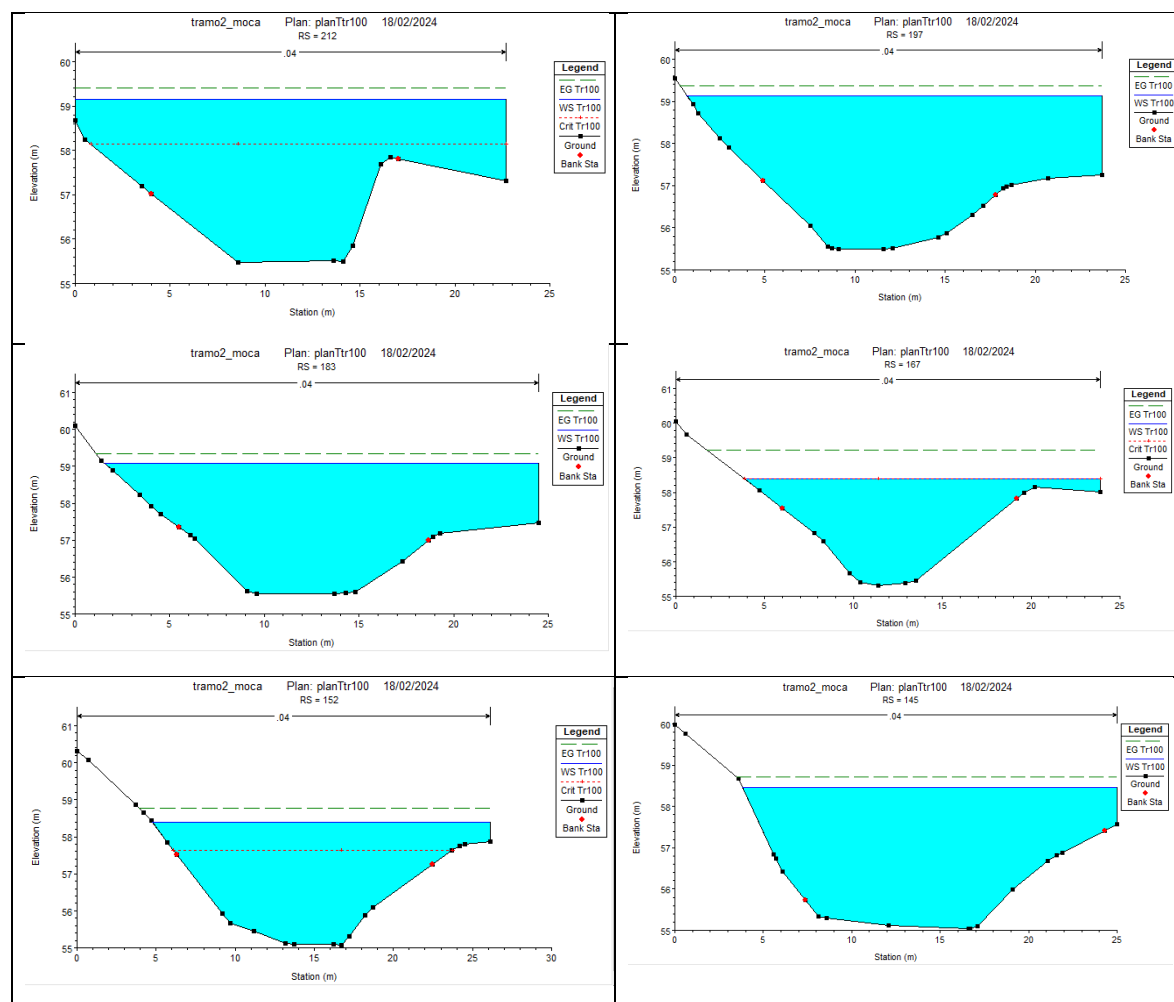
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: Tr100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	232	Tr100	72.20	60.45	62.99	62.48	63.35	0.003511	2.79	28.87	18.07	0.61
Reach 1	226	Tr100	72.20	60.49	63.02		63.31	0.002648	2.55	31.93	18.67	0.53
Reach 1	219	Tr100	72.20	60.24	62.96		63.29	0.003258	2.70	30.21	19.41	0.58
Reach 1	215	Tr100	72.20	60.05	62.92		63.27	0.003502	2.82	28.80	17.58	0.59
Reach 1	209	Tr100	72.20	60.00	62.95		63.23	0.002725	2.58	32.10	18.52	0.52
Reach 1	204	Tr100	72.20	59.83	62.98		63.20	0.002050	2.36	37.87	22.94	0.46
Reach 1	199	Tr100	72.20	59.66	62.95		63.19	0.001976	2.43	36.92	21.30	0.46
Reach 1	193	Tr100	72.20	59.60	62.90		63.17	0.002554	2.61	34.18	21.21	0.51
Reach 1	188	Tr100	72.20	59.74	62.85		63.15	0.003068	2.71	31.68	19.72	0.55
Reach 1	181	Tr100	72.20	59.88	62.87		63.12	0.002041	2.38	35.92	20.96	0.46
Reach 1	176	Tr100	72.20	59.90	62.87		63.11	0.002041	2.33	36.00	20.27	0.46
Reach 1	171	Tr100	72.20	59.92	62.83		63.09	0.002220	2.44	34.60	20.96	0.48
Reach 1	165	Tr100	72.20	59.99	62.88		63.06	0.001384	2.05	42.90	24.46	0.40
Reach 1	159	Tr100	72.20	59.92	62.76		63.04	0.002288	2.47	34.94	23.61	0.49
Reach 1	153	Tr100	72.20	59.83	62.71		63.02	0.002757	2.63	32.69	21.99	0.53
Reach 1	147	Tr100	72.20	59.84	62.71		62.99	0.003523	2.59	32.86	23.19	0.56
Reach 1	140	Tr100	72.20	59.85	62.79		62.94	0.001329	1.91	47.49	30.04	0.37
Reach 1	138	Tr100	72.20	59.88	62.81	61.88	62.93	0.001144	1.77	49.82	28.99	0.35
Reach 1	130	Bridge										
Reach 1	124	Tr100	72.20	59.79	62.48	61.71	62.63	0.001487	1.97	43.40	25.82	0.40
Reach 1	121	Tr100	72.20	59.57	62.45		62.62	0.001735	2.04	41.85	24.59	0.43
Reach 1	114	Tr100	72.20	59.37	62.47		62.60	0.001118	1.77	46.11	22.09	0.35
Reach 1	108	Tr100	72.20	59.32	62.44		62.59	0.001305	1.82	42.33	19.08	0.37
Reach 1	103	Tr100	72.20	59.30	62.29		62.57	0.002439	2.54	33.43	19.71	0.51
Reach 1	99	Tr100	72.20	59.20	62.29		62.56	0.002145	2.42	33.20	20.38	0.48
Reach 1	92	Tr100	72.20	59.19	62.06		62.52	0.004116	3.06	25.22	13.89	0.64
Reach 1	86	Tr100	72.20	59.05	62.06		62.49	0.003683	2.96	26.28	14.20	0.61
Reach 1	79	Tr100	72.20	59.08	61.87		62.44	0.005685	3.42	22.83	14.09	0.74
Reach 1	73	Tr100	72.20	59.11	61.85	61.85	62.39	0.007584	3.44	24.44	22.98	0.81
Reach 1	66	Tr100	72.20	59.41	61.99	61.27	62.18	0.002211	2.03	40.22	29.94	0.46
Reach 1	56	Tr100	72.20	59.43	62.03		62.14	0.001102	1.58	50.55	31.15	0.34
Reach 1	50	Tr100	72.20	59.15	62.02		62.14	0.000963	1.58	51.54	28.65	0.32
Reach 1	41	Tr100	72.20	59.06	61.92		62.12	0.002103	2.07	38.55	23.03	0.45
Reach 1	34	Tr100	72.20	59.47	61.82		62.09	0.003062	2.44	32.58	19.93	0.54

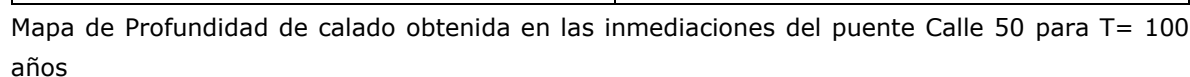
Tramo 2 Puente Calle 50

Perfil longitudinal del tramo 2 analizado



Secciones Transversales

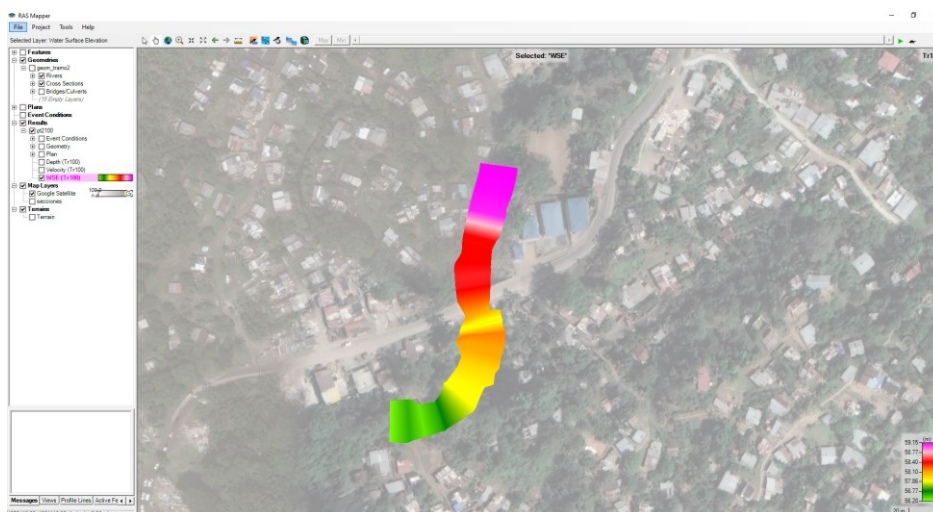




Mapa de velocidad obtenida en las inmediaciones del puente Calle 50 para T= 100 años



Mapa de elevación de la superficie de agua en las inmediaciones del puente Calle 50 para T= 100 años

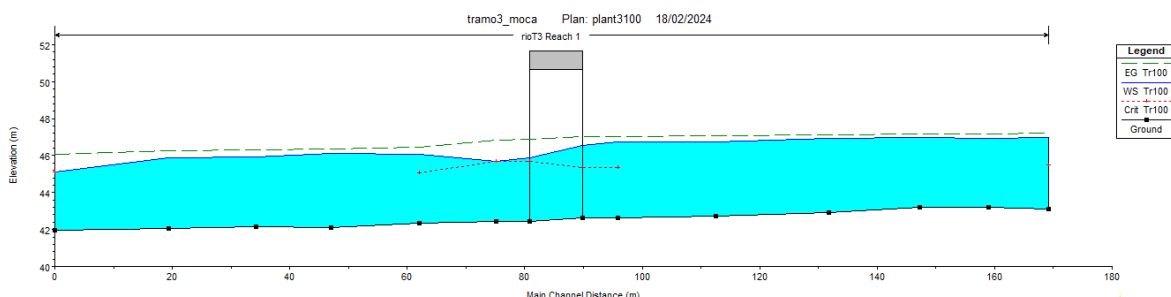


A continuación, se presentan la tabla resumen de los resultados de la modelación hidráulica en Hec-RAS en 1D para el tramo 2 de cauce analizado del Río Mocambo:

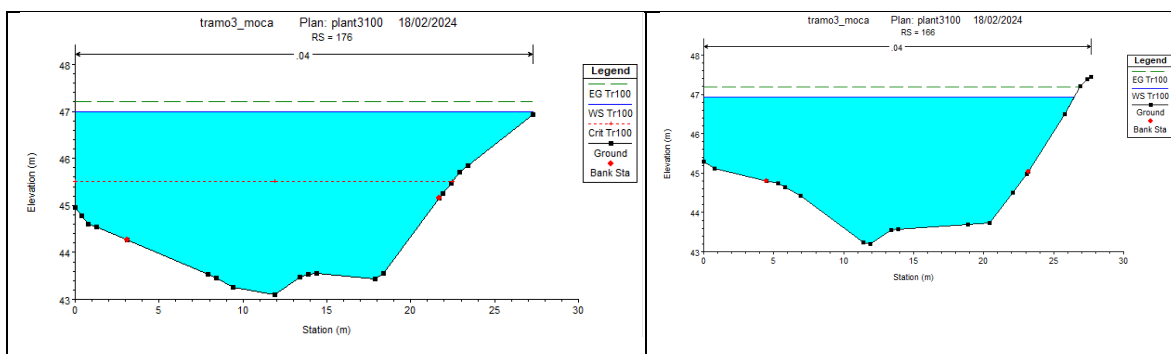
HEC-RAS Plan: pt2100 River: RioT2 Reach: Reach 1 Profile: Tr100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	212	Tr100	114.90	55.47	59.15	58.13	59.41	0.002279	2.38	54.81	22.70	0.43
Reach 1	197	Tr100	114.90	55.49	59.14		59.37	0.001842	2.27	57.63	23.04	0.41
Reach 1	183	Tr100	114.90	55.54	59.08		59.34	0.002201	2.39	54.13	22.93	0.44
Reach 1	167	Tr100	114.90	55.31	58.39	58.39	59.22	0.010945	4.07	29.95	20.03	0.90
Reach 1	152	Tr100	114.90	55.07	58.40	57.64	58.78	0.003860	2.75	43.76	21.35	0.56
Reach 1	145	Tr100	114.90	55.03	58.47		58.72	0.002256	2.29	52.84	21.17	0.44
Reach 1	139	Tr100	114.90	55.05	58.44	57.30	58.71	0.002215	2.32	52.55	21.37	0.44
Reach 1	129		Bridge									
Reach 1	121	Tr100	114.90	55.04	58.06		58.55	0.005753	3.15	37.74	18.09	0.67
Reach 1	115	Tr100	114.90	54.92	57.80	57.79	58.48	0.011888	3.72	32.77	24.87	0.91
Reach 1	109	Tr100	114.90	54.84	58.16		58.30	0.001467	1.69	69.19	30.10	0.35
Reach 1	102	Tr100	114.90	54.79	58.09		58.28	0.001831	2.02	61.99	27.66	0.39
Reach 1	97	Tr100	114.90	54.73	58.08		58.27	0.001757	2.02	60.66	26.56	0.39
Reach 1	89	Tr100	114.90	54.63	57.96		58.25	0.002900	2.38	49.68	23.60	0.48
Reach 1	78	Tr100	114.90	54.43	57.87		58.20	0.003563	2.56	45.56	21.61	0.52
Reach 1	68	Tr100	114.90	54.55	57.85		58.17	0.003187	2.54	47.57	24.74	0.51
Reach 1	58	Tr100	114.90	54.79	57.27	57.27	58.07	0.013807	3.95	29.40	20.82	0.98

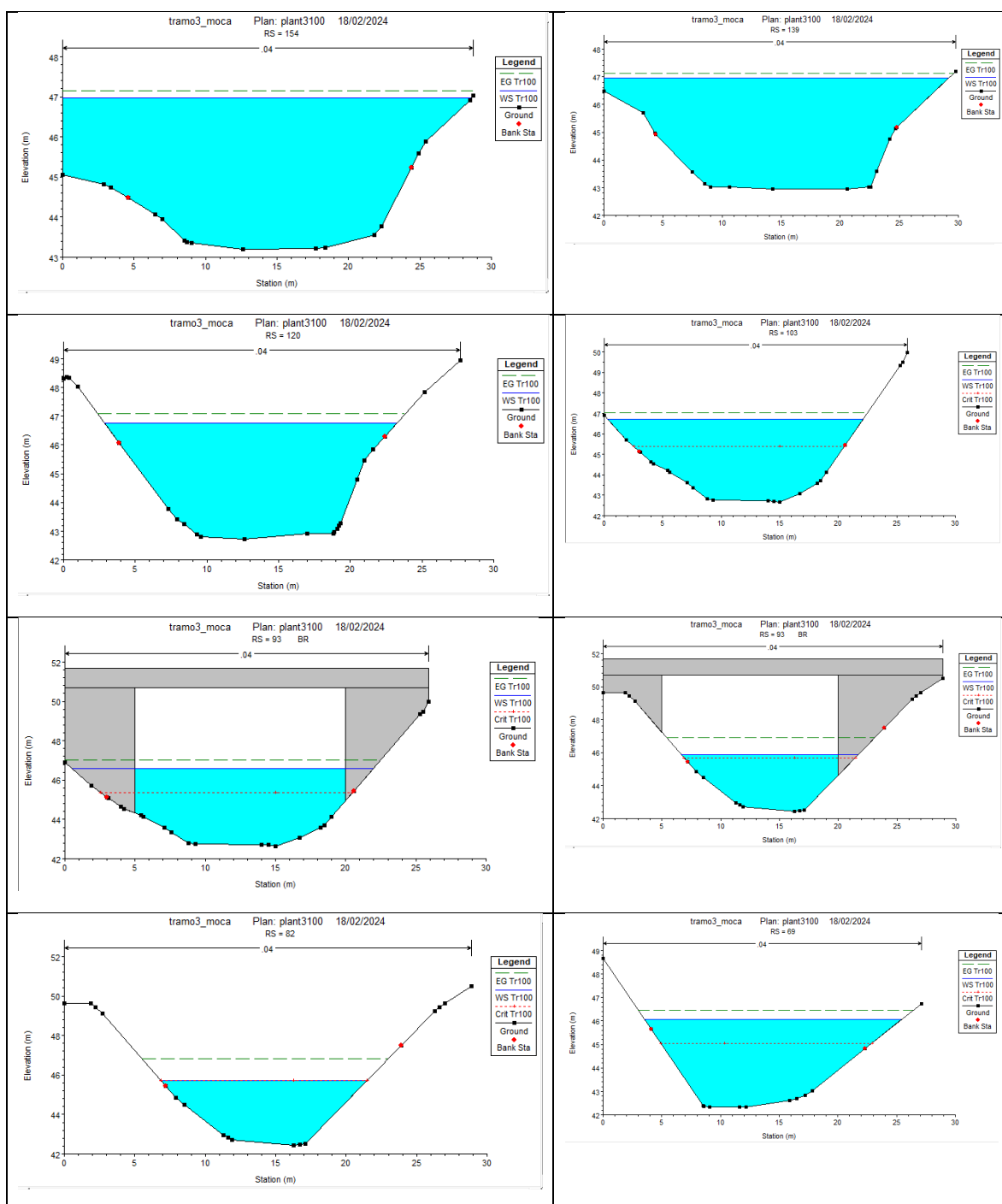
Tramo 3 Puente Mocambo Abajo

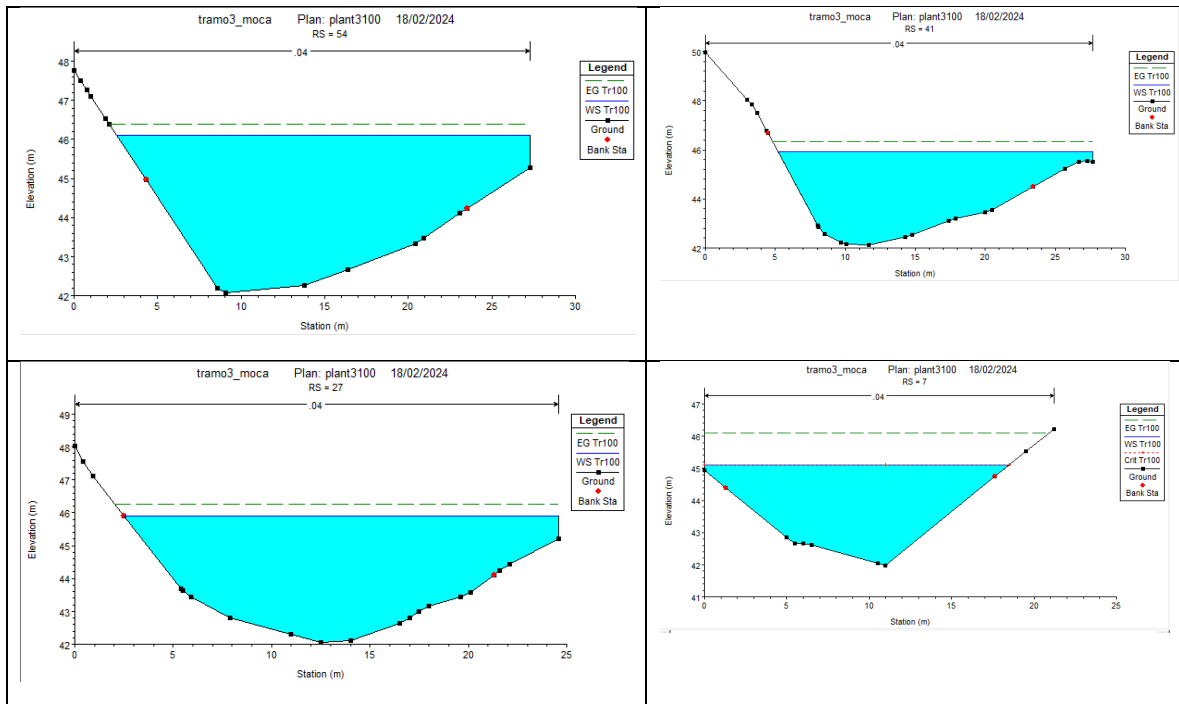
Perfil longitudinal del tramo 3 analizado



Secciones Transversales







Mapa de Profundidad de calado obtenida en las inmediaciones del puente Mocambo Abajo para T= 100 años



Mapa de Velocidad obtenida en las inmediaciones del puente Mocambo Abajo para $T = 100$ años



Mapa de elevación de la superficie de agua en las inmediaciones del puente Mocambo Abajo para $T = 100$ años



A continuación, se presentan la tabla resumen de los resultados de la modelación hidráulica en Hec-RAS en 1D para el tramo 3 de cauce analizado del Río Mocambo:

HEC-RAS Plan: pt3100 River: rioT3 Reach: Reach 1 Profile: Tr100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	176	Tr100	147.55	43.09	46.99	45.50	47.21	0.001593	2.17	73.90	27.30	0.38
Reach 1	166	Tr100	147.55	43.19	46.93		47.19	0.002033	2.32	68.74	26.48	0.43
Reach 1	154	Tr100	147.55	43.19	46.96		47.15	0.001289	1.99	80.34	28.57	0.34
Reach 1	139	Tr100	147.55	42.94	46.95		47.13	0.001124	1.90	82.72	29.19	0.32
Reach 1	120	Tr100	147.55	42.72	46.75		47.08	0.002691	2.56	58.16	20.33	0.46
Reach 1	103	Tr100	147.55	42.65	46.72	45.38	47.04	0.002277	2.51	60.85	21.84	0.44
Reach 1	93	Bridge										
Reach 1	82	Tr100	147.55	42.45	45.70	45.70	46.81	0.014111	4.66	31.69	14.61	1.00
Reach 1	69	Tr100	147.55	42.32	46.06	45.05	46.45	0.003446	2.80	53.98	21.86	0.53
Reach 1	54	Tr100	147.55	42.08	46.11		46.38	0.002003	2.32	66.77	24.77	0.42
Reach 1	41	Tr100	147.55	42.14	45.92		46.33	0.003800	2.85	53.64	22.50	0.55
Reach 1	27	Tr100	147.55	42.06	45.90		46.26	0.003188	2.69	56.81	22.10	0.51
Reach 1	7	Tr100	147.55	41.98	45.11	45.11	46.09	0.012755	4.39	34.15	18.48	0.98

6 CONCLUSIONES

A través del Análisis Hidrológico del área de interés se estimaron los caudales de diseño para un periodo de retorno de 100 años, como se muestra a continuación:

Tr 100 años	Caudal (m ³ /s)
Tramo1	72.12
Tramo2	114.86
Tramo3	147.47

Tramo 1

De acuerdo con los resultados obtenidos la cota máxima de inundación para un periodo de retorno $Tr = 100$ años se da en la sección RS 138 (62.93 m.s.n.m), una sección aguas arriba del puente.

En cuanto al resultado de los valores de velocidad en el canal para un periodo de retorno de $Tr=100$ años, la máxima velocidad se obtuvo un valor de 1.77 m/s.

Una vez obtenidos los resultados correspondientes de las simulaciones con el modelo HEC-RAS para el caso de análisis, se realizaron las estimaciones y verificaciones, con los cuales se debe considerar los niveles máximo de crecida.

Tramo 2

De acuerdo con los resultados obtenidos la cota máxima de inundación para un periodo de retorno $Tr = 100$ años se da en la sección RS 103 (47.04 m.s.n.m), una sección aguas arriba del puente.

En cuanto al resultado de los valores de velocidad en el canal para un periodo de retorno de $Tr=100$ años, la máxima velocidad se obtuvo un valor de 2.51 m/s.

Una vez obtenidos los resultados correspondientes de las simulaciones con el modelo HEC-RAS para el caso de análisis, se realizaron las estimaciones y verificaciones, con los cuales se debe considerar los niveles máximo de crecida.

Tramo 3

De acuerdo con los resultados obtenidos la cota máxima de inundación para un periodo de retorno $Tr = 100$ años se da en la sección RS 120 (47.08 m.s.n.m), una sección agua arriba del puente.

En cuanto al resultado de los valores de velocidad en el canal para un periodo de retorno de $Tr=100$ años, la máxima velocidad se obtuvo en la sección RS82 con un valor de 4.66 m/s.

Una vez obtenidos los resultados correspondientes de las simulaciones con el modelo HEC-RAS para el caso de análisis, se realizaron las estimaciones y verificaciones, con los cuales se debe considerar los niveles máximo de crecida.

7 REFERENCIAS

Empresa de Transmisión Eléctrica-Gerencia de hidrometeorología (2015). El fenómeno de El Niño y sus efectos en Panamá.

Empresa de Transmisión Eléctrica-Gerencia de hidrometeorología (2008). Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá.

Hydrologic Modeling System HEC-HMS (2000). Technical Reference Manual.

Lau, A., Pérez, A. (2015). Generación de relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia para cuencas en la República de Panamá. *Universidad Tecnológica de Panamá. I*

Vargas, R. Diaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad-duración-frecuencia. *Universidad de Los Andes, Colombia.*

Ven Te Chow, 1983. Hidrología Aplicada