

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

“ANÁLISIS DE ZONAS DE RIESGO DEBIDO A CRECIDAS MÁXIMAS DEL RÍO MAYALES TRAMO BARRIO DIRIANGEN – PUENTE LA TONGA; JUIGALPA, CHONTALES”.

Trabajo Monográfico para optar al título
de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Joao Antonio
Alvarez Fonseca
Carnet:2018-0041J

Br. Eyner Josué
Amador Peralta
Carnet: 2018-0009J

Br. Bryan Scott
García Gómez
Carnet: 2018-0011J

Tutor:

Dr. Néstor Javier
Lanza Mejía

23 de mayo de 2024

Managua, Nicaragua

Dedicatoria

Dedico estos logros a Dios, quien me ha brindado vida y sabiduría para avanzar en este largo viaje que es la existencia.

A mi familia, mi mayor motor de inspiración, por alentarme cada día a superarme y afrontar los desafíos con determinación. A mi madre, Irayda Fonseca, cuyo amor incondicional me sostiene en los momentos difíciles y me impulsa a seguir adelante. A mi padre, Néstor Alvarez, por ser el pilar de valores de responsabilidad y respeto, y por ser un ejemplo de superación que me ha guiado hasta este punto de mi camino.

Br. Joao Antonio Álvarez Fonseca

Dedicatoria

A Dios por ser el dador de vida y quien me brinda la sabiduría para dar cada paso en esta larga carrera que es la vida.

A mi familia por ser los que me impulsan cada día a ser mejor y salir adelante como persona de bien, para el desarrollo personal y el apoyo a los demás.

Br. Eyner Josué Amador Peralta

Dedicatoria

A Dios por ser el autor y dador de la sabiduría, a mis padres que son dirección y apoyo en todos los objetivos y metas que me proponga, a mis hermanos que son inspiración para mi superación, a todos aquellos maestros que incondicionalmente e incluso en repetidas ocasiones ofrecían una enseñanza y corrección amable la cual generaba confianza y gratitud, a compañeros de clase que me regalaron una explicación o ayuda en temas que se me dificultan y a todas aquellas personas que aportaron su grano de arena para edificar este logro.

Br. Bryan Scott García Gómez

Agradecimientos

Queremos expresar nuestro profundo agradecimiento a nuestras familias por su inquebrantable apoyo y constante aliento a lo largo de nuestra carrera.

En primer lugar, extender nuestro más sincero agradecimiento a nuestras familias, padres y hermanos, por su inquebrantable apoyo a lo largo de estos años. Apreciamos enormemente su respeto por nuestras decisiones, su disposición para permitirnos seguir nuestro propio camino y su constante aliento. Reconocemos el sacrificio que han hecho, soportando las dificultades que esta carrera conlleva. Gracias por estar en los días difíciles, por escuchar nuestras preocupaciones y, sobre todo, por celebrar nuestras alegrías como propias, motivándonos siempre a seguir adelante.

En segundo lugar, deseamos expresar agradecimiento a nuestro tutor, Néstor Lanza Mejía, por brindarnos la oportunidad de colaborar en este trabajo con él. Agradecemos su comprensión, orientación y motivación durante el proceso. Asimismo, queremos reconocer y agradecer nuestro profesor el ingeniero Ernesto Ocón, cuya inspiración y enseñanzas han sido fundamentales para nuestro desarrollo en el campo de la ingeniería civil.

A todos ellos, nuestro más sincero agradecimiento por su invaluable contribución a nuestro éxito académico y personal.

Br. Joao Antonio Álvarez Fonseca

Br. Eyner Josué Amador Peralta

Br. Bryan Scott García Gómez

Resumen

El cambio climático, variado e impredecible, ha tenido un impacto notable en los últimos años debido al calentamiento global. Esto se refleja en la ocurrencia irregular de diversos fenómenos naturales, como los huracanes, que afectan al territorio nacional con intervalos anuales. Un territorio que no está acostumbrado a recibir y evacuar grandes cantidades de precipitaciones que ocurren durante dichos fenómenos provoca que haya crecidas en los ríos en gran magnitud llegando incluso a desbordarse y provocar inundaciones a las zonas aledañas a ellos, y tal es el caso del río Mayales que transcurre por las afueras del municipio de Juigalpa, el cual ha provocado inundaciones catastróficas en los barrios cercanos a su paso durante estos grandes periodos de lluvia.

En el presente estudio monográfico se plantea el uso de diferentes sistemas de información geográficos asistido por computadora a través de programas como ArcGIS, CIVIL3D, HEC-HMS y HEC-RAS con tal de presentar un estudio completo sobre el desarrollo de dichas inundaciones. Este contiene la caracterización y descripción de las propiedades de la cuenca que abarca todas las caídas de agua que se dirigen al río principal y provocan el incremento de caudal y se realiza un estudio hidrológico con base en los registros de lluvia de los últimos veinte años, obtenidos de la estación meteorológica presente en la cuenca.

Se establece un análisis hidráulico utilizando como punto de cierre el puente La Tonga en la salida de la carretera Juigalpa a El Rama, de donde se estudió el grado de afectación en los barrios Diriangen y San Antonio de la ciudad de Juigalpa debido a las inundaciones que son muy propensos a recibir cada vez que ocurre el mismo fenómeno natural.

Por lo tanto, también se presenta la propuesta de solución a tomar en cuenta para mitigar el daño que se provoca en estas localidades mediante el uso de gaviones como muro de contención en las riberas del río donde es más propenso a desbordarse, mostrando así la eficacia de los mismos para mantener la dirección del inmenso flujo de agua provocado por las crecidas máximas en periodos de alta frecuencia de lluvia.

Índice

I.	Generalidades.....	1
1.1.	Introducción.....	1
1.2.	Antecedentes.....	2
1.3.	Justificación.....	4
1.4.	Objetivos.....	6
1.4.1.	Objetivo General	6
1.4.2.	Objetivos Específicos.....	6
II.	Marco Teórico.....	7
2.1.	Caracterización de la Cuenca Hidrográfica	7
2.1.1.	Características Físicas	7
2.1.2.	Características Hidrológicas.....	19
2.2.	Análisis Hidrológico.....	27
2.2.1.	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).....	27
2.2.2.	Precipitación Media sobre la Cuenca	31
2.2.3.	Tormenta de Diseño	31
2.2.4.	Hietograma de Diseño	32
2.2.5.	Afectación debido al Cambio Climático	32
2.2.6.	Tránsito de Avenidas.....	33
2.2.7.	Hidrograma.....	38

2.3.	Análisis Hidráulico	39
2.3.1.	Hidráulica de Canales.....	39
2.3.2.	Caracterización del Cauce Natural	40
2.3.3.	Llanura de Inundación.....	46
2.4.	Obras de Mitigación	47
2.4.1.	Muros de Contenciones con Gaviones	48
2.4.2.	Parámetros de Diseño de la Sección Típica	50
2.4.3.	Cálculos de Estabilidad del Colchón Antisocavante	55
2.4.4.	Cálculo de Estabilidad del Muro de Protección	57
III.	Diseño Metodológico.....	63
3.1.	Área De Estudio.....	63
3.1.1.	Macro y Micro Localización	63
3.1.2.	Socio Economía de la Zona de Estudio.....	64
3.2.	Caracterización de la Cuenca Hidrográfica	64
3.2.1.	Características Físicas	65
3.2.2.	Características Hidrológicas.....	70
3.3.	Análisis Hidrológico.....	73
3.3.1.	Curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF)	73
3.3.2.	Hietograma de Diseño Método del Bloque Alterno	75
3.3.3.	Análisis en HEC-HMS	76

3.4.	Análisis Hidráulico	79
3.4.1.	Características del Cauce	80
3.4.2.	Modelamiento Hidráulico en HEC-RAS.....	82
3.5.	Obras de Mitigación	84
3.5.1.	Diseño de Muros de Contención con Gaviones	85
IV.	Resultados.....	89
4.1.	Caracterización de la Cuenca Hidrográfica	89
4.1.1.	Características Físicas	89
4.1.2.	Características Hidrológicas.....	100
4.2.	Análisis Hidrológico.....	106
4.2.1.	Curvas de Intensidad Duración y Frecuencia.....	106
4.2.2.	Hietograma de Precipitación (Método del Bloque Altern)	118
4.3.2.	Modelo Hidrológico HEC-HMS	121
4.3.	Análisis Hidráulico	130
4.3.1.	Estudios Topográficos.....	130
4.3.2.	Secciones Transversales	131
4.3.3.	Coeficiente de Rugosidad del Cauce.....	133
4.3.4.	Caudal Máximo con Afectación de Cambio Climático	141
4.3.5.	Resultados del Análisis Hidráulico	141
4.3.6.	Llanura de Inundación.....	143

4.3.7. Mapa de Llanura de Inundación.....	147
4.4. Diseño de Muro de Contención con Gaviones	147
4.4.1. Análisis Hidráulico con Muros de Contención	147
4.4.2. Geometría de la Sección Típica	153
Conclusiones.....	167
Recomendaciones	169
Bibliografía.....	170
Anexos.....	176

I. Generalidades

1.1. Introducción

El análisis de crecidas máximas, se basa en la descomposición y estudio de cada uno de los elementos o partes integrantes del mismo, esto es, la morfología de la cuenca, el comportamiento hidrológico y el comportamiento hidráulico del cauce.

Para el análisis de inundación de un cauce natural, se requiere realizar un estudio hidrológico e hidráulico. En la actualidad, debido a los avances de la tecnología, se facilitan dichos estudios, por lo que es necesario aplicar métodos modernos o software que sirvan para simplificar los cálculos usando siempre los mismos criterios de diseño, pero con resultados más eficientes y varias alternativas.

El estudio hidrológico de una cuenca, se fundamenta el poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; también para la operación optimizada del uso de los recursos hídricos, o sea, un buen cálculo de los parámetros hidrológicos es sustancial para un el análisis de inundación, no obstante, la hidráulica de canales desempeña un papel determinante en este análisis por qué proporciona datos que permiten determinar la magnitud del impacto.

En el contenido monográfico se realizó la evaluación hidrológica e hidráulica en el tramo del río Mayales, que abarca los barrios Diriangén y San Antonio, así como el puente La Tonga que conecta la ciudad de Juigalpa, se localiza entre las coordenadas 12° 05' 57" y 12° 05' 38" de latitud norte y entre las coordenadas 85° 21' 7" y 85° 21' 29" de longitud oeste.

Este proyecto tiene como fin realizar un análisis de la llanura de inundación producida en el tramo del río Mayales que cubre los barrios Diriangen y San Antonio de la ciudad de Juigalpa, que en los últimos años se han visto severamente afectados por las crecidas anuales del río Mayales. Se realizó un análisis para determinar las condiciones hidráulicas e hidrológicas que actualmente posee el río, analizar la llanura de inundación producida y realizar una propuesta de mitigación que reduzca la afectación.

1.2. Antecedentes

A nivel mundial, las inundaciones son consideradas uno de los desastres naturales más catastróficos y probables que pueden azotar una localidad cercana a costas, ríos o lagos, ya que estas son zonas de alto riesgo. El cambio climático como uno de los factores que están contribuyendo a aumentar la probabilidad de ocurrencia de las inundaciones, así como su impacto negativo.

Dentro del territorio nacional, ya se han establecido investigaciones sobre el comportamiento hidrológico e hidráulico de cuencas y subcuencas, o para evaluar el estado ambiental de las mismas, lo cual es el primer paso para la elaboración de un análisis de crecidas. La subcuenca del río Mayales ya ha sido estudiada a lo largo de los años, algunas se mencionan a continuación.

El Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2004) publicó un informe de evaluación de las amenazas geológicas e hidrometeorológicas que afectan al casco urbano de la ciudad de Juigalpa; en donde se hace mención de las crecidas máximas que fueron visualizadas en el río Mayales, señalando que los eventos del huracán Juana en octubre de 1988 y Mitch en 1998, llegando este a alcanzar su nivel máximo superando la calzada del puente La Tonga y con un ancho de área inundada de hasta 150 metros.

Los datos de inundaciones hacen tomar en cuenta la vulnerabilidad de la zona ante dicha amenaza, los cuales fueron tomados por relatos de los pobladores y el informe de lluvias del siglo de INETER 1998, y con ello se permitió crear un margen de amenaza, el cual no se logró concretar a falta de información topográfica, pluviométrica y de caudales.

En 2013 se realizó un “Análisis del cambio de uso de suelos” a cargo de PROATAS (Programa de Asistencia Técnica en Agua y Saneamiento) y un estudio territorial de INETER en 2010, dichas investigaciones fueron necesarias para la recolección de datos que se necesitaban en el informe de la Autoridad Nacional del Agua publicado en el 2014 (Autoridad Nacional del Agua), emitido bajo el nombre de “Plan GIRH” (Plan de gestión integrada de recursos hídricos) en la subcuenca Mayales, en el cual se planeaba obtener predicciones a futuro sobre como respondería el río ante diferentes fenómenos fluviales que llegasen a producir crecidas y en consecuencia posteriores inundaciones, además de registrar las diferentes características físicas del mismo para la época; estas características también fueron determinadas para el análisis que se llevó a cabo en el presente proyecto.

1.3. Justificación

Las intensas precipitaciones originadas por los fenómenos meteorológicos (ondas tropicales, tormentas tropicales o huracanes) que se presentan en el país y la afectación del cambio climático sobre estos, desencadenan inundaciones en zonas vulnerables. En la última década, se han generado nuevos asentamientos poblacionales en zonas consideradas de alta vulnerabilidad aledañas al río Mayales, como lo es el barrio Diriangen y el barrio San Antonio. El resultado de estos factores ha producido inundaciones que afectan de manera directa en la economía, la infraestructura, y la salud de la población aledaña al río Mayales.

El fenómeno más actual que afectó la zona fue el huracán Julia, el cual entró al país la noche del sábado 8 de octubre de 2022 (National Hurricane Center and Center Pacific Hurricane, 2022), el cual en su paso por el país produjo en el río Mayales crecidas máximas no antes vistas, dejando por varias horas imposibilitado el paso en varias zonas del río, así como también provocó estragos en la infraestructura y salubridad de los pobladores que radican en los barrios vulnerables como es el caso de los barrios Diriangen y San Antonio.

La razón de este estudio radica en la necesidad de dar un llamado de atención ante el peligro inminente que pueden ocasionar las inundaciones de tan alto rango a las familias que se encuentran habitando a las orillas del río, en donde en varias ocasiones se logró observar cómo han sido afectadas debido a la repetición anual de las lluvias y el transcurso de huracanes por el territorio nacional en los últimos años, lo cual indica que se deben de tomar medidas ante tal problemática.

Es por ello que es necesario un estudio que analice y modele el proceso de inundación que puede generarse en estas épocas de alta densidad de lluvia, con el cual se puede identificar las zonas de peligro mediante las ilustraciones creadas, y posteriormente instar a la ejecución de medidas de protección por parte de las instituciones públicas para salvaguardar la seguridad de las familias afectadas constantemente por el mismo fenómeno natural.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Analizar las crecidas máximas del río Mayales enfocado en los barrios aledaños que se ubican en el tramo barrio Diriangen-puente La Tonga, de la ciudad de Juigalpa, Chontales

1.4.2. Objetivos Específicos

- Identificar las características físicas e hidrológicas de la subcuenca río Mayales a partir de datos cartográficos, haciendo uso de sistemas de información geográficos.
- Estimar el caudal máximo para el periodo de retorno de 100 años, de la subcuenca del río Mayales a través de análisis hidrológico con HEC-HMS 4.11.
- Determinar la llanura de inundación del cauce del río Mayales en el tramo barrio Diriangen- puente La Tonga, por medio de una modelación hidráulica asistida del software HEC-RAS 6.4.1.
- Diseñar obras de mitigación, en el cauce natural del río Mayales en el tramo barrio Diriangen - puente La Tonga.

II. Marco Teórico

El análisis de crecidas para la determinación de zonas de inundación, es un proceso que se debe realizar tomando en cuenta diversos pasos que ayudan a obtener un resultado, el proceso consiste en la recolección de información que tiene que ver con la caracterización de la zona, se procede a efectuar un análisis hidrológico con el cual se obtienen un caudal de diseño y luego mediante modelaciones asistidas por software se tiene como resultado el comportamiento de un cauce principal en análisis, las zonas de inundación que se generan con el determinado caudal; y con estos resultados dimensionar embalses de laminación para mitigar la afectación de las crecidas máximas en el cauce.

2.1. Caracterización de la Cuenca Hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2019). La caracterización de una cuenca está ligada a sus características geomorfológicas e hidrológicas, por lo cual se debe de conocer los parámetros fundamentales que describen estas estructuras, así como aspectos territoriales.

2.1.1. Características Físicas

Las características morfométricas de las cuencas tienen una estrecha relación con el régimen hidrológico de una cuenca o microcuenca, ya que es una función compleja de numerosos factores, entre los que predomina el clima y la configuración del territorio en el cual se desarrolla el fenómeno.

2.1.1.1. Parámetros de forma

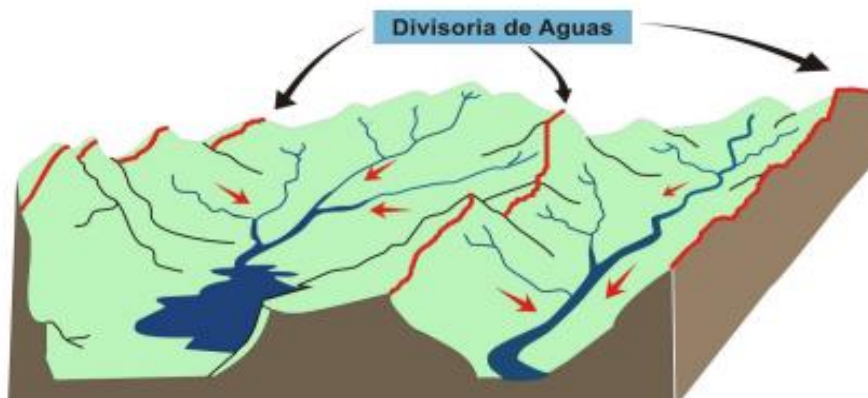
❖ Área de drenaje:

El parámetro de área es el primero que se considera, para la caracterización de una cuenca, es delimitada por una línea imaginaria (parteaguas) la cual está formada por los puntos de mayor nivel topográfico, la cual divide dos cuencas adyacentes. El área está definida según Subramanya K (2013) como: “el área de tierra que drena en un arroyo o un curso de agua en un momento dado” (pág. 4).

Este parámetro es de importancia, ya que está relacionado con el caudal que se genera en la cuenca, en condiciones normales, los caudales promedios, mínimos y máxima instantáneos crecen a medida que crece el área de la cuenca. El parámetro de área es determinado mediante ArcGIS.

Figura 1

Parteaguas de una cuenca



Nota: Tomado de ¿Que es cuenca hidrográfica? (pág. 12), por Sociedad Geográfica de Lima, 2011, GWP Perú.

❖ Índice de Gravellius

Se define como índice Gravellius o de compacidad al cociente que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo de la misma área (Cordón Mena & Quijano Briones, 2017). La magnitud de este puede obtenerse con la Ecuación 1.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde: P es el perímetro de la cuenca en Km y A es el área de la cuenca en Km²

Campos & Evgeny (2016) describen que dicho índice describe la forma de la cuenca, mientras más cercano esté el índice a la unidad, la cuenca tiene una forma más circular y que, por tanto, se la considera más compacta, y cuando este parámetro aumenta, disminuye la compacidad, y tanto su forma es más irregular.

De acuerdo con Gaspari et al. (2012) con base en pruebas realizadas a un gran número de cuencas se tiene la caracterización mostrada en la Tabla 1.

Tabla 1

Forma de la Cuenca según Índice de Gravellius

Rangos de Kc	Forma de la cuenca
1.0 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga
>1.75	Rectangular

Nota: Tomado de Caracterización morfométrica de la cuenca alta del río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina; (pág. 142), Gaspari et al, 2012, Revista Electrónica del Comité de Medio Ambiente.

❖ Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es una representación geométrica de la cuenca, es un rectángulo que posee el mismo perímetro y superficie que la cuenca; con lo cual, tiene el mismo índice de compacidad e igual repartición hipsométrica. Este rectángulo se subdivide posteriormente en áreas que representan las áreas entre curvas de nivel. Para construir este rectángulo, se utilizan la Ecuación 1 y Ecuación 2:

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

Ecuación 2

$$l = \frac{A}{L}$$

Ecuación 3

Donde:

P: Perímetro de la cuenca en Km

A: Área de la cuenca en Km²

L: Longitud mayor del rectángulo equivalente en km

I: Longitud menor del rectángulo equivalente en km

❖ Factor de forma

El factor de forma está relacionado con la cantidad de esorrentía para una misma área e intensidad de lluvia, este parámetro tiene una estrecha relación con el tiempo de concentración de la cuenca, ejemplo de ello es, una cuenca pequeña y redondeada, tenderá a concentrar con mayor rapidez sus escurrimientos, mientras que una alargada tardará más tiempo en llevarlos a su punto de salida.

Ramírez García et. al (2015) indica que el factor de forma de Horton expresa la relación existente, entre el área de la cuenca y un cuadrado de la longitud máxima o longitud axial de la misma (pág. 35). Como se muestra en la siguiente ecuación que está basada en el rectángulo equivalente:

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

Ecuación 4

Donde:

A: Área de la cuenca en Km²

L: Longitud del río principal en km

F_f : Factor de forma de carácter adimensional.

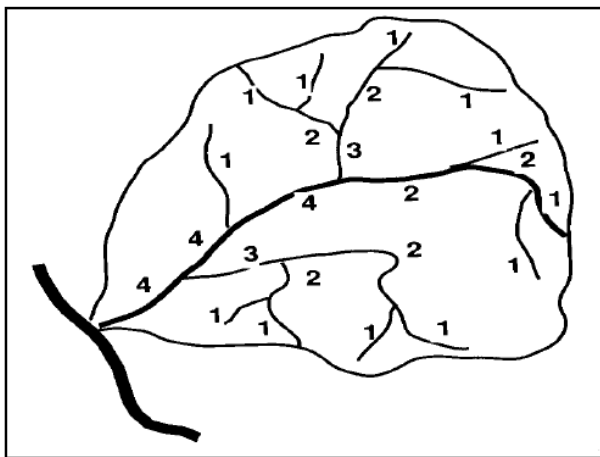
❖ Orden de las corrientes

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, existen diversos métodos para realizar tal clasificación. Según Campos & Evgeny (2016) en referencia al orden de las corrientes de drenaje, menciona sobre los métodos creados por Harry Gravellius y Robert Horton:

“En 1914, Gravellius, introdujo un sistema para clasificar las redes hídricas al interior de las cuencas. Según este sistema el río principal debe tener el *orden 1*, cada afluente que llega a este río tendrá el *orden 2*, los que llegan a los afluentes de orden 2, tendrán *orden 3*; y así sucesivamente. Horton, en 1945 invirtió el sistema de ordenamiento de los componentes del sistema de drenaje; la longitud de cada río de un determinado orden se extiende hasta la confluencia con otro río de este o mayor orden”.

Figura 2

Ordenamiento de la corriente de una cuenca Método Horton



**Nota: Tomado de Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial, (pág. 23),
Por Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006, Universidad Autónoma Metropolitana.**

2.1.1.2. Parámetros del Relieve de una Cuenca

❖ Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca constituye una característica importante, puesto que de ella depende factores como la velocidad del escurrimiento superficial y el tiempo de este. Como mencionan Mora, R. et al (2016) “la pendiente de la cuenca es un parámetro muy importante que determina en buena parte los coeficientes de escurrimiento” (pág. 23). Ejemplo de lo anterior es que en cuencas con pendientes fuertes existe la tendencia a la generación de crecidas en tiempos relativamente cortos; estas cuencas se conocen como torrenciales, igual que los ríos que las drenan.

Con el software ArcGIS se calculan las pendientes de cada subcuenca la cuales se ponderan con el área de cada subcuenca con el fin de obtener la pendiente media.

$$S_{mc} = \frac{\sum(A_i S_i)}{\sum A_i} \quad \text{Ecuación 5}$$

Dónde:

S_{mc} : Pendiente media en porcentaje

A_i : Área de cada subcuenca en km^2

S_i : Pendiente de cada subcuenca en porcentaje

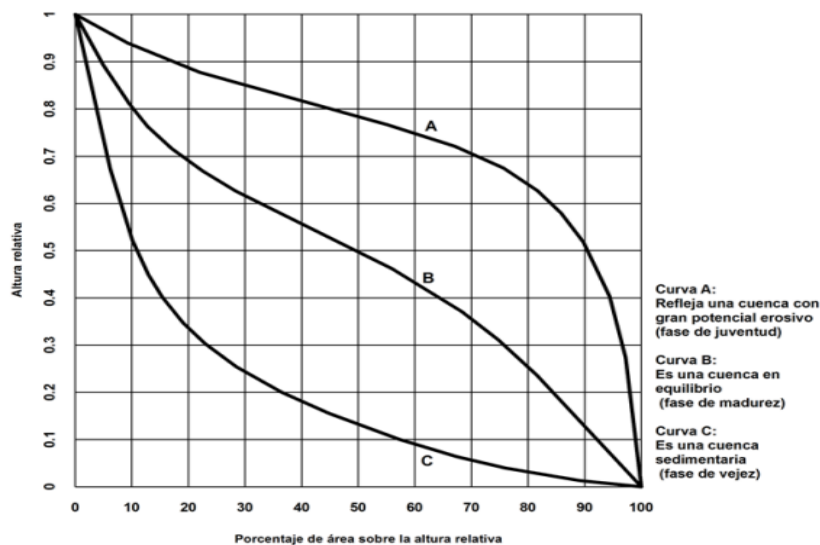
❖ Curva hipsométrica

La definición de la curva hipsométrica simple distribución del área de acuerdo con la elevación, es decir, una representación bidimensional, que grafica en el eje vertical la elevación y en el eje horizontal el porcentaje del área sobre cada curva de nivel, en

términos de área total (Guerra & Gonzales, 2002). Se puede decir que la curva representa el área drenada variando con respecto al nivel de la superficie de la cuenca (cómo se comporta la cuenca en distintos niveles topográficos). Además, la forma de las curvas hipsométricas se puede asociar con las edades de los ríos, como se muestra en Figura 3.

Figura 3

Curvas hipsométricas características del ciclo de edad de la cuenca, según Strahler



Nota: Tomado de Caracterización morfométrica de la cuenca de la quebrada La Bermeja, Venezuela; (pág. 102), Guerra y Gonzales, 2002, Universidad de Los Andes.

❖ Elevación media

La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el descubrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico como el tipo de precipitación, la temperatura etc.

$$S_{mc} = \frac{\sum_{i=0}^n A_i H_i}{A} \quad \text{Ecuación 6}$$

Dónde:

H_i : es la Altura media entre cada dos curvas de nivel consecutivas en metros (m).

A_i : Superficie entre dos curvas de nivel consecutivas en km^2 .

A : Es el área total de la cuenca en km^2 .

❖ Pendiente de la corriente principal

Calero y Gómez (2013) afirman que la pendiente de la corriente principal es uno de los indicadores más importante sobre el grado de respuesta de una cuenca a una tormenta; además, suelen indicar la edad y la relación de alturas. Una pendiente de forma cóncava implica madurez de la cuenca, una convexa o plana significaría en desarrollo o joven.

El valor de la pendiente media del cauce varía a lo largo del tramo, por lo cual es necesario definir, una pendiente media. Para esto existen varios métodos, una forma sencilla de estimar este valor es por el método de Taylor Schwarz de la forma siguiente:

$$S = \left(\frac{L}{\sum_1^m \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

L : Longitud horizontal desde la cota mínima hasta la máxima (m)

L_m : longitud variable entre cada tramo tomado (m)

Sm: La pendiente aproximada entre cada tramo (m/m)

Tabla 2

Valores de Pendiente del Cauce Principal

Rangos de pendiente	Clases de Pendiente
1.0 – 1.25	Suave
1.25 – 1.50	Moderada
1.50 – 1.75	Fuerte

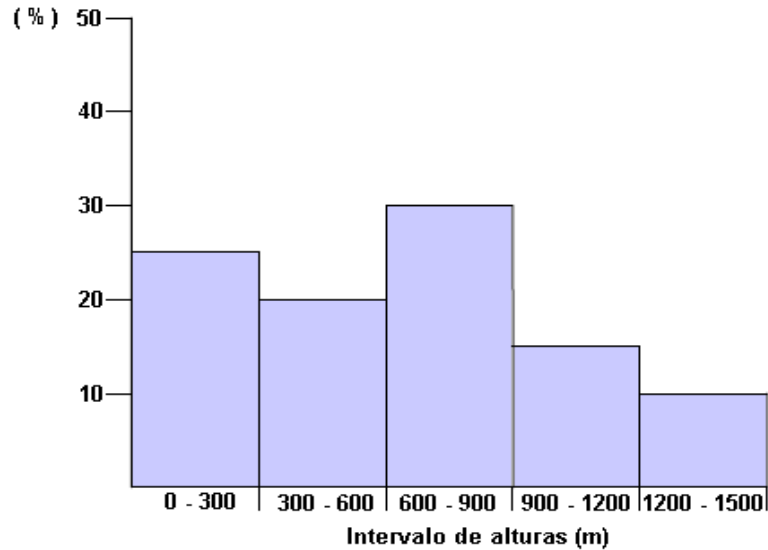
Nota: Tomado de **Diseño Hidráulico para Extensión del Cauce Las Américas IV en el Distrito VI de la Ciudad de Managua**, (pág. 35); Calero y Gómez, 2013, Universidad Centroamericana.

❖ **Histograma de frecuencias altimétricas**

Ibáñez, Moreno y Gisbert (2011) señala que el histograma es una representación de la superficie, en km² o en porcentaje, comprendida entre dos cotas, siendo la marca de clase el promedio de las alturas. La curva hipsométrica y el histograma contienen la misma información, pero con una representación diferente, brindando una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca.

Figura 4

Ejemplo de histograma de frecuencias acumuladas



Nota: Tomado de Morfología de las cuencas hidrográficas (pág. 9), Ibáñez et al., 2011, Universidad Politécnica de Valencia.

❖ Clasificación de una cuenca según su ubicación

Según la “Sociedad geográfica de Lima” en su informe “¿Qué es Cuenca Hidrológica?” (2011) explica que dentro de los términos que generalmente se utilizan para definir e identificar los componentes que identifican las características de una cuenca tenemos:

Cuenca alta: Corresponde generalmente a las áreas montañosas o cabeceras de los cerros, limitadas en su parte superior por las divisorias de aguas.

Cuenca media: Donde se juntan las aguas recogidas en las partes altas y en donde el río principal mantiene un cauce definido.

Cuenca baja: Donde el río desemboca a ríos mayores o a zonas bajas tales como estuarios y humedales.

Con referencia a esta clasificación, Lanza Mejía (2018) presenta un método para la determinación de las zonas de la cuenca; en donde menciona que la zona baja está compuesta por relieve suave propicio para inundaciones y depósitos de sedimentos, la zona media, es un relieve pronunciado, donde la escorrentía puede aumentar su velocidad y formar cárcavas considerables en el río principal, y sobre la zona alta menciona es un relieve bajo y la transición hacia la zona media son propensos a deslizamiento de laderas.

❖ **Tipo y uso de los suelos**

El tipo y uso de suelo en la cuenca desempeña un papel fundamental, ya que incide en la capacidad de infiltración, valor determinante para la escorrentía, lo cual afecta directamente al hidrograma de escorrentía. Acerca del uso del suelo Calero y Gómez (2013) menciona que la modificación del uso de suelo natural o rural a uso urbano produce importantes transformaciones, en la escorrentía; además, disminuye la efectividad de la evapotranspiración e infiltración ocasionando aumento en los volúmenes de aguas de lluvias, ocasionando desbordes, inundaciones, entre otros efectos.

El INETER ha construido los mapas de coberturas y usos de la tierra o de suelos de los años 2000, 2005, 2010, 2015 y 2018; los cuales han sido rectificadas, estandarizados y homologados para contar con una base histórica nacional oficial. Los mapas están clasificados en 17 categorías de coberturas y usos de la tierra, los cuales son:

Bosque de palma, bosque de pino abierto, bosque de pino cerrado, bosque latifoliado abierto, bosque latifoliado cerrado, centros poblados, cultivos anuales, cultivos perennes, manglar, pasto, sabana natural, suelo sin vegetación, tacotal, tierras sujetas a inundación, vegetación arbustiva, vegetación herbácea y agua.

2.1.2. Características Hidrológicas

❖ Caudal base

El caudal base es aquel que es transportado por un cauce cuando ha transcurrido el tiempo suficiente desde la última precipitación como para que no exista escorrentía directa superficial.

Palau Ibars, en la revista española del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, menciona que:

“El cálculo del caudal base se deduce de la aplicación de medias móviles sobre intervalos de amplitud creciente obtenidos de las series de caudales medios diarios de los 10 años hidrológicos considerados. Con ello se obtienen unas series secundarias que tienden hacia el valor del caudal medio anual. De cada una de estas series secundarias se calcula el caudal mínimo, obteniéndose una serie terciaria única sobre la que se calcula la razón de incremento entre cada par de valores consecutivos. El caudal base corresponde al caudal superior del par de valores que recogen la mayor razón de incremento” (1994).

A falta de registros de caudales, este puede ser estimado mediante métodos de aforo, entre ellos el método de sección pendiente. Es importante mencionar que el caudal

resultante de la aplicación de este método es aproximado, se utiliza cuando no existen los equipos requeridos para la aplicación de métodos aproximados (Chamorro, 2011).

Método de aforo sección pendiente:

Está basada en la ecuación de conservación de la energía. Todo depende de la calidad del tramo en cuestión. Se buscan tramos lo más uniformes posibles y aplicar la hipótesis de flujo normal, en caso de que esto no sea así se deberán utilizar dos secciones y suponer flujo gradualmente variado (Bateman, 2007).

$$\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2) \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

Δy : Diferencia de nivel entre las 2 secciones (m)

Z : Cota del fondo del cauce (m)

Y : Profundidad del agua (m)

$$k_{di} = \frac{1}{n} A R_H^{2/3}$$

Ecuación 9

$$k_d = \sqrt{k_{d1} k_{d2}}$$

Donde:

A = Área total de la sección transversal del cauce. (m²)

k_{di} = Coeficiente de conducción medio del tramo (m)

R_H = Radio hidráulico de la sección del cauce (m)

n= número de Manning del fondo del cauce

$$Q = \frac{\sqrt{\frac{\Delta y}{L}}}{\sqrt{\frac{1}{k_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

Q: Caudal base del río (m³/s)

L: Longitud de separación entre ambas secciones (m)

b: factor de ampliación según las desigualdades entre áreas

g: Fuerza de la gravedad (m/s²)

❖ Número de Curva (CN)

El número de curva es un parámetro hidrológico que permite conocer el potencial de escorrentía en una cuenca y este depende de características físicas como son el tipo de suelo, la cubierta vegetal y las condiciones hidrológicas previas a la tormenta que origina la escorrentía. El número de curva se calcula con el método elaborado por el Soil Conservación Service (SCS).

El método se basa en las características que posee cada tipo de suelo, registrado en el SCS con respecto a su capacidad de drenaje, también permite la determinación del coeficiente de escorrentía sin medir esta directamente.

Dicho método como mencionan Gómez y Ferrer (2014) toma en cuenta los valores tabulados por el SCS y relaciona el tipo de suelo y uso de suelo para así obtener

valores que indiquen la permeabilidad del suelo, esto en dependencia de la cobertura vegetal, así como de las condiciones antecedentes de humedad y modo de utilización del terreno.

Para diferentes tipos y uso de suelo se calcula un CN compuesto, como se expresa en la Ecuación 11.

$$CN = \sum \frac{(\%)(CN)}{100} \quad \text{Ecuación 11}$$

Tabla 3

Clasificación del Grupo de Suelo para el Método de Abstracciones de Lluvia de SCS

Grupo de Suelo	Tipo de Suelo
A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados
B	Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa
C	Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelo con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla
D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos

Nota: Tomado de Método Soil Conservation Service (Scs) Para Abstracciones,

(págs. 4-6); Romero Martinez, 2017, Universidad Autónoma De Baja California.

Tabla 4

Números de Curva según Usos de Suelo

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

Nota: Tomado de Hidrología Aplicada, por Chow et al., 1994, McGraw-Hill.

❖ Infiltración

Orsolini et al. (2000) define la infiltración como “el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en esta tasa, tales como la porosidad y conductividad hidráulica, y el contenido de humedad presente en el suelo” (pág. 97). La infiltración influye directamente en la escorrentía, de manera que un suelo con una alta tasa de infiltración posee una baja escorrentía. Un modelo de infiltración tiene como finalidad medir la cantidad de agua que escurre y la cantidad de agua que es absorbida por el suelo.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

Q= escurrimiento medio por evento (mm)

P = precipitación efectiva por evento (mm)

S= retención máxima potencial (mm)

La retención máxima potencial se obtiene mediante curvas número (CN) mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Ecuación 13}$$

❖ Precipitación

En la meteorología la precipitación se define como la caída de agua sólida o líquida por la condensación del vapor de agua. Para la medición de este parámetro se utilizan pluviómetros y pluviógrafos. Estos instrumentos deben ser instalados en lugares apropiados donde no se produzcan interferencias de edificaciones, árboles, o elementos orográficos como rocas elevadas.

Sánchez San Ramón (2019) menciona que el estudio de las precipitaciones es elemental dentro de cualquier estudio hidrológico regional, para cuantificar los recursos hídricos, puesto que constituyen la principal entrada de agua a una cuenca (pág. 1). También es fundamental en la previsión de avenidas, diseño de obras públicas, estudios de erosión, etc.

❖ Periodo De Retorno (TR)

El periodo de retorno es el intervalo en años que se establece como nivel de protección para las estructuras a construir, y depende de la importancia y de la repercusión social, ecológica y económica tenga la obra. Vargas et al. (2011) menciona que “el periodo de retorno de cualquier evento extremo (lluvias torrenciales, temperaturas extremas, huracanes, etc.), es el lapso, en promedio, que se cree será igualado o excedido (es la frecuencia con la que se presenta un evento)” (pág. 21).

El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) señala en la “Guía Metodológica Hidrotecnia Vial Incorporando la Adaptación al Cambio Climático” que el periodo de retorno depende de la importancia de la edificación, siendo el periodo más alto es de 100 años para puentes en carreteras tipo 1 (2017) .

❖ Tiempo De Concentración

En términos generales, es el tiempo en que una gota de lluvia escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de salida o punto de interés. Acerca de la definición de tiempo de concentración, Aristizábal et al. (2012) lo define como:

“El tiempo comprendido entre el final de la precipitación efectiva y el final de la escorrentía superficial directa, siendo este, el punto de inflexión del hidrograma después del caudal pico; también, puede ser definido como la diferencia entre el tiempo de finalización del hidrograma de escorrentía superficial directa y el tiempo de finalización de la precipitación efectiva” (págs. 11-12).

Está determinado por el tiempo que tarda en llegar una gota de agua al punto de salida, desde el punto hidrológicamente más alejado (Asensio, 2020). Puede ser calculado con la ecuación 14 del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano:

$$T_c = 0.0041 \left[\frac{3.28L_c}{\sqrt{S_c}} \right]^{0.77} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración en minutos.

L_c : Longitud del río Principal en metros.

S_c : EL valor de la pendiente media.

2.2. Análisis Hidrológico

En la Ingeniería Civil, la hidrología tiene como objetivo principal la estimación de los eventos máximos, los cuales generan un caudal máximo; para conseguir este objetivo se realiza un análisis hidrológico que consiste en la evaluación cualitativa y cuantitativa de la cuenca seleccionada. Este, consigue su objetivo partiendo el análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible del área de estudio.

2.2.1. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Según Témez (1978) las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno.

La construcción de las curvas IDF, según diversos autores, plantean distintas formas o métodos para su construcción (Chow et al., 1994; Varas y Sánchez, 1981; Vázquez et al., 1987; Gómez, 1988; Stedinger et al., 1992; Aparicio, 1997; Koutsoyiannis et al., 1998). En general, los pasos a seguir para el diseño de curvas IDF son: a) identificar los valores de intensidad máximos anuales, b) elaborar el ajuste de una función de distribución de extremos para cada intervalo de tiempo considerado, y c) estimar los parámetros de la familia de curvas IDF.

❖ Distribución de Probabilidades Máximas

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra

de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste.

Prácticamente, todas las distribuciones de variables aleatorias en hidrología son de naturaleza empírica, obtenidas de un número limitado de datos. Las funciones de distribución de probabilidad, tienen parámetros que deben ser estimados a partir de la muestra. Desde el punto de vista matemático, si una función tiene más parámetros, es más flexible para ajustar a una distribución empírica.

Existen diversas funciones de distribución de probabilidad para el análisis de frecuencias, pero ninguna es universalmente aceptada como la mejor para el análisis de variables hidrológicas. Algunas de las distribuciones más utilizadas en hidrología es la de Gumbel Tipo I (Flowers y otros, 2017).

❖ **Probabilidad Teórica (Función de Distribución Gumbel Tipo I).**

La distribución de Gumbel es utilizada para estimar la frecuencia o probabilidad de ocurrencia de ciertos eventos hidroclicmáticos. El análisis de frecuencia de información hidrológica relaciona los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

El análisis de frecuencia, en general, se realiza ajustando el comportamiento de los datos observados a una distribución teórica de probabilidad.

La función de distribución de probabilidad de Gumbel utilizada se muestra en la Ecuación 15:

$$P(X \geq Xd) = e^{-e^{-\alpha(I-\beta)}} \quad \text{Ecuación 15}$$

$P(X \geq Xd)$: Es la probabilidad de excedencia del evento de diseño Xd .

I : Magnitud del evento.

α y β : Parámetros de la función de distribución.

Despejando la Ecuación 15 se obtienen las intensidades I de precipitaciones, para diferentes duraciones y periodos de retorno. Conocido el periodo de retorno, se calcula la probabilidad $P(Y > I)$ y con esta se determina el valor de I . A continuación, se evalúa la Ecuación 15, para obtener el valor de intensidad, tenemos que:

$$P(Y > I) = \frac{1}{TR}$$

Además:

$$P(Y > I) = 1 - F(I)$$

Entonces:

$$\frac{1}{TR} = 1 - F(I)$$

De la Ecuación 15:

$$F(I)$$

$$\frac{1}{TR} = 1 - e^{-e^{-\alpha(I-\beta)}}$$

Aplicando logaritmo se obtiene la Ecuación 16, que a partir de la distribución de Gumbel tipo I determina la intensidad de lluvia.

$$I = \beta - \ln \left[-\frac{\ln \left(1 - \left(\frac{1}{TR} \right) \right)}{\alpha} \right] \quad \text{Ecuación 16}$$

❖ Obtención de la Prueba de Bondad de Ajuste

Esta prueba permite determinar la confiabilidad de los datos entregados a través de la distribución de probabilidad seleccionada y aplicada a los datos. Existen diferentes pruebas de bondad de ajuste, una de las más utilizadas es la de Kolmogórov-Smirnov.

Fattorelli y Fernández en su libro “Diseño Hidrológico” mencionan que el método Kolmogórov-Smirnov (K-S) se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada. En este método se determina la máxima desviación entre la posición de gráfica experimental (Px_i) y la distribución acumulada teórica ($P(X \geq Xd)$). Si se tiene una muestra de n datos $x_1, x_2, x_3 \dots x_n$ en orden ascendente o descendente y sus posiciones de graficación dadas por $P(x_i) = \frac{m}{n+1}$, se obtiene el gráfico de una preseleccionada distribución empírica. Luego, $F(x)$ el verdadero valor de la distribución teórica, la máxima diferencia, se define en la Ecuación 17.

$$D_o = \text{Max} [P(X \geq Xd) - P(x_i)] \quad \text{Ecuación 17}$$

Una vez obtenida las desviaciones máximas, para cada duración, se compara con el valor de desviación crítico, δ_o del estadístico de Kolmogórov-Smirnov. Si $\delta_{max} < \delta_o$, se acepta la validez de datos.

El nivel de confianza y significancia que se espera como resultados en el test de bondad son de 95% y 5% respectivamente, como lo menciona Aguilera (2010, pág. 28).

❖ **Ecuación Intensidad – Duración – Frecuencia**

El modelo matemático descrito por la Ecuación 18 relaciona simultáneamente: la intensidad máxima de precipitación I en mm/hr, la duración de la precipitación t en minutos, la frecuencia en función del periodo de retorno T y los parámetros K , m , n , que dependen de la zona de estudio.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \qquad \text{Ecuación 18}$$

2.2.2. Precipitación Media sobre la Cuenca

La precipitación media sobre la cuenca es la precipitación promedio calculada debido a que la altura de precipitación que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores (Villón Béjar, 2002). Para muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la precipitación media de una zona, la cual puede estar referida a la altura de precipitación diaria, mensual, anual, media mensual, media anual.

2.2.3. Tormenta de Diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente, la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Chow et al. (1994) definen este parámetro como un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un

hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación.

2.2.4. *Hietograma de Diseño*

Es un gráfico que representa la variación de la precipitación en función del tiempo, Arias Chacón (2018) menciona que un hietograma de tormenta se utiliza para describir la distribución temporal de la lluvia durante un evento. Esta herramienta muestra en un gráfico la totalidad de agua que precipita en una tormenta distribuida en intervalos establecidos; para obtener este gráfico existen diversos procedimientos, varios de ellos se basan en curvas I-D-F (entre estos se encuentra el método del bloque alterno).

❖ Método del Bloque Alterno

Es un método basado en el uso de las curvas IDF, conocido como método de los bloques alternos por la forma en la que se construye. Para obtener el hietograma de una probabilidad o periodo de retorno dado se define el intervalo de tiempo Δt para considerar la variación de las intensidades, el tiempo total de la tormenta y el periodo de retorno de diseño T_R .

2.2.5. *Afectación debido al Cambio Climático*

El cambio climático es definido como la variación del estado del clima, identificable (estadística) en las variaciones del valor medio, el cambio climático es un problema debido a que sus impactos son locales y a largo plazo. Esta problemática tiene

un efecto directo sobre las llanuras de inundación, ya que genera un aumento de precipitaciones extremas.

El MTI en la “Guía Metodología de Hidrotecnia Vial Incorporando la adaptación al cambio climático” (2017) señala que el estudio “D029-Desarrollo de escenarios climáticos regionalizados para Nicaragua ha analizado la variación que se produce en cada estación meteorológica principal de INETER, esto permitió determinar un coeficiente (K_{cc}) sobre el valor de intensidad de lluvia que representa el incremento de la intensidad por causa del cambio climático. Los valores de este coeficiente y la aplicación del método pueden se encuentran en la Guía Metodológica de Hidrotecnia Vial antes mencionada.

2.2.6. *Tránsito de Avenidas*

De acuerdo con el Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centro América (2016) el tránsito de avenidas se puede definir como el procedimiento por medio el cual se conoce la evolución de un hidrograma en la medida que transita a lo largo de un cauce o embalse. Este es de gran importancia en el análisis hidrológico, ya que permite estimar el cambio en el valor del caudal máximo a medida que este avanza aguas debajo de la corriente de agua (pág. 92).

Uno de los métodos utilizados para el cálculo de tránsito y avenidas es el método de Muskingum, este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.

❖ Método de Muskingum

Es un método para calcular el hidrograma de una avenida en su tránsito por el cauce, teniendo en cuenta el efecto de almacenamiento. El método tiene en cuenta dos parámetros, uno relacionado con la capacidad de almacenamiento (laminación) del cauce en cada tramo, de carácter adimensional, y otro relacionado con el tiempo que tarda la onda de avenida en desplazarse por el tramo considerado, con unidades de “tiempo”. La consideración inicial del método es: el agua que es almacenada en un tramo es proporcional al agua que entra y que sale, se puede ver expresada en la Ecuación 19:

$$S = K[XI + (1 - X)O]$$

Ecuación 19

Donde, S es el agua almacenada en un tramo, I es la cantidad de agua que entra, O es la cantidad de agua que sale, X es la variable relación con la capacidad de almacenamiento y K es la variable relacionada con el tiempo de retardo de la onda de avenida.

Esta ecuación representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes. Los valores de almacenamiento en dos instantes de tiempo:

Un instante antes del tránsito:

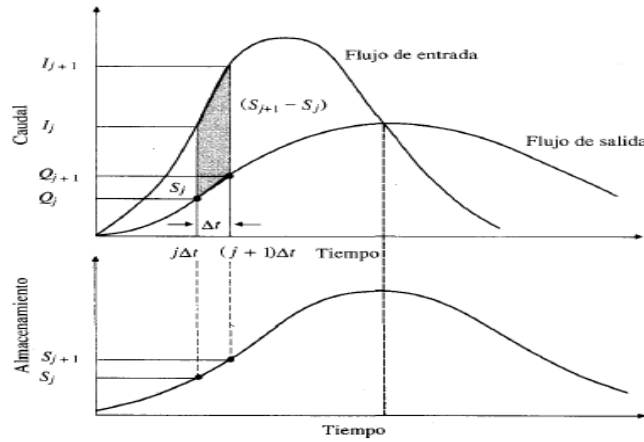
$$S_2 = KO_2 + KX(I_2 - O_2) = K[XI_2 + (1 - X)O_2]$$

Ecuación 20

Y al momento del tránsito que produce el almacenamiento.

Figura 5

Modelación de Tránsito de Avenida en Cauce



Nota: Tomada de Hidrología Aplicada (pág. 253), Chow et al., 1994, McGraw-Hill.

El cambio de almacenamiento (acuñamiento) durante el intervalo de tiempo (tiempo de tránsito) $t = t_1 - t_0$, es igual a:

$$S_2 - S_1 = K\{[XI_2 + (1 - X)O_2] - [XI_1 + (1 - X)O_1]\}$$

El cambio en el almacenamiento ($S_2 - S_1$) se puede expresar:

$$S_2 - S_1 = \left[\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) t \right] - \left[\left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) t \right] \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde los términos representan el área del trapecio del caudal de entrada y de salida respectivamente. Los valores I_1 e I_2 , caudales del hidrograma de entrada antes y al momento del tránsito, se conocen debido a que han sido especificados (hidrograma producido del drenaje de la cuenca de una tormenta específica), cuando no se tiene

información hidrológica para obtener estos hidrogramas, por su simplicidad se puede obtener a través del hidrograma triangular sintético.

Los valores O_1 y O_2 se conocen en el intervalo del tiempo de tránsito a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo de tránsito. Combinando las ecuaciones anteriores, se tiene la ecuación de tránsito.

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad \text{Ecuación 22}$$

O_2 – caudal de salida al momento del tránsito, O_1 – caudal de salida un instante ante del tránsito, I_1 – caudal de entrada un instante ante del tránsito y I_2 – caudal de entrada al momento del tránsito.

Donde los coeficientes de rugosidad del cauce son: $C_0 = -\frac{KX-0.5t}{(K-KX+0.5t)}$; $C_1 = \frac{KX+0.5t}{(K-KX+0.5t)}$; $C_2 = \frac{[K(1-X)-0.5t]}{(K-KX+0.5t)}$, si se encuentran disponibles hidrogramas de entrada y de salida observados en una estación para el tramo del cauce en estudio, pueden determinarse los valores de k y x .

El COMITRAC (2016) menciona que k y x son constantes que dependen de cada tramo del cauce y representan la amortiguación del hidrograma a lo largo del tramo de cauce. La constante k puede asimilarse al tiempo de recorrido de la onda cinemática y x , puede estar entre 0 y 0.5, pero normalmente suele tomarse como 0.2.

Para el método de Muskingum se necesita calcular el tiempo de retardo que tendrá cada avenida durante el modelo de inundación, este representa el desfase entre el tiempo pico del hidrograma a transitar y el tiempo pico del hidrograma transitado.

❖ Velocidad de tránsito (V_t)

Para el primer tránsito es la velocidad del flujo en la primera subcuenca. Se calcula con la fórmula de velocidad

$$V = \frac{L}{t_c} \quad \text{Ecuación 23}$$

V : velocidad del flujo (m/min)

L : longitud total del cauce en la subcuenca (m)

t_c : tiempo de concentración en la subcuenca. (min)

Si más de una subcuenca convergen en el punto del cual se inicia el tránsito, será el promedio aritmético de las velocidades del flujo en cada subcuenca.

$$V = \frac{L}{n} (V_1 + V_2 + \dots + V_n) \quad \text{Ecuación 24}$$

n - la cantidad de subcuenca que convergen en el punto a partir del cual se hará el tránsito.

Para el segundo tránsito y los posteriores es el promedio aritmético considerando la velocidad del flujo en cada subcuenca que converge en el punto donde inicia el tránsito, incluida la velocidad de los tránsitos (inmediatos anterior) realizados hasta dicho punto.

$$V_t = \frac{L}{x} (V_1 + V_2 + \dots + V_{t_{anterior}}) \quad \text{Ecuación 25}$$

X = cantidad de datos a sumar.

Para el cálculo final del tiempo de retardo se utiliza la Ecuación 26

$$k = \frac{L_t}{V_t}$$

Ecuación 26

K : tiempo de retardo (minutos)

L_t : longitud del tramo de cauce principal a través del cual se hará el tránsito (m)

V_t : velocidad del tránsito a realizar. (m/min)

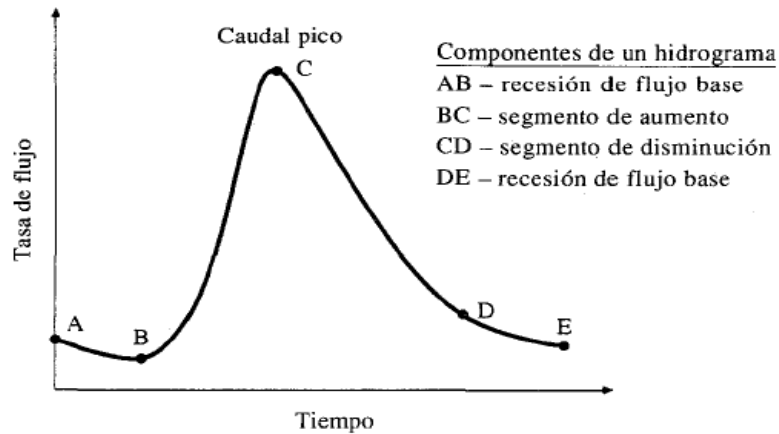
2.2.7. Hidrograma

Se puede definir un hidrograma, como la representación gráfica de las variaciones del caudal de la cuenca con respecto al tiempo. Chow et al. (1994) señalan que es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la esorrentía de una cuenca de drenaje particular.

El hidrograma de tormentas, como se muestra en la figura, se pueden distinguir cuatro componentes. Antes de que comience la lluvia en forma intensa, el flujo base disminuye gradualmente (segmento AB). La esorrentía directa empieza en B, alcanza su pico en C y termina en D. Luego sigue el segmento DE en el cual nuevamente empieza la recesión normal del flujo base.

Figura 6

Componentes de un Hidrograma de Caudal Durante una Tormenta



Nota: Tomado de *Hidrología Aplicada* (pág. 137), Por Chow et al., 1994, McGraw-Hill.

2.3. Análisis Hidráulico

El análisis hidráulico consiste en evaluar el comportamiento de un cauce, los caudales que circulan sobre este, velocidades, niveles de flujo, así también en el caso de análisis de ríos la llanura de inundación que se genera.

2.3.1. Hidráulica de Canales

Gribbin (2012) define la hidráulica de canales como el estudio mecánico del flujo de agua en conductos abiertos, que generalmente incluyen tanto canales naturales (ríos) como canales artificiales (cauces revestidos). Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la Tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes. Los canales artificiales son aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano.

2.3.2. Caracterización del Cauce Natural

Para la elaboración de un modelo de simulación numérica del mismo se debe de partir de una serie de criterios prácticos y del establecimiento de ciertas condiciones de frontera que tienen su origen en el comportamiento y régimen de flujo del canal.

2.3.2.1. Clasificación de Flujos

Como menciona García Villanueva “El flujo unidimensional en superficie libre puede ser clasificado con base en diferentes criterios, la más utilizada es según el tipo de flujo. Este puede ser: Permanente o no permanente, Uniforme o variado, laminar o turbulento, subcrítico o crítico” (2016).

- ❖ **Flujo permanente y no permanente:** en el estado permanente, las características hidráulicas tales como la velocidad, tirante y caudal, en cualquier sección transversal, permanecen constante.
- ❖ **Flujo uniforme y variado:** Las características hidráulicas en el estado uniforme permanecen constantes a lo largo del canal. Mientras que en el flujo variado la velocidad media y el tirante cambian a lo largo del canal, este flujo puede ser gradualmente variado o rápidamente variado.
- ❖ **Flujo laminar y turbulento:** Con relación a la influencia de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento. El cual es clasificado según el número de Reynolds.
- ❖ **Flujo subcrítico y supercrítico:** Por lo que se refiere a la preponderancia de las fuerzas gravitatorias, existe también una clasificación, la cual queda definida por el número de Froude.

2.3.2.2. Coeficiente de Rugosidad de Manning “n”

El coeficiente de rugosidad de Manning es una variable en la cual se “estima la resistencia al flujo en un canal determinado” (Chow, 2004). Este valor varía según el tipo de material o características físicas de las paredes del canal, los cuales ya son especificados como resultados de múltiples estudios sobre la ecuación de Manning.

Fernández de Córdova Webster et al. mencionan:

“Existen varios métodos para calcular la n de Manning, que consideran algunos o varios de los factores que afectan al coeficiente de resistencia al flujo; hay métodos que se basan en tablas elaboradas por experiencias profesionales, otros en la velocidad del agua medida a profundidades específicas, también se puede calcular la n de Manning aplicando fórmulas empíricas o mediante una comparación de los tramos de interés con fotografías de ríos de otras regiones” (2018, pág. 20).

Uno de los métodos utilizados para el cálculo de coeficientes es el método de Cowan, el cual presenta un procedimiento para estimar el valor de n en función de algunos parámetros característicos del cauce, aplicando la Ecuación 27:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

m_5 : Factor de corrección por sinuosidad del cauce(meandros).

n_0 : Valor base, suponiendo cauce ideal.

n_1 : Valor adicional por irregularidades superficiales.

n_2 : Valor adicional por variaciones de forma y tamaño de secciones transversales.

n_3 : Valor adicional por obstrucciones.

n_4 : Valor adicional según presencia de vegetación y condiciones del flujo.

Tabla 5

Valores Adoptados para el Método Cowan

Parámetro		Valor n_i
Superficie del canal	Tierra	0.02
	Roca	0.025
	Grava fina	n_0 0.024
	Grava gruesa	0.028
Irregularidad	Suave	0
	Menor	n_1 0.005
	Moderado	0.01
	Severos	0.02
Variación de sección	Gradual	0
	Ocasional	n_2 0.005
	Frecuente	0.010-0.015
Efecto de obstrucción	Menor	0.01-0.015
	Apreciable	n_3 0.020-0.030
	Severo	0.040-0.050
	Bajo	0.005-0.01
vegetación y condiciones del flujo	Medio	n_4 0.010-0.025
	Alto	0.025-0.05
	Muy Alto	0.05-0.1
Intensidad de sinuosidad	Menor	1
	Apreciable	M_5 1.15
	Severo	1.3

Nota: Datos tomados de Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, (2004);

McGraw-Hill.

❖ Valores de n_0

Los valores base otorgados por el tipo de superficie del canal para n_0 deben de definirse según el tipo de suelo que exista, y este debe definirse óptimamente bajo un estudio de clasificación de suelo que nos asignará la característica adecuada.

Braja Das (2001) menciona que: “los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes tales como la distribución granulométrica, el límite líquido y límite plástico. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son, el Sistema AASHTO y el ASTM o SUCS” (pág. 17).

Tabla 6

Rangos de Diámetros de Partículas Extraídos de los Suelos

Sistema de Clasificación	Diámetro de la partícula
Unificado	Grava: 75 mm a 7.75 mm
	Arena: 4.75 mm a 0.0075 mm
	Limo y Arcilla: <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm
	Arena: 2mm a 0.05 mm
	Limo: 0.05 mm a 0.002 mm
	Arcilla: < 0.002 mm

Nota: Datos tomados de Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, (pág. 12),

Braja M. Das, 2012, Cengage Learning.

2.3.2.3. Caudal Máximo

Para diseñar diferentes estructuras o sistemas de drenaje, ya sean agrícolas, para ciudades, carreteras, aeropuertos, alcantarillas, etc. Todas estas obras son realizadas a campo abierto, por lo que necesitan tomar en cuenta características del ambiente y, por lo tanto, estimar el caudal de diseño para los diferentes casos se consideran los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño trabaja en función directa con el periodo de retorno que se le asigna a la obra según su importancia y vida útil. Este se define como “el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q , puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio” (Villón Béjar, 2022).

2.3.2.4. Información Topográfica

La información topográfica del sitio es de gran importancia para conocer los accidentes geográficos de la zona, a través de puntos de coordenadas para realizar las diferentes modelaciones pertinentes en software.

Existen diferentes herramientas topográficas de gran ayuda para la recolección de este tipo de información, algunas de mayor precisión que otras, de las cuales se pueden hacer uso como el levantamiento con estación total o la fotogrametría con drones, además de la asistencia con archivos topográficos ya recolectados anteriormente por diferentes instituciones.

❖ **Ancho de sección transversal:** Determinar el ancho adecuado de la sección transversal para el análisis hidráulico y la delimitación de llanuras de inundación implica considerar varios factores:

Tamaño del río y su cuenca: El ancho de la sección transversal debe ser lo suficientemente grande como para abarcar todo el ancho del río en el tramo que se está estudiando, así como cualquier área adyacente de llanura de inundación potencial (registros históricos de los pobladores de la zona).

Variabilidad del flujo: El ancho de la sección transversal debe ser lo suficientemente amplio como para capturar cualquier variabilidad significativa en el flujo del río, especialmente durante eventos de inundación.

En general, el ancho de la sección transversal debe ser lo suficientemente amplio como para capturar toda la variabilidad hidráulica relevante del río y su llanura de inundación. Este ancho puede variar según las características específicas del río, las condiciones hidrológicas y los objetivos del estudio.

2.3.2.5. Pendiente del Cauce

A lo largo de un cauce natural se pueden ver diferentes irregularidades en el terreno, por lo que la obtención de un valor de pendiente puede variar según la forma en la que se pueda medir esta. “Cuando se conoce el caudal y la rugosidad, la ecuación de Manning puede utilizarse para determinar la pendiente del canal” (Chow, 2004); pero al haber variaciones en las profundidades se procura trabajar con una profundidad crítica y la pendiente así obtenida se conoce como pendiente crítica.

2.3.2.6. Estructuras Existentes

Una estructura existente dentro el flujo de un canal abierto como lo es un puente, puede afectar el flujo del río en el cual se emplaza, de diferentes maneras. Ochoa Tomás (2017) menciona las situaciones posibles con la presencia de un puente:

- Si la capacidad hidráulica del cauce principal es superior a la capacidad del cauce restringido por la luz del puente, éste permanece intacto.
- Si la capacidad del cauce principal es inferior al caudal de diseño, se producen desbordamientos e inundaciones, aún sin la presencia del puente. (el puente tiene una capacidad mayor a la del cauce).
- Si la capacidad del cauce restringido por el puente es inferior a la del cauce principal, el puente se convierte en un obstáculo y puede inducir remansos y desbordamientos superiores y más frecuentes que los naturales.

2.3.3. Llanura de Inundación

Las llanuras de inundación también llamadas planicie de inundación, son áreas de superficie adyacentes a los ríos sujetas a inundaciones recurrentes, son elementos de carácter hidrogeomorfológico que se generan debido al sistema fluvial en su régimen de crecidas. Estas zonas, tienen la función de disipar la energía de las aguas desbordadas y la laminación de los caudales máximos de avenida por almacenamiento temporal de caudal. Con respecto a lo anterior Paniagua Hernández (2016) menciona que “En un evento de precipitación extremo sobre la cuenca del cuerpo de agua, las planicies de inundación o planicies de inundación se inundan, controlando el flujo excesivo producido por el evento extremo”.

Es común que estas zonas, por diversos factores, se vean ocupadas por asentamientos humanos. Ollero Ojeda y Otros (2007) sobre este fenómeno menciona:

“La ocupación humana de la llanura de inundación puede alterar esa funcionalidad, además, las actividades humanas que ocupen las llanuras de inundación

deberán ser compatibles con la inundación periódica, o bien podemos encontrar ante graves situaciones de riesgo. Toda reducción de la funcionalidad natural puede también incrementar la peligrosidad del sistema fluvial agua abajo” (pág. 123).

2.4. Obras de Mitigación

La ingeniería civil, debido a que el fenómeno de las inundaciones es un problema global; propone una serie de soluciones o alternativas (las cuales contemplan el desarrollo de proyectos de ingeniería), para evitar los fuertes impactos que son producidos por parte de estos incidentes.

Estas soluciones están relacionadas con medidas estructurales, las cuales están constituidas por cualquier obra de infraestructura hidráulica que ayude a controlar inundaciones. El objetivo se puede alcanzar de dos maneras, mantener el agua dentro del cauce del río (embalses o lagunas de atenuación), o bien, evitar que el agua que ha salido de los cauces alcance poblaciones o zonas de gran interés (dragado del cauce, bordes perimetrales, muro de gaviones).

En función de la manera en que es manejada la corriente, se pueden definir tres grandes grupos de obras de mitigación:

- Obras de regulación. Estas acciones consisten en la construcción de obras que intercepten directamente el agua de lluvia o la que escurre por los cauces para almacenarla en un área previamente seleccionada.
- Obras de rectificación. Su función es facilitar la conducción rápida del agua por su cauce, dragando los ríos para conservar o incrementar su capacidad.

- Obras de protección. Confinan el agua dentro del cauce del río.

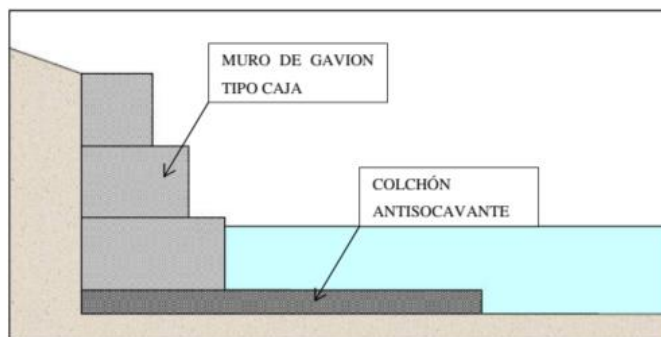
2.4.1. Muros de Contenciones con Gaviones

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de prever estabilidad contra la ruptura de macizos de tierra o roca (Almeida & Pérsio, 2008). Ejemplos típicos son los muros de contención y paredes ancladas.

Los muros de contención de gaviones consisten en un recipiente en forma de paralelepípedo, de malla de alambre galvanizado y lleno de cantos de roca, su uso se popularizó a inicios del siglo pasado y en América se emplean extensivamente.

Figura 7

Gaviones de Protección en Cauces



Nota: Tomado de *Obras de Contención, Manual Técnico*; por de Almeida, Pérsio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

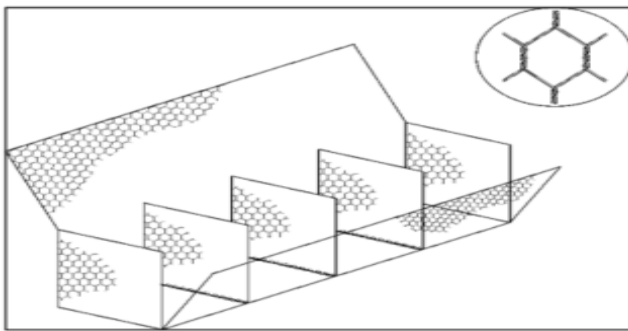
El uso de muro de gaviones como defensa ribereña consta de dos elementos de la sección de muro de protección, muro de gaviones tipo caja y colchón antisocavante.

Las dimensiones de los gaviones tipo caja son estandarizadas según manual técnico de obras de protección:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1,5 m.
- El ancho es siempre de 1 m;
- El alto puede ser de 0,5 m o 1,0 m.

Figura 8

Gavión Tipo Caja

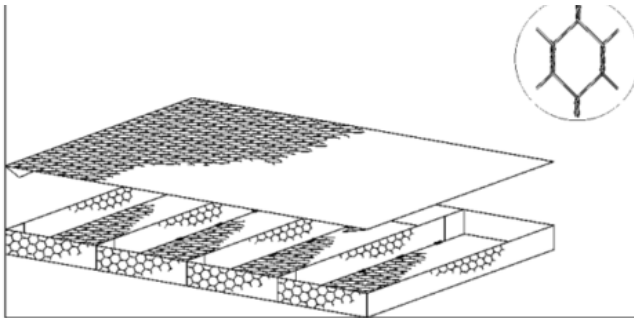


Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pésio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

El colchón antisocavante, también llamado colchón reno, son de dimensiones estandarizadas, su longitud siempre es múltiplo de 1m, en cuanto a su ancho es siempre de 2 m y su espesor puede variar entre 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m, a pedidos pueden ser fabricados de medidas diferentes a la estándar.

Figura 9

Gavión Tipo Colchón



Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pésio; (2008), Macaferri de Perú S.A.C.

2.4.2. Parámetros de Diseño de la Sección Típica

2.4.2.1. Altura y Ancho de la Base del Muro de Gaviones

En la determinación de la altura del muro de gaviones es determinante conocer el valor del tirante que pasa por el tramo en análisis, a su vez, el borde libre y las dimensiones de los gaviones comerciales, por lo tanto, la altura del muro puede determinarse mediante la Ecuación 28.

$$H = y + BL$$

Ecuación 28

Donde:

H: Altura del muro de gaviones (m)

Y: Tirante (m)

BL: borde libre (m)

Para determinar el valor del borde libre se puede utilizar la Ecuación 29 que relaciona la velocidad y un coeficiente que depende del caudal máximo que pasa por el canal:

$$BL = \Phi \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

Φ : Coeficiente que depende del caudal máximo.

V: velocidad (m/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Tabla 7

Coeficiente Φ en Dependencia del Caudal Máximo

Caudal Máximo (m^3/s)	Coeficiente (Φ)
3000 – 4000	2
2000 – 3000	1.7
1000 – 2000	1.4
500 – 1000	1.2
100 - 500	1.1

Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pésio; (2008), Macafferri de Perú S.AC.

El valor de H resultante deberá aproximarse a un valor comercial. Se recomienda el valor del ancho de la base, mayor o igual la mitad del valor de la altura, considerando las dimensiones de los gaviones comerciales.

2.4.2.2. Longitud y Espesor del Colchón Antisocavante.

Según los datos de velocidad crítica del cauce y el número de Froude se puede seleccionar el diámetro medio de las piedras de relleno del colchón antisocavante y así mismo elegir el espesor que más se adecue y tomar esa medida como elemento introductorio a los cálculos a realizar.

Tabla 8

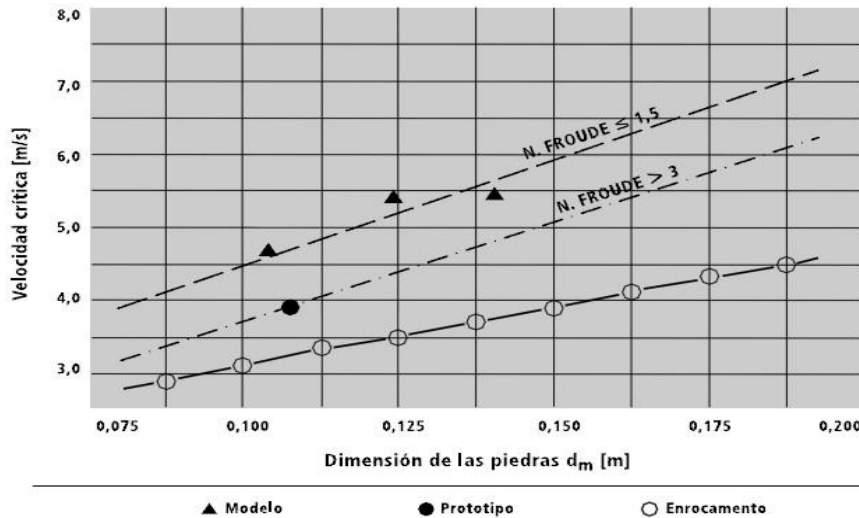
Velocidad Crítica y Límite para Gaviones

Tipo	Espesor (m)	Tamaño (mm)	Piedras de relleno			
			d ₅₀ (m)	Crítica (N/m ²)	Experimental (N/m ²)	Máxima (N/m ²)
Colchón Reno	0.17	70 a 100	0.085	136	155	163.2
		70 a 150	0.11	176	200	211.2
	0.23	70 a 100	0.085	136	155	163.2
		70 a 150	0.11	176	200	211.2
Colchón Reno	0.3	70 a 120	0.1	160	175	192
		100 a 150	0.125	200	230	240
Gavión caja	0.5	100 a 200	0.15	240	280	288
		120 a 250	0.19	304	370	364.8

Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pérsio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

Figura 10

Relación de la Velocidad Crítica, Número de Froude y Diámetro Medio del Material de Relleno



Nota: Tomado de *Obras de Contención, Manual Técnico*; por de Almeida, Pésio; (2008), Macaferri de Perú S.A.C.

El colchón antisocavante colocado al pie del muro de protección tiene la finalidad de proteger al muro de los efectos de socavación que se generarán al pie de la estructura, de tal manera que el muro de protección se mantenga estable hasta cuando ocurra la máxima profundidad de socavación para la que fue proyectada la estructura. Por lo tanto, se deberá de evaluar el valor de la socavación generada por el río sobre el lecho en condiciones naturales.

Para efectos del cálculo de la socavación general se ha utilizado las fórmulas propuestas por: Lischtván – Levediev. Su formulación matemática en las ecuaciones 30, 31, 32 y 33:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} \times B e} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$B = 0.8416 + 0.03342 \ln(T) \quad \text{Ecuación 31}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha \times H_o^{5/3}}{0.68 \times B \times d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ecuación 32}$$

$$e = H_s - H_o \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

e: Profundidad de socavación

Hs: Tirante después de la socavación. (m)

Ho: Tirante antes de la socavación (m)

B: Coeficiente en función del periodo de retorno asociada con el caudal de diseño.

T: Periodo de retorno (año)

dm: Diámetro medio del material de fondo del cauce (mm)

Qd: Caudal de diseño (m³/s)

Hm: Tirante medio de la sección transversal (m)

Be: Ancho efectivo o espejo de agua de la sección (m)

X: Coeficiente que depende del diámetro medio de la partícula.

Debido a que el exponente que afecta a la profundidad h, experimenta variaciones poco significativas para el rango de tamaño de sedimentos de arenas finas y medias (0,19mm<d<1mm), será considerado un valor único e igual a 0.41.

Una vez obtenido la socavación probable, por datos experimentales se recomienda una longitud de entre 1.5 y 2 veces la profundidad de socavación ($1.5e \leq L < 2e$).

2.4.3. Cálculos de Estabilidad del Colchón Antisocavante

2.4.3.1. Tensión Tangencial Relativas al Fondo del Canal

Se define como estable un revestimiento en piedra, cuando no se produce el movimiento de los elementos que lo conforman.

Para un canal en régimen de flujo permanente y uniforme, la tensión tangente ejercitada por el flujo de agua sobre el fondo del canal, es dada por la Ecuación 34:

$$\tau_o = \gamma_w \times y \times i \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde

τ_o : Tensión tangente en el fondo del canal (N/m²)

γ_w : Peso específico del agua (1000N/m³)

y : Tirante de la sección transversal (m)

i : pendiente longitudinal del fondo del canal (m/m)

Luego, la tensión crítica cerca del fondo, o sea, la tensión que puede ser alcanzada sin que ocurran movimientos del material del revestimiento, es dada por la Ecuación 35.

$$\tau_{o,c} = C (\gamma_s - \gamma_w) d_m \quad \text{Ecuación 35}$$

$\tau_{o,c}$: Tensión tangente en el fondo (N/m²)

γ_w : Peso específico del agua (1000N/m³)

γ_s : Peso específico de las rocas (N/m³)

d_m : Diámetro medio del material de relleno (m)

C : Parámetro de Shields

Por lo tanto, el revestimiento resulta estable cuando la tensión tangente aplicada por el flujo en el revestimiento del fondo sea menor o igual a la tensión tangente crítica soportada por este revestimiento ($\tau_o < \tau_{o,c}$).

El parámetro o coeficiente de Shields para el enrocado vale $C \approx 0,047$; en el caso de gaviones, donde las piedras son contenidas por red metálica, el valor del parámetro de Shields obtenido experimentalmente pasa a ser de: $C \approx 0,108$

La Tabla 9 presenta la tensión crítica para $C \sim 0.10$, la tensión experimental, que es la tensión obtenida en los ensayos de Fort Collins.

Tabla 9

Tensiones Tangentes Críticas para Gaviones

Tipo	Espesor (m)	Tamaño (mm)	Piedras de relleno			
			d_{50} (m)	Crítica (N/m ²)	Experimental (N/m ²)	Máxima (N/m ²)
Colchón Reno	0.17	70 a 100	0.085	136	155	163.2
		70 a 150	0.11	176	200	211.2
	0.23	70 a 100	0.085	136	155	163.2
		70 a 150	0.11	176	200	211.2
	0.3	70 a 120	0.1	160	175	192
		100 a 150	0.125	200	230	240
Gavión caja	0.5	100 a 200	0.15	240	280	288
		120 a 250	0.19	304	370	364.8

Nota: Tomado de *Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pérsio; (2008), Macafferri de Perú S.AC.*

2.4.3.2. Tensiones Tangentes Relativas a los Márgenes del Canal

Para el revestimiento de las márgenes de un canal de sección trapezoidal, se puede considerar como tensión tangente resultante de la acción del flujo sobre el material de revestimiento la Ecuación 36:

$$\tau_o = 0.75 \times \gamma_w \times y \times i \quad \text{Ecuación 36}$$

La tensión tangente crítica en las márgenes es obtenida mediante la Ecuación 37:

$$\tau_{m,c} = \tau_{o,c} \times \sqrt{1 - \frac{(\sin \alpha)^2}{(\sin \psi)^2}} \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

$\tau_{o,c}$: Tensión tangente crítica en el fondo (N/m²)

$\tau_{m,c}$: Tensión tangente en los márgenes (N/m²)

α : Angulo de inclinación del margen.

ψ : Angulo de fricción interna del material de revestimiento

La estabilidad para los revestimientos de las márgenes está dada por la relación: $\tau_o < \tau_{o,c}$.

2.4.4. Cálculo de Estabilidad del Muro de Protección

2.4.4.1. Parámetros Geotécnicos

En el desarrollo del diseño de gaviones de protección se requiere el análisis de suelos que tiene como finalidad determinar el comportamiento y la capacidad de resistencia a la acción erosiva del flujo de agua sobre el cauce del río y sus riberas, así

como también determinar la capacidad de carga del terreno. Los datos que se extraerán del estudio Geotécnico son:

- *Peso específico del suelo*

Tabla 10

Valores Típicos del Peso Específico de Suelos

Tipo de suelo	Peso específico (t/m ³)
Arena angular, suelta	1.7
Arena Angular, compacta	2
Arena limosa, suelta	1.8
Arena limosa, compacta	1.9
Limo	1.7 – 1.9
Limo Arcilloso	1.6 – 1.8
Arcilla Inorgánica	1.5 – 1.7
Arcilla orgánica	1.3 – 1.6

Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pêrsio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

- *Angulo de fricción interna en suelos no cohesivos*

Tabla 11

Valores Típicos de Ángulos de Fricción Interno

Tipo de suelo	Ángulos de fricción en grados
Arena angular, suelta	32 – 36
Arena Angular, compacta	35 – 45
Arena subangular, suelta	30 – 34
Arena subangular, compacta	34 – 40
Arena redondeada, suelta	28 – 32
Arena redondeada, compacta	32 – 38
Arena limosa suelta	23 – 35
Arcilla limosa compacta	30 – 36

Nota: Tomado de Obras de Contención, Manual Técnico; por de Almeida, Pêrsio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

- **Peso específico del material de relleno del gavión.**

Tabla 12

Valores Típicos de Peso Específico de Materiales Pétreos Para Relleno de Gaviones

Tipo de suelo	Peso específico (t/m ³)
Basalto	2.5 – 3.3
Diorito	2.5 – 3.3
abro	2.7 – 3.1
Gnesis	2.5 – 3.0
Granito	2.6 – 3.3
Calcareo	1.7 – 3.1
Marmol	2.5 – 3.3
Coarcita	2.65
Arenito	1.2 – 3.0
Argilito	2.0 – 2.5

Nota: Tomado de *Obras de Contención, Manual Técnico*; por de Almeida, Pérsio; (2008), Macaferri de Perú S.AC.

Tabla 13

Capacidad de Carga de Según Tipo de Suelo

Rocas	M pa (kg/cm ²)
Rocas ígneas y metamórficas sanas (Granito, diorita, basalto)	10 (100)
Rocas metamórficas foliadas sanas (Esquistos, pizarras)	3(30)
Rocas sedimentarias sanas. Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4 (10 a 40)
Rocas arcillosas sanas	0.5 a 1 (5 a 10)
Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1 (10)
Suelos finos	Mpa (kg/cm ²)
Arcillas duras	0.3 a 0.6 (3 a 6)
Arcillas muy firmes	0.15 a 0.3 (1.5 a 3)
Arcillas firmes	0.075 a 0.15 (0.17 a 1.5)
Arcillas y limos blandos	<0.075 (<0.75)

Nota: Adaptado de *Prontuario Características Técnicas de los Terrenos y Cimentaciones Adecuadas a los Mismos*; por Torres Cesar; (2017), MAPRE RE.

2.4.4.2. Estabilidad al Volteo

La estabilidad de la estructura es asegurada si el momento estabilizante alrededor del punto de giro predomina sobre el volcante.

Ante ello, las fuerzas estabilizantes son el peso propio de la estructura y el peso del agua, y las fuerzas volcantes estarían determinadas por el empuje hidrostático, el empuje activo del suelo y las fuerzas sísmicas.

La estabilidad al vuelco se define por la Ecuación 38:

$$St = \frac{Ms}{Mr} > 1.5 \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

St: Coeficiente mínimo de seguridad al volteo

Ms: Momento de las fuerzas estabilizantes

Mr: Momento de las fuerzas volcantes

2.4.4.3. Estabilidad al Deslizamiento

El equilibrio en el deslizamiento es comprobado cuando las fuerzas de fricción y cohesión presentes en el plano de fundación compensan las fuerzas horizontales.

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumado al empuje pasivo disponible en el frente, no es suficiente para contraponer el empuje activo. Según de Almeida Barros, (Almeida & Pérsio, 2008) puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento e

$$S_s = \frac{\sum V \times \tan \varphi}{\sum H} > 1.5 \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde

S_s : Coeficiente de seguridad al deslizamiento.

$\sum V$: Suma de fuerzas Verticales

$\sum H$: Suma de fuerzas horizontales

φ : Ángulo de fricción entre el suelo y la base de la estructura

Para terrenos no cohesivos puede asumirse un ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de 35°.

2.4.4.4. Estabilidad al Asentamiento

Otra verificación necesaria es la que está relacionada con las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de contención. Estas presiones no deben superar el valor de la capacidad de carga del suelo de fundación. A través del equilibrio de momentos actuantes, sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la misma.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s - M_r}{\sum V} \quad \text{Ecuación 40}$$

Siendo:

B : el ancho efectivo del muro de gaviones

e : Excentricidad con respecto al centroide de la base

M_s : Momento de las fuerzas estabilizantes

Mr: Momento de las fuerzas volcantes

$\sum V$: Suma de fuerzas Verticales

Luego de la obtención de la excentricidad se debe revisar la condición $e \leq \frac{B}{6}$.

Si esta se llega a cumplir entonces, la fuerza normal resultante que actúan en la base de la estructura de contención serán determinadas de las ecuaciones Ecuación 41 y Ecuación 42:

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \textbf{Ecuación 41}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \textbf{Ecuación 42}$$

En el caso que el valor de que $e > \frac{B}{6}$ el resultado de la presión máxima debe ser calculada mediante las ecuaciones Ecuación 43 y Ecuación 44:

$$d = \frac{M_s - M_r}{\sum V} \quad \textbf{Ecuación 43}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{2 \sum V}{3d} \quad \textbf{Ecuación 44}$$

Se debe considerar una capacidad de carga de suelo mayor a los esfuerzos generados por la estructura.

III. Diseño Metodológico

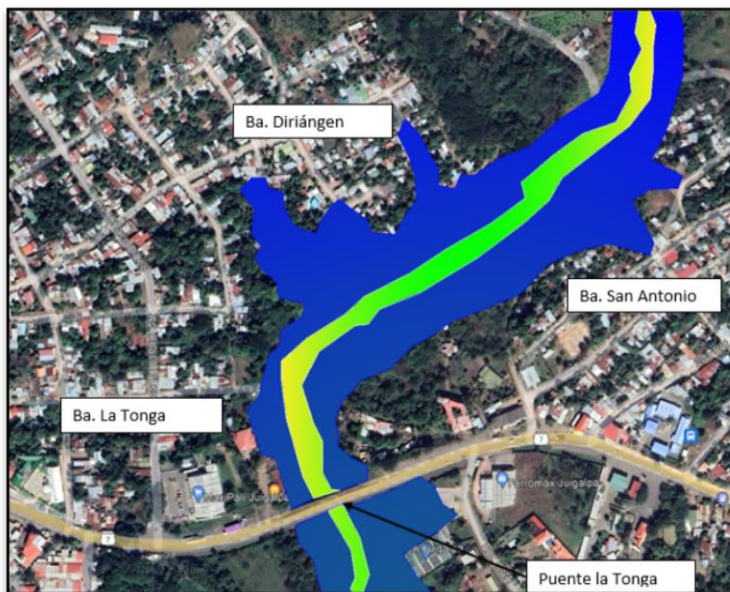
3.1. Área De Estudio

3.1.1. Macro y Micro Localización

La subcuenta del río Mayales se encuentra en el departamento de Chontales y un pequeño porcentaje de su área se traslapa con el municipio de Comalapa departamento de Boaco, todo el afluente que se llegue a recolectar de la cuenca llega a drenar por completo al lago Cocibolca en dirección norte-sur, esta misma pertenece a la cuenca del Río San Juan o cuenca N°69, posee un área estimada de 1051.72 Km² según el diagnóstico establecido por el ANA (2014).

Figura 11

Ubicación del Sitio de Estudio.



Nota: Adaptado de Plan Estratégico Municipal de Desarrollo Humano, (pág. 15),
Gobierno Municipal de Juigalpa, 2019, Alcaldía de Juigalpa.

3.1.2. Socio Economía de la Zona de Estudio

El área de interés para el análisis hidráulico establece como punto de inicio 50 metros aguas arriba del barrio Diriangen y como punto de cierre el puente La Tonga (el cual será evaluado su afectación sobre la llanura de inundación), ubicado en el sector sur de la ciudad de Juigalpa, El barrio Diriangen y barrio San Antonio, los cuales para el censo del año 2005 se encontraban habitando un total de 2054 personas (Instituto Nacional de Información y desarrollo, 2008), número que ha aumentado hasta la fecha por la tasa de incremento poblacional de la ciudad y lleva a una mayor zona de riesgo a la cual se enfrentan los pobladores en cada evento extremo que puede suceder.

En estos barrios que en su extensión se ven afectados por las crecidas del río se encuentran establecidos generalmente pequeños negocios (pulperías o panaderías locales), y en su mayoría esta zona está compuesta por casas de habitación de familias las cuales con el paso de los años están en aumento debido al crecimiento poblacional de la ciudad de Juigalpa, lo cual produce asentamiento en estas zonas de riesgos.

3.2. Caracterización de la Cuenca Hidrográfica

A fin de lograr conseguir un desarrollo completo y basto en los modelos que describen el comportamiento hidráulico e hidrológico del sector de importancia, fue necesario complementar con diferentes tipos de características y parámetros de gran importancia, que sirven como datos de apertura y que se recolectaron con anterioridad.

3.2.1. Características Físicas

Para la obtención de los datos necesarios en cada estudio de análisis se consideró de vital importancia la recolección de características físicas que se adquirieron mediante material bibliográfico, como de información asistida por software.

3.2.1.1 Parámetros de Forma

❖ Área de drenaje

Para comenzar a obtener la caracterización de la cuenca se recolectaron los datos de tipo SIG (sistemas de información geográfica) estos fueron otorgados por el INETER, y posteriormente procesados en el software ArcGIS, el cual es definido como “una plataforma con un completo sistema que permite recopilar, organizar, compartir y distribuir información geográfica” (Rivas & Moreno, 2019).

La información preliminar, proporcionada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), consiste en un Modelo Digital de Elevaciones (DEM) el cual contiene la información completa de las elevaciones del terreno con respecto al nivel del mar.

Se utilizó la información DEM y se importó en el software ArcGIS, en donde se transformó en un archivo RASTER, y utilizando la extensión de HEC-GeoHMS por medio de las herramientas de Preprocessing (Fill sinks, Flow Direction, Flow Accumulation, Stream Definition, Stream Segmentation, Catchment Grid Delineation y Adjoint Catchment Processing) y estableciendo como punto de cierre el puente La Tonga, se logró la delimitación completa de la cuenca creándose el paquete de capas que contienen toda la información necesaria tales como las distribuciones y longitudes de

ríos, división de sub cuencas, áreas de las sub cuencas, área y perímetro de la cuenca, los cuales se pueden extraer en tablas de datos.

❖ **Índice de Gravellius**

Por medio de hojas de cálculo de Excel, se procedió a utilizar las diferentes fórmulas y métodos para la obtención de ciertas características, ya habiendo extraído el perímetro y el área de la cuenca se utilizó la Ecuación 1 para definir el coeficiente de compacidad de Gravellius y con su valor adimensional clasificar que forma tiene la cuenca.

❖ **Rectángulo equivalente**

Para poder definir una figura geométrica que represente los valores de área y perímetro de la cuenca se hizo uso de la Ecuación 2 y Ecuación 3, las cuales dieron las dimensiones de longitud mayor y menor que debe tener el rectángulo equivalente.

❖ **Factor de forma**

Esta característica utiliza específicamente el área de la cuenca y la longitud máxima del río principal, estos datos se extrajeron de la delimitación realizada anteriormente, en donde utilizamos la Ecuación 4 para definir el valor de factor de forma, que da una noción de si la cuenca es propensa o no a crecidas repentinas.

❖ **Orden de las corrientes**

Esta es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, se obtuvo a través del software ArcGIS, por medio de las herramientas de Hydrology (Flow Accumulation, Stream Link, Stream Order y Stream to feature) las

cuales generaron una capa que muestra el mapa de los ríos y el orden de bifurcación de los mismos dentro de la cuenca.

3.2.1.2. Parámetros de Relieve

❖ Pendiente de la cuenca

En el software ArcGIS con el uso de las capas y mapas ya obtenidos en la delimitación de la cuenca, esta vez se procedió a utilizar las herramientas de “Characteristics” (Basin Slope) de la extensión HEC-GeoHMS, la cual brindó un mapa en el que se describen los diferentes porcentajes de pendientes de la cuenca, y extrayendo su tabla de atributos se obtuvo la pendiente media de la cuenca. También puede ser comprobada mediante el uso de la Ecuación 5, la cual utiliza los datos de área y pendiente de cada subcuenca obtenida en la delimitación inicial.

❖ Elevación media

Usando la capa del archivo RASTER se procede a usar la herramienta “Reclass” (Reclassify) para especificar las curvas de nivel que se trabajaron en la cuenca siendo estas cada 40 metros, luego se convirtió a una imagen poligonal de donde se logró extraer el área entre curvas de nivel, ya teniendo estos datos, a través de Excel se realizó el cálculo utilizando la Ecuación 6 que solicita los datos de áreas entre curvas de nivel, área de la cuenca y las alturas medias de donde se obtuvo la altura media de la cuenca.

❖ Curva hipsométrica

Siempre utilizando las áreas entre curvas de nivel extraídas de ArcGIS anteriormente, esta vez se distribuyeron en porcentajes con respecto al área total de la cuenca y en conjunto con las diferentes elevaciones se representó el gráfico en Excel de

la curva hipsométrica la cual se asoció a un gráfico unitario para obtener las edades de los ríos.

❖ **Clasificación de la cuenca según su ubicación**

Esta clasificación, según Lanza Mejía (2018), se puede encontrar mediante la curva hipsométrica, aplicando el teorema de centroides, a partir de la elevación media.

A continuación, se describe el procedimiento seguido:

1. Se ubica en la curva hipsométrica la elevación media de la cuenca.
2. Se ubica el centroide del triángulo superior formado a partir de la elevación media, esta ubicación es el límite de la zona alta de la cuenca.
3. Se ubica el centroide del triángulo inferior de la cuenca, donde este representa la zona baja de la cuenca.

Siguiendo la clasificación realizada por el método descrito por Lanza Mejía (2018), se procede a aplicar en el software ArcGIS el procedimiento utilizando la capa del archivo RASTER se procede a usar la herramienta “Reclass” (Reclassify) para especificar las alturas que describen las condiciones plasmadas para clasificar las partes de la cuenca alta, media y baja donde se representó a través de un mapa de distribución (ver Anexo 11 Mapa de Distribución de Cuenca alta, Media y Baja de la Subcuenca Mayales).

❖ **Pendiente de la corriente principal**

Utilizando el mapa de la distribución de ríos de ArcGIS, se extrajo de la tabla de atributos las diferentes elevaciones, distancias y pendientes que describían cada tramo de

río que conformaban el río principal de la cuenca, en donde se aplicó la Ecuación 7, el método de Taylor Schwarz y distribuyendo el proceso en una tabla de datos, obtuvimos el valor promedio de la pendiente del cauce principal a lo largo de toda la cuenca.

❖ **Histograma de frecuencias altimétricas**

Al igual que la curva hipsométrica, con este gráfico se representa la superficie de la cuenca en porcentajes relacionada con las diferentes alturas o curvas de nivel ya especificadas, utilizando las diferentes áreas en porcentaje entre curvas de nivel y en conjunto con las elevaciones de la cuenca se diseñó en Excel un gráfico de barras el cual muestra cuanta cantidad de área abarca cada intervalo de alturas dictaminado en la cuenca.

❖ **Tipo y uso de suelos**

Estos son archivos de tipo SIG los cuales fueron otorgados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), y de sitios de información web internacional certificados por la FAO, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, los cuales son datos base para la determinación de las características hidrológicas de la cuenca, estos archivos pueden ser importados en ArcGIS y representar un mapa de las diferentes distribuciones de los tipos y uso de suelos existentes en la cuenca de estudio.

3.2.2. Características Hidrológicas

❖ Caudal base

La determinación de un caudal base requiere de un registro de algunos 10 años de caudales medios diarios con el cual se puede obtener un caudal promedio anual; a falta de estos datos, se puede medir el caudal base por medio de métodos de aforo como lo es el método de sección pendiente, para lo cual se siguió el siguiente procedimiento:

- Se buscó un tramo recto del río anterior a la zona de estudio, en el que se tomaron las diferentes profundidades a distancias iguales a lo largo del ancho del río en dos secciones transversales diferentes a una distancia previamente determinada.
- Con los datos recolectados se proceden a ordenar en una tabla de valores y por medio de Excel se calcula el área de la sección transversal y el perímetro mojado
- Se aplicaron la Ecuación 8 y la Ecuación 9 para determinar valores fundamentales del cauce.
- Se procedió a usar la Ecuación 10 para la determinación definitiva del caudal base del río.

❖ Número de curva

Para definir los datos del número de curva se siguió el proceso de SCS a través de la extensión HEC-GEO-HMS del software ArcGIS, el procedimiento utilizado se describe a continuación:

- Se ingresaron los mapas de uso de suelos y tipo de suelos ya obtenidos.
- Se clasificó el grupo hidrológico al que pertenece cada tipo de suelo.

- Se ingresaron en formato tabla los números de curva probable asignados por uso y tipo de suelos según los datos obtenidos del libro Ven Te Chow.
- Se asignó una numeración del 1 al 5 a la clasificación de uso de suelos en concordancia con los extraídos del libro de Canales Abiertos de Ven Te Chow.
- Se interceptaron los mapas de uso y tipo de suelo para generar una sola capa que contenga todos los datos.

Posteriormente, se generó el mapa de curva número utilizando la tabla de datos que contenía los números de curva probable, la capa shapefile del uso y tipo de suelos y el ráster de la cuenca a través de la función Utility (Generate CN grid) de la extensión de HEC-GEO-HMS, el cual generó un nuevo ráster que contenía los valores calculados de curva número. Este se convirtió nuevamente a formato shapefile y por medio de Excel se utilizó las áreas de cada subcuenca y los números de curva encontrados, para así determinar el valor exacto por cada subcuenca e ingresarlo posteriormente en el análisis hidrológico.

❖ **Infiltración**

Esta evalúa la capacidad del suelo para infiltrar el agua y determinar la cantidad de escurrimiento sobre él, es determinado según el valor de curva número asignado por lo cual al exportarse el archivo ArcGIS a formato HMS en este se pudo ver el gráfico que indica la infiltración o escurrimiento de cada subcuenca receptora.

❖ **Precipitación**

Datos hidrológicos, de carácter estadísticos, fueron otorgados por INETER en la dirección meteorológica. Dicha información contiene precipitaciones máximas mensuales

de la Estación Juigalpa la cual es la estación representativa de la cuenca (Información meteorológica de otras estaciones cercanas como lo son Cuapa y La Libertad no brindaban información completa de los registros mensuales debido a fallas en los registros por lo cual no se nos fueron entregadas por el INETER).

❖ **Periodo de Retorno (TR)**

El periodo de retorno fue tomado con un valor de 100 años, el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI, 2017) señala como el periodo más alto el de 100 años para puentes en carreteras tipo 1.

❖ **Tiempo de Concentración**

Este se determinó utilizando la Ecuación 14 por medio de la fórmula del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano , cabe destacar que este método toma en cuenta solamente las características del río principal sin abarcar los ríos adyacentes por lo cual debido a esta influencia se espera un menor tiempo de inundación a través del análisis hidrológico que el calculado matemáticamente.

3.3. Análisis Hidrológico

3.3.1. Curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF)

❖ Obtención de las curvas I-D-F aplicando el método de Gumbel Tipo I

Para obtener las curvas I-D-F para la estación obtenida de INETER, se realizó el siguiente procedimiento:

- Se determinaron los parámetros de la función de distribución α y β (siendo $\alpha = \frac{1.281}{\sigma_x}$ y $\beta = X - 0.4506\sigma_x$) para diferentes duraciones de 5, 10, 15, 30, 60, 120 y 360.
- Se aplicó la prueba de bondad de ajuste Kolmogórov-Smirnov para cada una de las duraciones mencionadas anteriormente:

Para la realización de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov-Smirnov se utilizó el software Hydrognomon. El cual es un software libre para el análisis y procesamiento de series hidrológicas desarrollado por el ITIA Research Group de la National Technical University of Athens (Kozanis et al., 2010). Este programa permite la aplicación de muchas funciones de distribución y de muchos métodos de ajuste.

La función de test que contiene el software fue la utilizada para la aplicación del método de K-S, donde se tomó como parámetro el nivel de significación de 5% para la aceptación de los datos de cada uno de los tiempos (5, 10, 15, 30, 60, 120 y 360 minutos).

- Se calcularon las intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno de 5, 25, 50 y 100 años a partir de la función de distribución de Gumbel Tipo I mediante la Ecuación 16.

- Se ajustaron las curvas I-D-F aplicando la regresión potencial múltiple de la siguiente manera aplicando la Ecuación 18:

Para generar la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia, se calculan los valores de K, m, n, para lo cual se aplica la regresión potencial múltiple a la ecuación $i = d \cdot t^{-n}$, obtenida al reemplazar $d = K T^m$ en ecuación 18, obteniendo los valores para d, n y el coeficiente de correlación R , para cada periodo de retorno. Esta regresión se realiza en función de los valores, duración en minutos (x), intensidad mm/h (y), haciendo uso de la siguiente tabla para cada periodo de retorno:

M	X	Y	log X	Log Y	log X · log Y	$(\log T)^2$
---	---	---	-------	-------	---------------	--------------

Donde N es el número de intervalos analizados, y donde

$$\ln(d) = \frac{\sum(\ln x) \cdot \sum(\ln y) - \sum(\ln x)^2 - \sum(\ln y)}{[\sum(\ln x)]^2 - \sum(\ln x)^2 \cdot N} \quad \text{Ecuación 45}$$

despejando $d = e^{\ln(d)}$

y n es igual

$$n = \frac{\sum(\ln y) - \ln(d) \cdot m}{\sum(\ln x)} \quad \text{Ecuación 46}$$

En función del cambio de variable, se realiza otra regresión de lineal múltiple entre los periodos de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la Ecuación 47:

$$d = K \cdot T^m$$

Ecuación 47

m	T	D	log T	Log d	log T · log d	(log T) ²
---	---	---	-------	-------	---------------	----------------------

Donde N es el número de periodos de retorno analizados, y aplicando la regresión obtenemos la Ecuación 48:

$$\ln(k) = \frac{\sum(\ln x) \cdot \sum(\ln y) - \sum(\ln x)^2 - \sum(\ln y)}{[\sum(\ln x)]^2 - \sum(\ln x)^2 \cdot N}$$

Ecuación 48

despejando $k = e^{\ln(k)}$

y m es igual a

$$m = \frac{\sum(\ln d) - \ln(k) \cdot N}{\sum(\ln T)}$$

Ecuación 49

Una vez se tienen los valores coeficientes se forma la ecuación de intensidad y se procedió a graficar las curvas IDF, para el periodo de retorno de 100 años y el tiempo de lluvia estimado.

3.3.2. Hietograma de Diseño Método del Bloque Alterno

Para la elaboración de los hietogramas de diseño de la estación meteorológica, se definió el intervalo de tiempo igual a 5 minutos, y un tiempo total de tormenta de 6 horas, con base en el periodo de retorno de 100 años; luego de esto se procedió a:

- Definir número de intervalos, dividiendo el tiempo total de la tormenta entre el intervalo de tiempo sucesivo de duración.

- Se calculó, para cada tiempo final t_i de cada intervalo i , la Intensidad máxima en la curva IDF correspondiente al periodo de diseño.
- Se calculó la lámina total, para cada intervalo L_{t_i} , multiplicando la I_{max_i} por t_i ;
Se calcula la lámina de cada intervalo L_i el cual es igual a la diferencia de $L_{t_i} - L_{t_i-1}$;
- Se calculó la intensidad de cada intervalo I_i dividiendo L_i entre el intervalo Δt .

3.3.3. *Análisis en HEC-HMS*

Una vez fue obtenida la caracterización de la cuenca y se creó el hietograma de diseño para la estación meteorológica que tiene influencia sobre la cuenca, se procedió a analizar los datos mediante el software HEC-HMS 4.11. El cual, como menciona Travisany Rodríguez y Méndez (2022) “puede ser aplicado para análisis de inundaciones, frecuencia de las inundaciones, planificación de la capacidad de vertederos, restauración de ríos, entre otros” (pág. 69).

Este proceso permitió modelar la escorrentía superficial, una de las tareas realizadas por el programa fue la transformación de la precipitación de lluvia a caudal, y realizar el tránsito de avenida que transita el caudal por cada subcuenca, para obtener el caudal pico de un hidrograma resultante en la salida como punto de cierre. El modelamiento generado por el software se puede resumir en las siguientes fases:

❖ **El modelo de la cuenca**

Para la primera fase se realizó el modelo de la cuenca donde se importaron datos como las subcuencas que conforman la cuenca de estudio y las características de cada una de ellas. El modelo de la cuenca fue importado a partir de un archivo con extensión *basin*

file creado por HEC-GEOHMS anteriormente en la delimitación de la cuenca realizada en ARCGIS. El proceso consiste en importar en un proyecto de Hec-HMS, en donde las subcuencas y todas las características son importadas en dicho archivo.

❖ **Datos de entrada**

Dentro de los datos de entrada que fueron requeridos en el HEC-HMS están los datos de hietograma y datos del caudal aforado, todos estos en función del tiempo, entre estos se tienen datos en unidades de milímetros de precipitación obtenidos de la estación meteorológica que tienen influencia sobre la cuenca; los datos de área, longitud de ríos, número de curva, entre otros son importados cuando se ingresa el modelo de la cuenca obtenido en ARCGIS.

Definido lo anterior, se procedió a ingresar el hietograma del evento de diseño para la estación meteorológica. En donde se representa el tiempo, en formato de fecha y hora, y las alturas de precipitación en milímetros.

❖ **El modelo meteorológico**

Este consiste, en el cálculo de la entrada de precipitación que requiere cada elemento de subcuenca, el modelo de precipitación se hizo uso del método de Hietograma Especificado, en donde se introdujo el hietograma de diseño elaborado. El modelo meteorológico define como se comportará la distribución de la precipitación en el modelo hidrográfico, se predeterminará la precipitación requerida en las subcuencas.

❖ Tránsito de avenidas

Para el cálculo de tránsito de avenidas se utilizó el método de Muskingum a través del software de HEC-HMS para el cual se calcularon los parámetros x y k , donde “ x ” es un valor constante de 0.2 y “ k ” corresponde al tiempo de retardo en minutos de cada tramo a transitar.

Para el cálculo de “ k ” se debió primero calcular el tiempo de concentración de cada tramo de río, y con este y su longitud se obtiene la velocidad de tránsito usando la Ecuación 23, una vez obtenida la velocidad de tránsito de cada tramo inicial, se obtiene el promedio aritmético de velocidades de las sub cuencas que convergen al mismo punto o ríos receptores con la Ecuación 24 y posteriormente se calculó el tiempo de retardo “ k ” utilizando la longitud del tramo y la velocidad de tránsito que recae de los tramos anteriores al primer río receptor por medio de la Ecuación 26.

Para el segundo tránsito y posteriores se obtiene el promedio aritmético de las velocidades de tránsito de las sub cuencas que convergen y de las inmediatas anteriores que recaen sobre ellas, en donde se utilizó la Ecuación 25.

❖ Especificaciones de control

Luego de la realización de las fases descritas anteriormente, se procedió a realizar las especificaciones de control del programa, el cual trata simplemente de indicar cuando debe empezar y terminar de calcular y el incremento de tiempo para efectuar los cálculos. El intervalo de tiempo será igual o mayor al tiempo de concentración de la cuenca; siendo este también suficiente para la formación del hidrograma de salida.

❖ **Cálculo de la simulación**

Una vez generados los componentes del modelo se procede a la creación de la simulación que será ejecutada por etapas. El proceso realizado se puede describir por pasos, el primer paso fue la generación de alternativa de la simulación del modelo hidrográfico, como segundo se selecciona la alternativa del modelo meteorológico y por último se indica las especificaciones de control definidas anteriormente.

❖ **Generación de resultados**

Después de haber realizado el cálculo de la simulación, los resultados se visualizan en el explorador de componentes, la forma en que se visualiza es por medio de resultado global. También se pueden ver los resultados por subcuencas y cauces, estos independientemente, la forma de representación de forma tabular y gráfica. El objeto más importante es visualizar el punto de cierre (sink) de la cuenca y es el que contiene el caudal de diseño que se muestra mediante un Hidrograma, el cual muestra el caudal en función del tiempo, el tránsito de caudales calculado por el método Muskingum.

3.4. Análisis Hidráulico

La zona de interés para el análisis hidráulico establece como punto de inicio cincuenta metros aguas arriba del barrio Diriangén de la ciudad de Juigalpa y el punto de control como lo es el puente La Tonga como punto de cierre 50 metros aguas debajo de este, ubicado en el sector sur de la ciudad de Juigalpa por lo que las especificaciones geográficas han de cambiar significativamente; y con afectación directa en los barrios aledaños que se ubican en las cercanías del río para los cuales se desarrollará el análisis hidráulico.

3.4.1. Características del Cauce

Para realizar el análisis y modelamiento hidráulico del tramo en estudio, fue necesario primero determinar las características de este, como son la información topográfica de sitio (levantamiento de secciones transversales), coeficientes de rugosidad de Manning, entre otros factores descritos.

3.4.1.1. Información Topográfica

La información topográfica que fue requerida para el análisis del tramo en estudio, involucra la zona de los barrios Diriangén y San Antonio hasta el puente La Tonga. Dicha información fue obtenida mediante el MTI y fue complementado mediante el levantamiento con estación total en puntos específicos de la zona de inundación para obtener una mayor exactitud con respecto a las crecidas máximas vistas por los pobladores, en donde de manera longitudinal se tomaron 1280 metros de río que contemplan los barrios afectados y 60 metros aguas abajo del puente La Tonga como punto de cierre.

Una vez obtenida la nube de puntos subintradas por el MTI, fue procesada en el software Civil 3D en donde se generó la superficie correspondiente al cauce en estudio, así como la creación de alineamiento horizontal del cauce, y secciones transversales los cuales fueron exportadas para el análisis hidráulico.

❖ Ancho de sección transversal

Se determinó el ancho de las secciones transversal para el análisis hidráulico y la delimitación de llanuras de inundación considerando el criterio histórico, que por relato de pobladores y el registro presentado por el INETER (2004) donde menciona que

durante el huracán Juana y Mitch, hubo una área inundada de hasta 150 metros, siendo este registro superado, por el huracán Julia llegando hasta los 200 metros información propia. Con base en lo anterior se definió un ancho de sección mínimo de 251.20 metros, que abarca los barrios afectados; el ancho de la sección es variable según la topografía del sitio, tratando de dejar representado como límite los puntos más altos de la zona.

3.4.1.2. Coeficiente de Rugosidad de Manning “n”

El valor de los coeficientes de rugosidad “n” es variable en todo el tramo del río y en todas las secciones transversales tendrá variación. Por lo cual, se utilizó el método de Cowan que aplica la Ecuación 27, para el cual se necesitan los coeficientes n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y n_5 estimados con la Tabla 5.

El valor n_0 fue seleccionado según la clasificación de suelo por granulometría del método de la SUCS con el cual se logró categorizar el tipo de suelo encontrado en el cauce. Se llevaron a cabo la recolección de muestras significativas usando el método de sondeo manual a lo que posteriormente se procedió a dejar secar las muestras para que contengan el mínimo contenido de humedad posible y realizar el proceso de tamizado para la clasificación granulométrica del suelo, y, por lo tanto, determinar el valor de coeficiente de Manning.

3.4.1.3. Pendiente del Cauce

La pendiente del tramo de cauce en estudio se tomó de la información topográfica procesada por el software Civil 3D, este valor está dado en m/m o en porcentaje (%).

3.4.1.4. Estructuras Existentes

Una estructura existente dentro el flujo de un canal abierto como lo es el puente La Tonga, afecta significativamente el flujo del río en el cual se emplaza, de diferentes maneras, descritas en secciones anteriores, por lo cual se levantó la sección transversal de dicho puente, para lograr visualizar el comportamiento que existe con el puente existente.

3.4.1.5. Caudal Máximo

La magnitud del caudal de diseño se tomó de los resultados obtenidos en el análisis hidrológico, y en función directa del periodo de retorno según el MTI como se describe en acápites anteriores.

3.4.2. Modelamiento Hidráulico en HEC-RAS

Para la creación de un modelo hidráulico con el HEC-RAS, se puede sintetizar en cuatro pasos: Ingreso de datos geométricos, ingreso de datos de flujo y condiciones del sistema, desarrollo de cálculos hidráulicos y visualización de resultados.

❖ Ingreso de los datos geométricos

El ingreso de los datos geométricos necesarios, consisten en información de conectividad para el sistema fluvial en estudio (secciones transversales) y, si el modelo lo requiere, datos de estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, diques, etc.). En el caso del tramo en estudio, fue necesario tomar en cuenta las secciones del puente existente (puente La Tonga).

Para desarrollar los datos geométricos, se ingresó la geometría generada en el software Civil3D mediante las secciones transversales; así también debieron ser ingresados los datos de levantamiento de la estructura del puente La Tonga.

Además de la geometría, en el ingreso de los datos de superficie, se ingresaron los datos de coeficiente de rugosidad de Manning calculado anteriormente, donde se ingresa por cada uno de los márgenes del río, margen izquierdo, derecho y zona central.

❖ **Ingreso De Los Datos De Flujo Y Condiciones De Frontera**

En el ingreso de datos de flujo y condiciones de frontera, se procedió a ingresar todos los datos en estado de flujo permanente, con el caudal pico generado en el análisis hidrológico. Los datos requeridos para el análisis de flujo permanente son: Número de perfiles a ser calculados, datos de flujo y condiciones de frontera del sistema del río.

Para al análisis se definieron las condiciones de flujo que utilizo el modelo, en el tramo a estudiar, se analizó primeramente mediante condiciones de flujo mixtas, esto debido a que inicialmente no se conoce el estado del flujo (una vez realizado el modelo en flujo mixto el mismo programa indica cuál es el estado de flujo aguas abajo y aguas arriba), esta condición de flujo se adoptará para el caudal generado por el periodo de retorno establecido. Sobre las condiciones en flujo mixto, Vivas González (2004) menciona que se deben ingresar condiciones de pendiente media aguas arriba y aguas abajo.

❖ **Desarrollo De Los Cálculos Hidráulicos**

Como se mencionó anteriormente, se realizó el análisis con flujo permanente. Una vez que se estableció el tipo de análisis a ser desarrollado, se procedió a realizar la orden de Cálculo. Una vez dada la orden de cálculo, el sistema HEC-RAS reconoce todos los datos del plan seleccionado, y los escribe en un “run file”. El sistema hace correr el modelo de flujo permanente (SNET) utilizando el mismo nombre del “run file”.

❖ **Visualización De Resultados**

Una vez que el modelo ha finalizado todos los cálculos, es posible visualizar los resultados. Las opciones de visualización de resultados generales de HEC-RAS incluyen: secciones; perfiles; curvas de caudal; perspectivas X-Y-Z; tablas de detalle; entre otros (Sánchez San Román F. J., 2017). Con base en lo anterior, se procedió a ejecutar el modelamiento y visualizar los resultados tales como caudal, velocidades, perfiles de flujo y la llanura de inundación generada por el caudal máximo.

3.5. Obras de Mitigación

Para poder reducir el impacto catastrófico que generan las excesivas inundaciones a la población que habita en las laderas del río, se pueden considerar diferentes tipos de obras estructurales que ayuden a la contención del caudal generado, entre ellas se puede considerar la construcción de muros de contención ubicados estratégicamente en las zonas donde se es afectada considerablemente a la ciudadanía.

Los muros de contención a base de gaviones presentan características suficientes para poder mitigar la llanura de inundación generada, por lo cual se considerará el diseño de los mismos.

3.5.1. Diseño de Muros de Contención con Gaviones

3.5.1.1. Análisis Hidráulicos con Muros de Contención

Se realizó una modelación en HEC-RAS en donde se planteó la existencia de una estructura vertical considerando una altura óptima para vencer el tirante máximo generado por el cauce y comprobar la viabilidad de la solución, una vez obtenido los resultados del comportamiento del cauce, se logró observar la variabilidad de los márgenes izquierdo y derecho, procediendo a extraer los datos del canal que servirán para el diseño de la sección típica del muro.

3.5.1.2. Geometría de la Sección Típica

❖ Altura y ancho de la base del muro

Una vez seleccionando el tirante el canal a vencer se hace uso de la Ecuación 29 para el cálculo del borde libre, luego haciendo uso de la Ecuación 28 se logra obtener la altura propuesta para el muro de gaviones, procurando que esta supera los diferentes tirantes generados en todas las secciones transversales del cauce.

El ancho del muro se calculó mediante condición de altura, teniendo que ser la base del muro mayor al 50% de la altura total del muro.

❖ Longitud y espesor del colchón antisocavante

Utilizando los datos de velocidad crítica y número de Froude extraídos de los resultados de la modelación del cauce con el muro de contención, se determinó mediante la Tabla 8 el espesor suficiente que debía tener el colchón antisocavante.

Se calculó el valor de la socavación generada por el río en condiciones naturales, por lo que se hizo uso del método de: Lischtván – Levediev según lo descrito en el Manual Técnico de Obras de Contención (Almeida & Pérsio, 2008) utilizando las ecuaciones 30, 31, 32 y 33 organizados en una tabla de datos de Excel.

Una vez obtenida la longitud probable de socavación se calculó la condición de longitud que debe cumplir el colchón antisocavante.

3.5.1.3. Cálculo de Estabilidad del Colchón Antisocavante

El colchón antisocavante debe de vencer las tensiones de arrastre del fondo del canal para lograr mantener una estabilidad y evitar la socavación temprana del suelo, por lo cual tiene que pasar por dos factores de seguridad.

Se calculó la tensión tangencial relativa al fondo del canal por medio de la Ecuación 34 la cual debe ser menor a la tensión crítica provocada en el fondo del canal, la cual se obtuvo por medio de la Ecuación 35.

Se calculó la tensión tangencial relativa a los márgenes del canal usando la Ecuación 36 y la tensión tangente crítica de los márgenes del canal por medio de la Ecuación 37 en donde de igual manera la tensión relativa debe de ser menor a la tensión crítica.

3.5.1.4. Cálculo de Estabilidad del Muro de Protección

Para lograr cumplir con los factores de estabilidad primero se debió de calcular diferentes tipos de fuerzas actuantes estáticamente sobre el muro y con ellas medir la estabilidad de la estructura.

Se debió de calcular las fuerzas generadas por: Presión hidrostática del agua, empuje activo del suelo, peso del agua sobre los gaviones, y peso de los gaviones los cuales se realizaron a través de métodos estáticos y representadas por un diagrama de cuerpo libre.

❖ **Estabilidad al volteo**

Para medir la estabilidad al volteo se deben tomar en cuenta las fuerzas estabilizantes en dirección del eje “y” como son el peso propio de la estructura (peso de los gaviones) y el peso del agua, y las fuerzas volcantes en dirección del eje “x” las cuales estarían determinadas por el empuje hidrostático, el empuje activo del suelo y las fuerzas sísmicas. Las acciones de estas fuerzas generan un momento estático con respecto a un punto de apoyo del muro que es donde se crea el volteo. Ante esto, la estabilidad al volteo se evaluó por medio de la Ecuación 38.

❖ **Estabilidad al deslizamiento**

Esta toma en cuenta la dirección de las fuerzas generadas en el eje “x” (presión hidrostática y empuje activo del suelo) y el eje “y” (peso del agua y peso de los gaviones) de la estructura, las cuales ya calculadas anteriormente se procedió a evaluar la estabilidad por medio de la Ecuación 39.

❖ **Estabilidad al asentamiento**

Para este parámetro se tiene en cuenta que la resistencia del suelo tiene que ser mayor a la presión generada por el peso del muro, el cual puede asentarse de manera uniforme o girando sobre la excentricidad del centroide de la base del muro, por lo cual

ya teniendo calculadas los momentos de las fuerzas estabilizantes y volcantes se procede a usar la Ecuación 40 para calcular la excentricidad de la base del muro.

El valor de la excentricidad debe de filtrarse por medio de una condición geométrica, si la excentricidad es menor, el esfuerzo máximo y mínimo del suelo debe de calcularse con la Ecuación 41 y Ecuación 42.

Dado que la excentricidad es mayor a lo establecido en la condición geométrica, se procedió a usar la Ecuación 43 y Ecuación 44 para el cálculo del esfuerzo máximo de la estructura.

Para cumplir con la estabilidad al asentamiento se tomó en cuenta que la capacidad portante del suelo debe de ser mayor al esfuerzo máximo generado por la estructura.

IV. Resultados

4.1. Caracterización de la Cuenca Hidrográfica

4.1.1. Características Físicas

Con la información DEM de la cuenca del río Mayales que tiene como punto de cierre el puente la Tonga, el cual fue trabajado en el software ArcGIS, transformando este a un formato RASTER (es un archivo que consta de una matriz de celdas organizadas en filas y columnas en la que cada celda contiene un valor que representa información).

4.1.1.1. Parámetros de Forma

❖ Área de drenaje

La subcuenca del Río Mayales hasta su punto de cierre en el puente La Tonga de la ciudad de Juigalpa, con UTM; X= 678701.1 Y= 1337441.6, posee un área de 398.127 Km^2 con un perímetro de 140.855 Km , posee un cauce principal de 41.318 km de longitud, estos datos fueron obtenidos mediante el software ArcGIS, a partir de información del modelo SIG generado en el programa. Por su orden de tamaño es clasificada como una cuenca intermedia pequeña, ya que la superficie está en el rango entre los 250 a 500 Km^2 .

La cuenca fue subdividida en el software ArcGIS en 37 microcuencas, con áreas mostradas en la Tabla 14 y las cuales se pueden apreciar en el mapa de sub cuencas Anexo 3.

Tabla 14

Áreas de la Cuenca Río Mayales en km²

Cuenca	Área(km ²)	Cuenca	Área (km ²)	Cuenca	Área (km ²)
W500	9.864916	W640	5.817533	W830	10.127746
W510	10.177897	W650	6.944076	W840	11.298868
W530	6.266107	W660	10.372	W850	10.382216
W540	7.097316	W700	12.970572	W860	7.346214
W550	9.705176	W720	10.133318	W870	12.768111
W560	35.481937	W730	7.670339	W880	12.392906
W570	8.920403	W740	8.577704	W890	10.240121
W580	7.453946	W750	15.423335	W910	12.146794
W590	11.856103	W760	8.295371	W950	9.918782
W600	6.854919	W770	30.019176	W980	9.714463
W610	6.263321	W780	16.985451	W1000	7.9536
W620	7.577467	W790	5.220363		
W630	6.826128	W810	11.062043		

Nota: Elaboración propia, datos obtenidos de procesamiento en ARCGIS.

❖ **Compacidad o Índice de Gravellius**

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} = 0.282 \frac{140.855 \text{ Km}}{\sqrt{398.127 \text{ Km}^2}} = 1.765$$

Según la Tabla 1 la cuenca se encuentra en el rango mayor a 1.75, las cuencas en este rango se consideran de forma de rectangular, lo cual indica que tiene una baja tendencia a crecida, por lo que es un valor alejado de la unidad.

❖ **Rectángulo equivalente**

Longitud mayor del rectángulo equivalente (L):

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4} = \frac{140.855 \text{ km} + \sqrt{(140.855 \text{ km})^2 - 16(398.127 \text{ km}^2)}}{4} = 64.229 \text{ km}$$

Lado menor del rectángulo (l):

$$l = \frac{A}{L} = \frac{A}{L} = \frac{398.127 \text{ km}^2}{140.85 \text{ km}} = 6.199 \text{ km}$$

Tabla 15

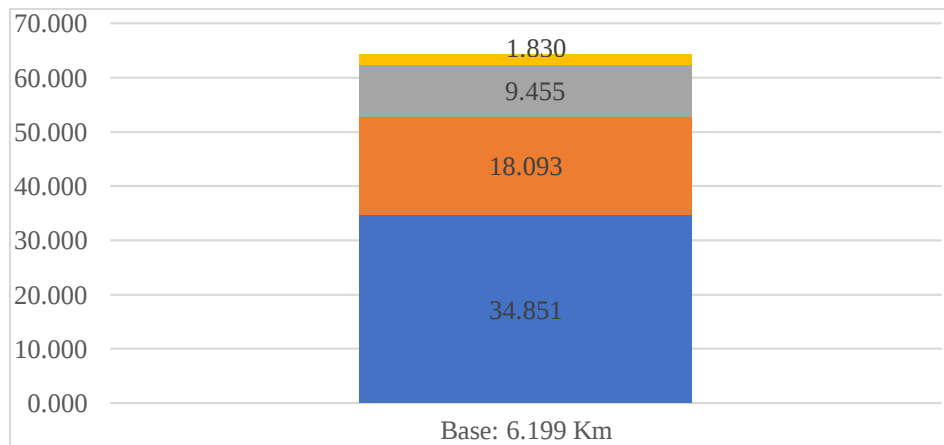
Cálculo de las Alturas por Segmento de Área entre Curvas de la Cuenca

Curvas de nivel principales	Área entre curvas (A_i)	Lado mayor del rectángulo (L)	Lado menor del rectángulo (l)	Altura del rectángulo $H = (A_i/AT) L$
61-300	216.027	64.229	6.199	34.851
300-500	112.148	64.229	6.199	18.093
500-700	58.610	64.229	6.199	9.455
700-1000	11.342	64.229	6.199	1.830
Total	398.127			64.229

Nota: Elaboración propia.

Figura 12

Rectángulo Equivalente de la Cuenca Río Mayales



Nota: Elaboración propia.

El rectángulo equivalente anteriormente planteado presenta un área y perímetro similar a la cuenca original, siendo esta proyectada de manera alargada.

❖ Factor de forma

El factor de forma de la cuenca en estudio, que posee el río principal de longitud 41.318km , es:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{398.127\text{km}^2}{(41.318\text{km})^2} = \mathbf{0.233}$$

Esta cuenca, por su factor de forma en un rango de 0.22 y 0.3, es de forma alargada, por lo cual es poco propensa a crecidas repentinas.

❖ Orden de las corrientes

La cuenca cuenta con un orden de corrientes de 4, este valor fue obtenido mediante el software ArcGIS, el orden refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca, la descripción de los ríos se presenta en la Tabla 16 y el Anexo 4.

Tabla 16

Orden de los Ríos de la Cuenca Río Mayales

Nº de orden del rio	Cantidad	Longitud Total
1	25	73.414 km
2	15	58.222 km
3	8	17.372 km
4	1	3.134 km
Total	49	

Nota: Elaboración propia.

$$Fr = \frac{n^{\circ} \text{ de Rios}}{\text{Area Total}} = \frac{49}{398.127} = 0.123 \frac{\text{rios}}{\text{km}^2}$$

4.1.1.2. Parámetros de Relieve

❖ Pendiente de la cuenca

Con ArcGIS 10.8 se calcularon las pendientes de la cuenca, mediante las herramientas que dispone el programa, obteniendo una pendiente mínima del 0.01% en las cordilleras de Amerrisque, teniendo una **pendiente media de 20.69%** y la cual podemos observar su distribución en el mapa de pendientes presente en el Anexo 5.

❖ Curva hipsométrica

Para la formación de la curva hipsométrica fue necesario las áreas entre curvas, estas fueron obtenidas del modelo generado en ArcGIS, obteniendo los siguientes resultados de área entre curvas:

Tabla 17

Cálculo de la Curva Hipsométrica de la Cuenca Río Mayales

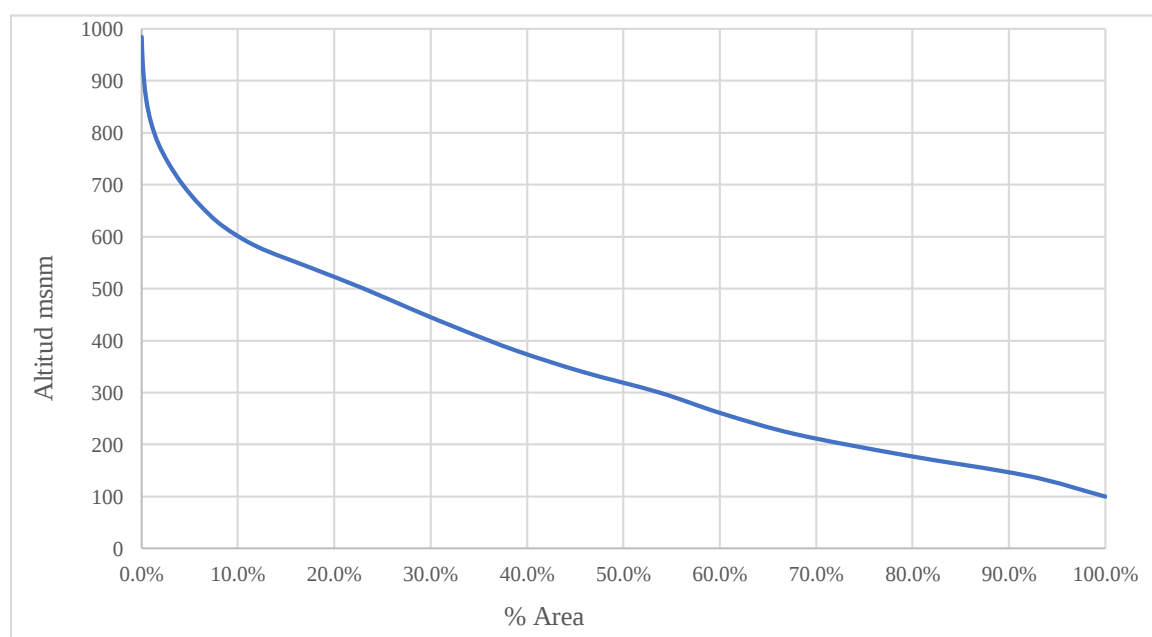
Rango de Elevación (msnm)	Hmax (m)	Área (km)	%Área	%AA
940-984	984	0.1207	0.03	0.03
900-940	940	0.3631	0.091	0.122
860-900	900	0.6167	0.155	0.276
820-860	860	1.0262	0.258	0.534
780-820	820	1.8287	0.459	0.994
740-780	780	2.9227	0.734	1.728
700-740	740	4.4635	1.121	2.849
660-700	700	5.6912	1.43	4.278
620-660	660	7.2645	1.825	6.103
580-620	620	9.3773	2.355	8.458
540-580	580	14.4222	3.623	12.081
500-540	540	21.8548	5.489	17.57
460-500	500	21.8353	5.484	23.055
420-460	460	20.0345	5.032	28.087

380-420	420	20.822	5.23	33.317
340-380	380	22.529	5.659	38.976
300-340	340	26.9275	6.764	45.739
260-300	300	31.9333	8.021	53.76
220-260	260	25.5474	6.417	60.177
180-220	220	30.6228	7.692	67.869
140-180	180	44.668	11.22	79.088
100-140	140	51.0427	12.821	91.909
066-100	100	32.2128	8.091	100
Total:		398.127	100.00%	

Nota: Elaboración propia.

Figura 13

Curva Hipsométrica Cuenca Río Mayales

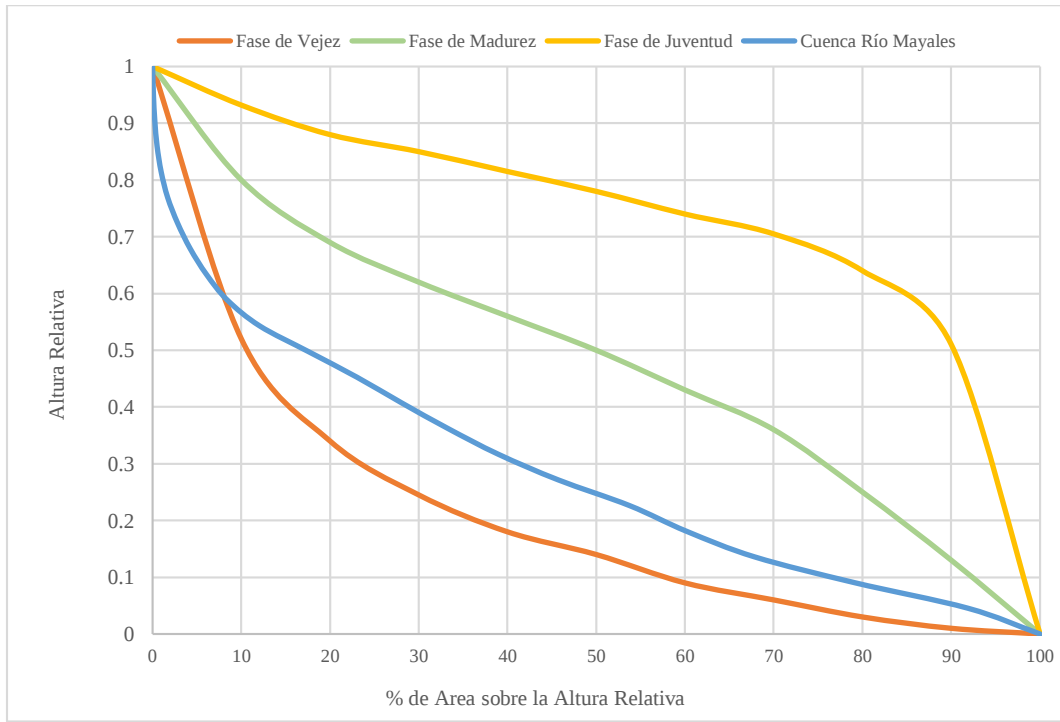


Nota: Elaboración propia.

En escala unitaria, la forma presentada por el gráfico declara la posible edad de los ríos o afluentes marcados en la zona, los cuales apuntan a ser todos de longevidad avanzada, en simples palabras ser ríos viejos.

Figura 14

Curva Hipsométrica Escala Unitaria



Nota: Elaboración propia, la figura presenta la comparación de las escalas unitarias de ríos de diferentes edades, la cuenca Mayales se asemeja a la curva hipsométrica de ríos en fase de vejez.

❖ **Elevación media**

Con las áreas entre curvas obtenidas en ArcGIS, podemos encontrar el valor de la pendiente media, aplicando la Ecuación 6. Estas elevaciones pueden observarse en el Anexo 6.

Tabla 18

Cálculo de la Elevación Media de la Cuenca Río Mayales

Rango de Elevación (msnm)	Hmax (m)	Hmin(m)	Hpromedio (m)	Área (km²)	A. Hprom. (km².m)
940-984	984	940	962	0.121	116.146
900-940	940	900	920	0.363	334.081
860-900	900	860	880	0.617	542.673
820-860	860	820	840	1.026	862.042
780-820	820	780	800	1.829	1,462.928
740-780	780	740	760	2.923	2,221.250
700-740	740	700	720	4.463	3,213.685
660-700	700	660	680	5.691	3,870.034
620-660	660	620	640	7.264	4,649.271
580-620	620	580	600	9.377	5,626.401
540-580	580	540	560	14.422	8,076.415
500-540	540	500	520	21.855	11,364.473
460-500	500	460	480	21.835	10,480.921
420-460	460	420	440	20.034	8,815.160
380-420	420	380	400	20.822	8,328.805
340-380	380	340	360	22.529	8,110.443
300-340	340	300	320	26.927	8,616.784
260-300	300	260	280	31.933	8,941.318
220-260	260	220	240	25.547	6,131.368
180-220	220	180	200	30.623	6,124.570
140-180	180	140	160	44.668	7,146.873
100-140	140	100	120	51.043	6,125.127
066-100	100	66	83	32.213	2,673.664
Total				398.127	123,834.433

Nota: Elaboración propia.

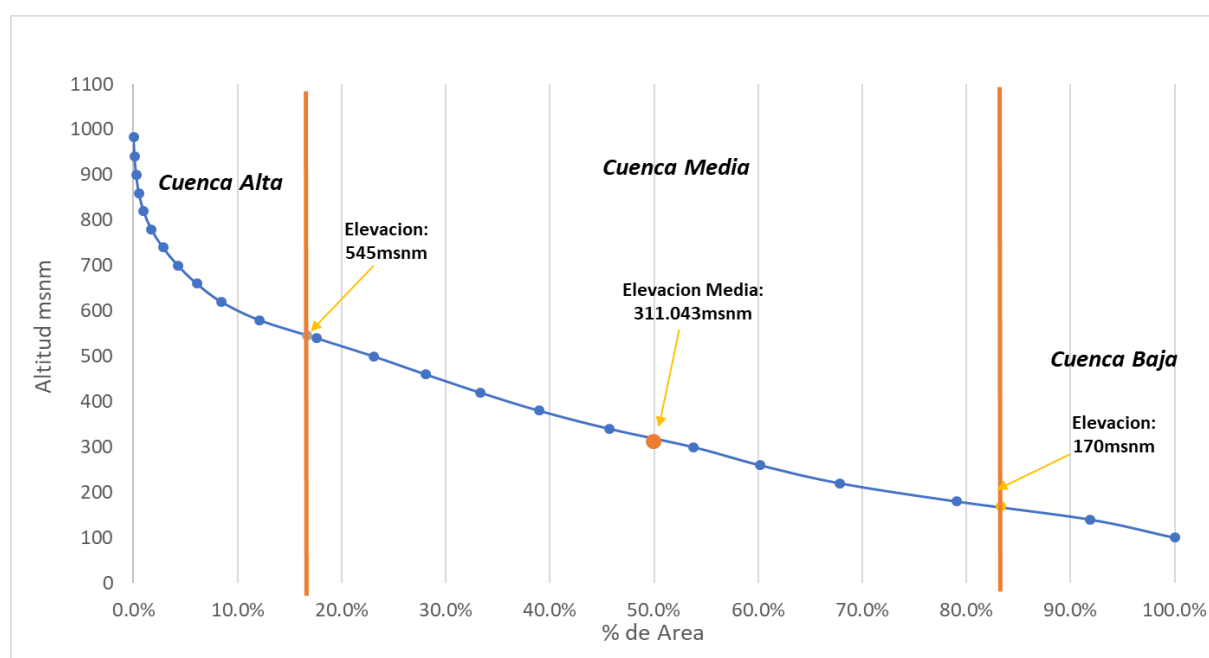
$$S_{mc} = \frac{\sum_{i=0}^n A_i H_i}{A} = \frac{123,834.433 \text{ km}}{398.127} = \mathbf{311.043 \text{ m.}}$$

❖ Clasificación de la cuenca según su ubicación

Aplicando el método descrito por Lanza Mejía (2018), se obtuvo la cuenca alta, media y baja, representada en la curva hipsométrica de la cuenca, donde las zonas se clasifican a partir de la elevación media de la cuenca.

Figura 15

Clasificación de la Cuenca Mayales (Cuenca Alta, Media y Baja)



Nota: Elaboración propia, aplicando el metodo descrito por Lanzas Mejía (2018).

Además de establecer las zonas, en el Anexo 11, se presenta el mapa clasificación de la cuenca en sus tres zonas (alta media y baja), este se elaboró mediante la utilizando la capa del archivo RASTER se procedió a usar la herramienta “Reclass” (Reclassify) para especificar las alturas que describen las condiciones plasmadas para clasificar las partes de la cuenca.

❖ Longitud y pendiente del río principal

El río principal de la cuenca Río Mayales posee una longitud **de 41.318km**, tiene una altura máxima de 466 msnm y la elevación mínima de 66 msnm. Para obtener la pendiente más aproximada posible se hará uso del método de pendientes constantes según Taylor Schwarz.

Para la obtención de los resultados de pendientes por cada tramo, se extrajeron las elevaciones y distancias del río principal incluyendo también las pendientes de los tramos de río seccionados y así proceder con el cálculo solicitado usando la Ecuación 7.

Tabla 19

Cálculo de Pendientes Equivalentes.

Alturas máximas y mínimas entre secciones de río		Nombre asignado al río	Distancia horizontal (m)	Pendiente por segmento (Si)	Pendiente en %	(Si) ^{0.5}	Li/(Si) ^{0.5}
466	405	R230	3645.95423	0.016729	1.67	0.129340636	28,192.720
405	370	R130	2377.16304	0.014722	1.47	0.121334249	19,593.978
370	269	R80	2852.77808	0.035382	3.54	0.188101037	15,175.691
269	186	R140	4350.48069	0.019075	1.91	0.138112273	31,505.325
186	171	R150	1116.11938	0.013438	1.34	0.115922388	9,629.030
171	125	R240	5449.44619	0.008441	0.84	0.091874915	59,315.868
125	98	R300	6362.93585	0.004243	0.42	0.065138314	97,684.338
98	90	R330	3707.85437	0.002158	0.22	0.046454279	79,817.470
90	78	R360	3009.08004	0.003988	0.4	0.063150614	47,649.639
78	74	R400	2968.1687	0.001348	0.13	0.03671512	80,843.300
74	73.9	R410	662.158175	0.000151	0.02	0.012289073	53,881.866
73.9	68	R450	1608.14074	0.003669	0.37	0.060570689	26,549.996
68	66	R490	3207.37651	0.000624	0.06	0.024971233	128,442.883
Total			41317.656				678,282.10

Nota: Elaboración propia

$$S = \left(\frac{L}{\sum_1^m \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right)^2 = \frac{41317.656}{678282.1} = 0.00371065 = 0.37\%$$

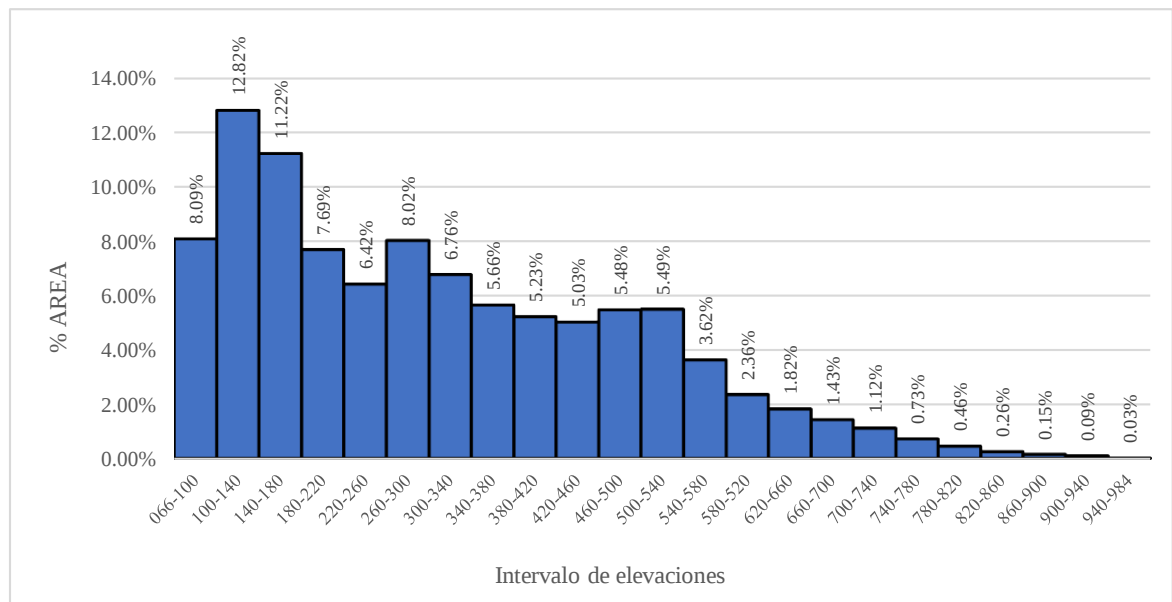
El cauce principal a lo largo de toda la subcuenca presenta una pendiente media del 0.37% siendo esta una pendiente suave y se puede observar mediante su perfil longitudinal en el Anexo 2; aunque se encuentra atravesando un relieve con incrementos bruscos de pendiente en ciertas zonas, en especial en las ubicadas en las cercanías de la cordillera Amerrisque, lo cual se puede notar en el mapa de pendientes (ver Anexo 5) y mapa de elevaciones anexo (ver Anexo 6).

❖ Histograma de frecuencias altimétricas

Con los mismos datos utilizados para la formación de la curva hipsométrica, se elabora el histograma de elevación, con el % de área correspondiente a los diferentes intervalos de altura.

Figura 16

Histograma de Elevaciones



Nota: Elaboración propia.

❖ **Tipo y uso de suelos**

La obtención de los diferentes mapas estuvo a disposición del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), y de sitios de información web internacional certificados por la FAO, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, los cuales otorgan de manera gratuita, numerosos mapas descriptivos del uso y tipo de suelos de todo el mundo, los cuales se tomaron para el aprovechamiento de esta investigación y pueden verse en el Anexo 8 y Anexo 9 respectivamente.

4.1.2. Características Hidrológicas

Durante el uso de las herramientas de ArcGIS, también se pueden aprovechar las que son útiles para determinar ciertas características hidrológicas que se necesitan saber para el continuo proceso de estudio de la cuenca.

❖ **Caudal base**

La determinación de un caudal base es necesario para el ingreso primario de datos al momento de realizarse el análisis hidrológico, este se debe determinar con datos recolectados de campo, en donde se tiene que buscar un tramo recto del río anterior a la zona de estudio, en él se tomaron las diferentes profundidades a distancias iguales del ancho del río de dos secciones transversales, en época seca. Los datos de secciones para el cálculo de sus áreas son los siguientes:

Tabla 20

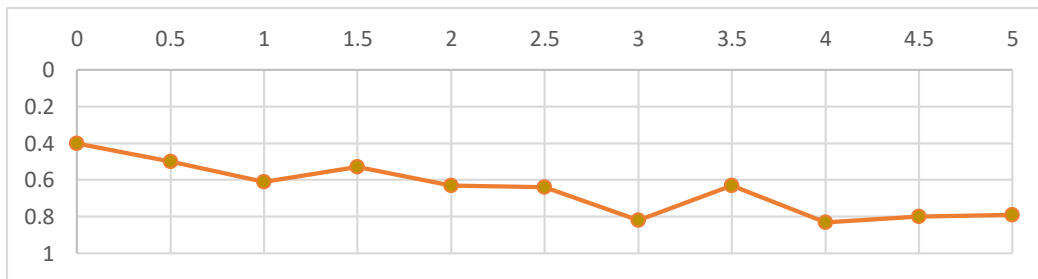
Cálculo de Área de la Primer Sección

Punto	Profundidad	Separación entre puntos	Profundidad media	Área entre puntos	Distancia entre puntos
0	0.4				
0.5	0.5	0.5	0.45	0.225	0.5099
1	0.61	0.5	0.555	0.2775	0.512
1.5	0.53	0.5	0.57	0.285	0.5064
2	0.63	0.5	0.58	0.29	0.5099
2.5	0.64	0.5	0.635	0.3175	0.5001
3	0.82	0.5	0.73	0.365	0.5314
3.5	0.63	0.5	0.725	0.3625	0.5349
4	0.83	0.5	0.73	0.365	0.5385
4.5	0.8	0.5	0.815	0.4075	0.5009
5	0.79	0.5	0.795	0.3975	0.5001
Área Total de la sección (m ²)				3.2925	5.144
Perímetro mojado (m)					6.334

Nota: Elaboración propia.

Figura 17

Gráfico de la Primer Sección



Nota: Elaboración propia.

Tabla 21

Cálculo de Área de la Segunda Sección

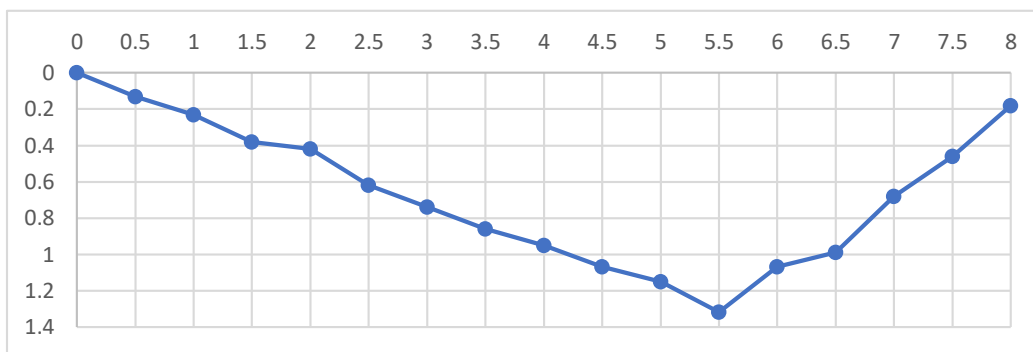
Punto	Profundidad	Separación entre puntos	Profundidad media	Área entre puntos	Distancia entre puntos
0	0				
0.5	0.13	0.5	0.065	0.0325	0.5166
1	0.23	0.5	0.18	0.09	0.5099
1.5	0.38	0.5	0.305	0.1525	0.522
2	0.42	0.5	0.4	0.2	0.5016
2.5	0.62	0.5	0.52	0.26	0.5385
3	0.74	0.5	0.68	0.34	0.5142

3.5	0.86	0.5	0.8	0.4	0.5142
4	0.95	0.5	0.905	0.4525	0.508
4.5	1.07	0.5	1.01	0.505	0.5142
5	1.15	0.5	1.11	0.555	0.5064
5.5	1.32	0.5	1.235	0.6175	0.5281
6	1.07	0.5	1.195	0.5975	0.559
6.5	0.99	0.5	1.03	0.515	0.5064
7	0.68	0.5	0.835	0.4175	0.5883
7.5	0.46	0.5	0.57	0.285	0.5463
8	0.18	0.5	0.32	0.16	0.5731
Área Total de la sección (m ²)				3.2925	5.144
Perímetro mojado (m)					6.334

Nota: Elaboración propia.

Figura 18

Gráfico de la Segunda Sección



Nota: Elaboración propia.

Tabla 22

Datos Característicos de las Secciones

Δy	0.67 m	B	2	$A1 > A2$
L	12m		4	$A1 < A2$
n	0.035			
A1	3.2925 m ²	A2		5.58 m ²
P1	6.3340 m	P2		8.6268 m
Rh1	0.52 m	Rh2		0.65 m
Kd1	60.82	Kd2		119.24

Nota: Elaboración propia

Utilizando la Ecuación 9 para la determinar los datos de la tabla anterior y utilizando la Ecuación 10 para el cálculo general del caudal, se obtienen los siguientes resultados:

$$k_{d1} = \frac{1}{0.035} (3.2925)(0.52)^{2/3} = 60.82$$

$$k_{d2} = \frac{1}{0.035} (5.58)(0.65)^{2/3} = 119.24$$

$$k_d = \sqrt{(60.82)(119.24)} = 85.57$$

$$Q = \frac{\sqrt{\frac{\Delta y}{L}}}{\sqrt{\frac{1}{k_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} = \frac{\sqrt{\frac{0.67}{12}}}{\sqrt{\frac{1}{85.57^2} - \frac{1}{(4)(9.81)(12)} \left(\frac{1}{3.2925^2} - \frac{1}{5.58^2} \right)}}$$

$$Q = 73.98 m^3/s$$

❖ Curva número

Para la obtención directa de la curva número, primero se debieron seleccionar los valores probables de curva número según la combinación del tipo y uso suelo revisado en sus respectivos mapas, y estos ingresarlo en datos de tabla en ArcGIS, y por medio de la extensión HEC-GEO-HMS lograr obtener el cálculo general.

Los datos de curva número probable, se determinaron según el libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow para los diferentes grupos hidrológicos.

Tablas 23

Curvas Número según Grupo Hidrológico para la Cuenca Mayales

Descripción	A	B	C	D
Agua	100	100	100	100
Medio Residencial	51	68	79	84
Bosques	25	55	70	77
Pastizales	39	61	74	80
Agricultura	62	71	78	81

Nota: Elaboración propia.

Debido al tipo de suelo encontrado, en la subcuenca Mayales, los cuales corresponden a “cambisol districo”, “cambisol vertico” y “nitosol districo”, estos se encuentran como suelos que clasifican a un grupo hidrológico “C”, por lo cual se obtuvo los siguientes resultados de ArcGIS.

Tabla 24

Curva Número Determinado segun Características de Suelo

Tipo de suelo	Uso de suelo	GH	CN
Cambisol_Districo	Bosque latifoliado abierto	C	70
Nitosol_Districo	Bosque latifoliado abierto	C	70
Cambisol_Districo	Bosque latifoliado cerrado	C	70
Nitosol_Districo	Bosque latifoliado cerrado	C	70
Cambisol_Districo	Café con sombra	C	78
Nitosol_Districo	Café con sombra	C	78
Cambisol_Districo	Centros poblados	C	79
Cambisol_Vertico	Centros poblados	C	79
Cambisol_Districo	Cultivos anuales	C	78
Cambisol_Vertico	Cultivos anuales	C	78
Cambisol_Districo	Maleza y pasto con arboles	C	74
Nitosol_Districo	Maleza y pasto con arboles	C	74
Cambisol_Vertico	Maleza y pasto con arboles	C	74
Cambisol_Districo	Pasto	C	74
Nitosol_Districo	Pasto	C	74
Cambisol_Vertico	Pasto	C	74
Cambisol_Districo	Suelo sin vegetación	C	70
Cambisol_Districo	Tacotal	C	74
Nitosol_Districo	Tacotal	C	74
Cambisol_Vertico	Tacotal	C	74

Cambisol_Districo	Vegetación arbustiva	C	74
Cambisol_Vertico	Vegetación arbustiva	C	74

Nota: Elaboración propia.

A lo largo de todo el mapa predomina un número de curva igual a 74, a excepción de ciertas zonas, debido a esto se necesitó calcular la curva número por cada subcuenca obtenida anteriormente, esto debido a la necesidad para ingresarse en el estudio hidrológico; el mapa de curva número se puede observar en el Anexo 10 y a continuación los resultados de curva número en cada subcuenca.

Tabla 25

Datos de Curva Número por cada Subcuenca

Cuenca	Área (Km²)	CN	Cuenca	Área (Km²)	CN
W500	9.8250	73.91	W740	8.5777	74.00
W510	10.1673	74.00	W750	15.3897	73.56
W530	6.2570	73.97	W760	8.2781	74.00
W540	7.0973	74.00	W770	30.0192	73.99
W550	9.6911	74.00	W780	16.9855	74.05
W560	35.4582	73.75	W790	5.1967	74.00
W570	8.8973	74.02	W810	11.0620	73.97
W580	7.4539	74.00	W830	10.1277	74.00
W590	11.8184	74.00	W840	11.2929	73.71
W600	6.8519	73.88	W850	10.3507	74.00
W610	6.2633	73.87	W860	7.3462	74.00
W620	7.5775	73.71	W870	12.7681	73.98
W630	6.8261	73.97	W880	12.3635	73.77
W640	5.7945	74.00	W890	10.2002	74.00
W650	6.9441	73.79	W910	12.1328	73.91
W660	10.3716	74.04	W950	9.8818	75.02
W700	12.9706	73.98	W980	9.6789	73.98
W720	10.1333	74.00	W1000	7.9410	74.00
W730	7.6703	74.00			

Nota: Elaboración propia.

❖ Tiempo de Concentración

Tomando en cuenta las dimensiones del río de mayor longitud en toda la subcuenca Mayales, y la pendiente media de este mismo, ambos datos ya calculados con anterioridad, se utilizaría la fórmula del proyecto Hidrometeorológico Centroamericano para medir el tiempo de concentración que tendría el caudal, siendo esto:

$$T_c = 0.0041 \left[\frac{3.28L_c}{\sqrt{Sc}} \right]^{0.77} = 0.0041 \left[\frac{3.28(41,318)}{\sqrt{0.0037}} \right]^{0.77} = 316.37 \text{ minutos} = 5.27 \text{ horas.}$$

Este resultado expone que desde que comienza a caer la primera gota de agua desde el punto más alejado del río, hasta llegar al punto de cierre destinado, esta tardará un promedio de 5.27 horas en llegar, cabe destacar que esta fórmula omite los datos de ríos adyacentes que lleguen a encontrarse con el principal en todo el recorrido.

4.2. Análisis Hidrológico

4.2.1. Curvas de Intensidad Duración y Frecuencia

Una vez se obtuvieron los datos de precipitación máxima de la estación meteorológica de Juigalpa suministrados por INETER los cuales contemplan valores desde el año 2002 al 2022, los datos están presentes en el Anexo 1; se procedió a la creación de las curvas IDF mediante distribución de probabilidades utilizando el método de distribución de Gumbel, y resultados evaluados mediante la prueba de bondad de ajuste Kolmogórov-Smirnov.

4.2.1.1. Distribución de Probabilidad de Gumbel Tipo I

El cálculo de la curva IDF fue realizado a través de la aplicación de las ecuaciones descritas en el marco teórico, utilizando los datos de las intensidades máximas

anuales de precipitación en los últimos 21 años. A continuación, se presenta el resumen de los pasos:

- 1) Se ordenan en forma ascendente las intensidades máximas anuales de precipitación.

Tabla 26

Intensidades Máximas Anuales

Intensidades	m	5	10	15	30	60	120	360
	1	108	83.4	62.8	45	12	10.4	1.8
	2	116.4	84	68	48	35.5	21.95	3
	3	116.4	98.8	78	48.8	37.1	17.3	3.3
	4	116.4	103.2	80	56.8	38	21.9	3.8
	5	117.6	104.4	85.2	62.6	40.2	26.8	4.5
	6	118.8	106.2	90.8	64	42	15.5	7.03
	7	135.6	109.2	92.4	67.6	43.2	24.5	8.53
	8	138	111	96.4	73.2	44.6	12.5	8.7
	9	142.2	114	99.6	75.6	45.4	25.8	9.2
	10	144	115.2	101.6	77.2	45.8	39.7	9.2
	11	152.4	116.4	108.8	77.2	48.3	18.7	11.3
	12	153.6	129	110	77.6	49.9	29	12.3
	13	162	129.6	112	77.6	50.9	41.15	13.18
	14	171.6	131.4	113.2	80	53.8	37.1	13.3
	15	189.6	134.4	114	83.8	54.2	30.7	19.3
	16	192	138	115.2	85.6	57.2	29.7	0
	17	205.2	139.2	122	88	57.8	32.1	0
	18	225.6	157.8	136.8	92.8	60	9.9	0
	19	226.8	172.2	144.8	97	60.6	20.7	0
	20	230.4	172.8	150.4	109.6	60.7	44.7	0
	21	250.8	205.8	153.2	110.6	63.2	19.3	0

Nota: Elaboración propia.

2) Cálculo de la desviación estándar y los parámetros alfa y beta.

Tabla 27

Determinación de Alfa y Betta

m	5	10	15	30	60	120	360
x 21	3413.4	2656	2235.2	1598.6	1000.4	529.4	128.44
$\sum xi$	162.54	126.48	106.44	76.12	47.64	25.21	6.12
$\sum xi^2$	11,651,299.56	7,054,336.00	4,996,119.04	2,555,521.96	1,000,800.16	280,264.36	16,496.83
Sx	44.4777	30.5747	25.4332	18.2012	11.7714	9.9804	5.6634
α	0.029	0.042	0.05	0.07	0.109	0.129	0.226
β	142.5	112.7	94.98	67.92	42.34	20.71	3.57

Nota: Elaboración propia.

3) Prueba de bondad de ajuste Kolmogórov-Smirnov mediante el Software

Hydrognomon

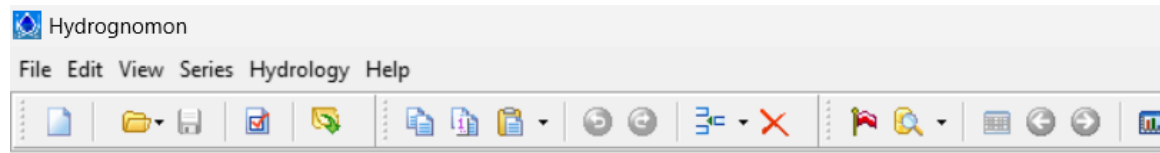
La función de test que contiene el software fue la utilizada para la aplicación del método de K-S, donde se tomó como parámetro el nivel de significación de 5% para la aceptación de los datos de cada uno de los tiempos (5, 10, 15, 30,60, 120 y 360 minutos).

En la figura siguiente se muestran los valores de intensidad introducidos en el software Hydrognomon de acuerdo a los datos proporcionados por INETER presentados en el Anexo 1.

Figura 19

Intensidades Maximas (2000-2020) Estación Mayales Introducidos en Software

Hydrognomon



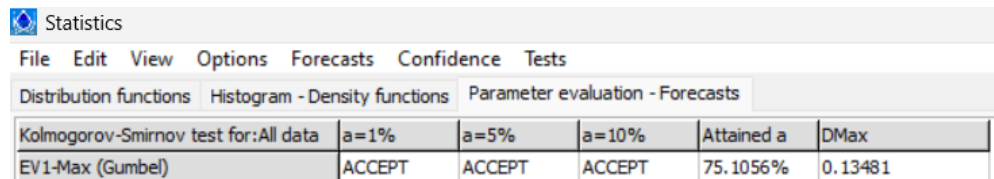
	5	10	15	30	60	120	360
2000	138.00	114.00	113.20	80.00	44.60	12.50	0.00
2001	230.40	139.20	115.20	92.80	60.70	44.70	0.00
2002	225.60	129.00	122.00	88.00	49.90	29.00	9.20
2003	162.00	138.00	114.00	85.60	63.20	19.30	3.00
2004	152.40	109.20	99.60	67.60	54.20	30.70	12.30
2005	189.60	115.20	108.80	75.60	40.20	26.80	4.50
2006	116.40	103.20	78.00	48.00	12.00	10.40	0.00
2007	135.60	131.40	112.00	83.80	57.20	29.70	11.30
2008	117.60	116.40	96.40	77.60	38.00	21.90	19.30
2009	116.40	98.80	85.20	77.20	60.00	9.90	0.00
2010	226.80	205.80	150.40	109.60	48.30	18.70	9.20
2011	153.60	129.60	101.60	77.20	45.40	25.80	3.80
2012	250.80	134.40	92.40	62.60	53.80	37.10	3.30
2013	205.20	172.20	153.20	110.60	57.80	32.10	13.30
2014	142.20	111.00	110.00	77.60	42.00	15.50	1.80
2015	118.80	83.40	62.80	45.00	37.10	17.30	0.00
2016	144.00	106.20	90.80	64.00	60.60	20.70	8.70
2017	171.60	157.80	136.80	97.00	50.90	41.20	13.20
2018	116.40	104.40	80.00	56.80	45.80	39.70	0.00
2019	108.00	84.00	68.00	48.80	35.50	22.00	8.50
2020	192.00	172.80	144.80	73.20	43.20	24.50	7.00

Nota: Elaboración propia, extraído del software hydrognomon.

Una vez registrados los datos de intensidad de precipitación en los diferentes tiempos, se procedió a generar el test de Kolmogórov-Smirnov haciendo uso de la herramienta Test, y tomando como referencia cada uno de los tiempos y la distribución de probabilidad de Gumbel Tipo I, se obtuvo como resultado que todas las series de tiempo cumplen con un nivel de significancia del 5%.

Figura 20

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para Serie de Tiempo de 5 Minutos

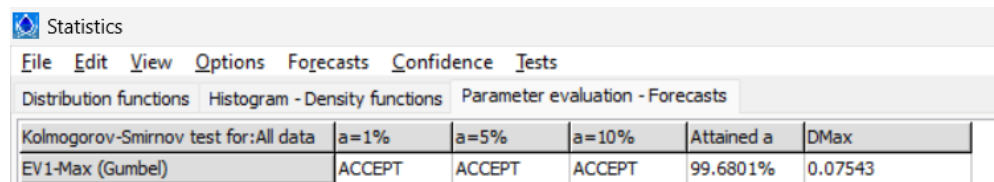


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	75.1056%	0.13481

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 21

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para Serie de Tiempo de 10 Minutos

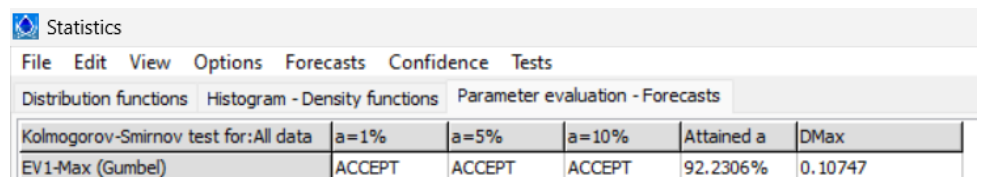


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.6801%	0.07543

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 22

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para Serie de Tiempo de 15 Minutos

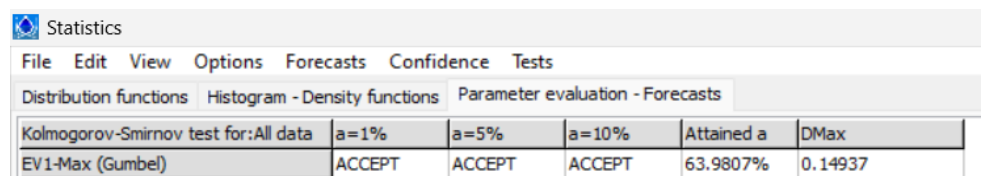


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.2306%	0.10747

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 23

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para Serie de Tiempo de 30 Minutos

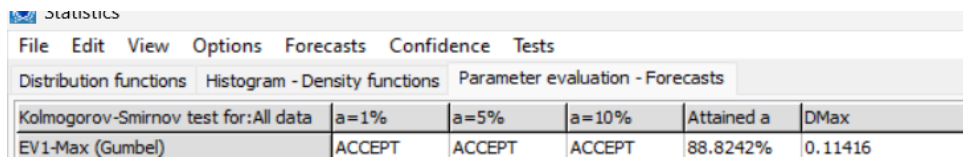


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	63.9807%	0.14937

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 24

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para serie de Tiempo de 60 Minutos

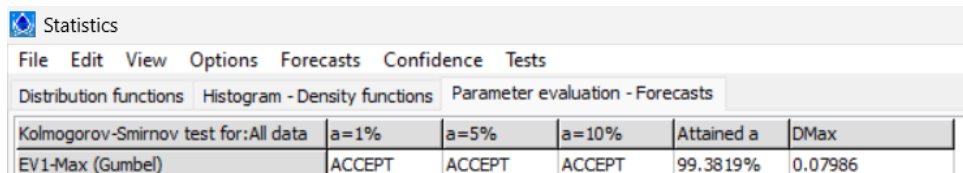


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.8242%	0.11416

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 25

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para serie de Tiempo de 120 Minutos

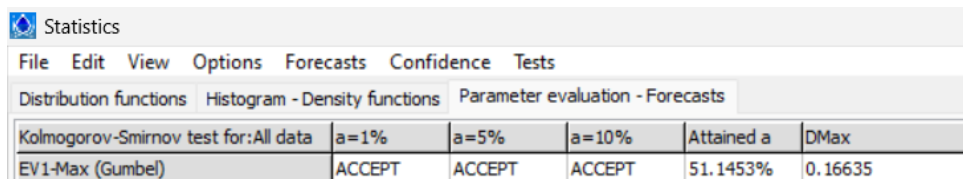


Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.3819%	0.07986

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

Figura 26

Resultados del Test Kolgomorov-Smirnof para Serie de Tiempo de 360 Minutos



Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	51.1453%	0.16635

Nota: Elaboración propia, extraído del software Hydrognomon.

4) Ecuaciones para el cálculo analítico de las intensidades.

Conocido el periodo de retorno se calcula la probabilidad teórica de ocurrencia y con esta se determinó el valor, la intensidad para cada duración con la Ecuación 16.

Tabla 28

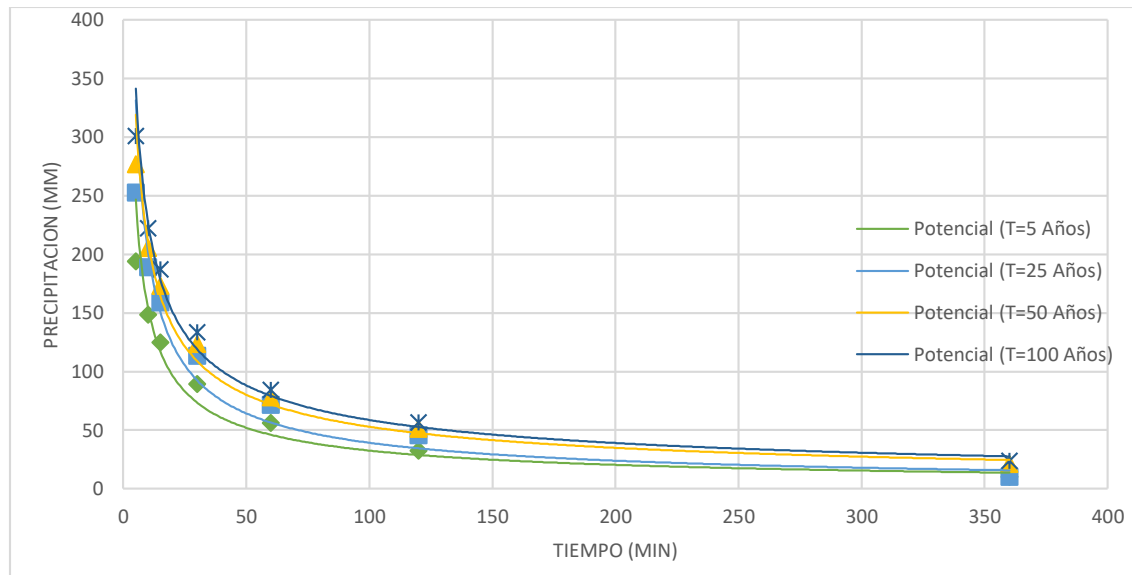
Cálculo de Intensidad Esperada

T	5	10	15	30	60	120	360
5	194.2221	148.4129	124.9788	89.3477	56.1009	32.3374	10.2069
25	252.7943	188.8556	158.9507	113.6133	71.6844	45.5048	10.2069
50	277.0496	205.6033	173.0188	123.6620	78.1376	50.9576	10.2069
100	301.1258	222.2274	186.9830	133.6364	84.5432	56.3701	10.2069

Nota: Elaboración propia.

Figura 27

Curvas IDF de Precipitación



Nota: Elaboración propia.

4.2.1.2. Ajuste Mediante Regresión potencial a la ecuación $I = d \cdot t^{-n}$

Para calcular los valores de K, m, n, se aplica la regresión lineal múltiple a la ecuación $i = dt^{-n}$, obtenida al reemplazar $d = KT^m$; obteniendo los valores para d, n y el coeficiente de correlación R, para cada periodo de retorno, como se presenta en la Tabla 29.

Tabla 29

Regresión Lineal Múltiple para Periodo de retorno de 100 años Estación Juigalpa

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	5	301.1258	1.6094	5.7075	9.1859	2.5903
2	10	222.2274	2.3026	5.4037	12.4425	5.3019
3	15	186.9830	2.7081	5.2310	14.1659	7.3335
4	30	133.6364	3.4012	4.8951	16.6493	11.5681
5	60	84.5432	4.0943	4.4373	18.1677	16.7637
6	120	56.3701	4.7875	4.0319	19.3029	22.9201
7	360	23.9246	5.8861	3.1749	18.6878	34.6462
Total	600	1008.8105	24.7892	32.8815	108.6019	101.1238
Ln(d)	6.7795	d =	879.6162	n =	-0.5880	

Nota: Elaboración propia.

Un proceso similar se realizó para los periodos de retorno T de 5, 10, 25, 50 y 100 años. Los valores d y n se resumen en la Tabla 30

Tabla 30

Resumen de Aplicación de Regresión Estación Juigalpa

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Término constante de regresión d</i>	<i>Coef. De regresión [n]</i>
5	732.92286	0.67623
10	1042.30300	0.71225
25	838.44563	0.60000
50	879.61616	0.58795
100	732.92286	0.67623
Promedio	873.32191	0.64411

Nota: Elaboración propia.

Con los valores de la Tabla 30, se realizó otra regresión lineal múltiple entre las columnas del periodo de retorno T y el término constante de regresión d, los resultados se muestran en la Tabla 31.

Tabla 31

Regresión, $d=KT^m$, T Periodo de Retorno (Estación Juigalpa)

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	5	732.92286	1.6094	6.5970	10.6175	2.5903
2	25	1042.30300	3.2189	6.9492	22.3686	10.3612
3	50	838.44563	3.9120	6.7315	26.3340	15.3039
4	100	879.61616	4.6052	6.7795	31.2207	21.2076
Total	180	3493.28766	13.3455	27.0573	90.5408	49.4630
Ln (K) =	6.5835		K =	723.0865	m =	0.0542187

Nota: Elaboración propia.

Para $d = KT^m$ se encuentran los valores: $K= 723.0865$, $m= 0.054187$ y $n= 0.64411$ Por consiguiente, el modelo matemático que describe el comportamiento de las precipitaciones para la zona de influencia de la Estación Juigalpa se representa por la Ecuación 18.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} = \frac{723.0865 T^{0.054187}}{t^{0.64411}}$$

En la Tabla 32, se presentan los valores de la intensidad I en mm/min para diferentes tiempos de duración t en minutos y correspondientes al periodo de retorno de 100 años que es requerido para el análisis hidráulico, como resultado de aplicar el modelo descrito por la ecuación de intensidad. En la Figura 28, se presenta la curva IDF para el periodo de retorno requerido de 100 años, generada partir de este modelo, que se comportan como una función decreciente en la intensidad a medida que aumenta el tiempo de duración del evento de lluvia.

Tabla 32

Valores de Intensidad de Precipitación Periodo de Retorno de 100 años Estación

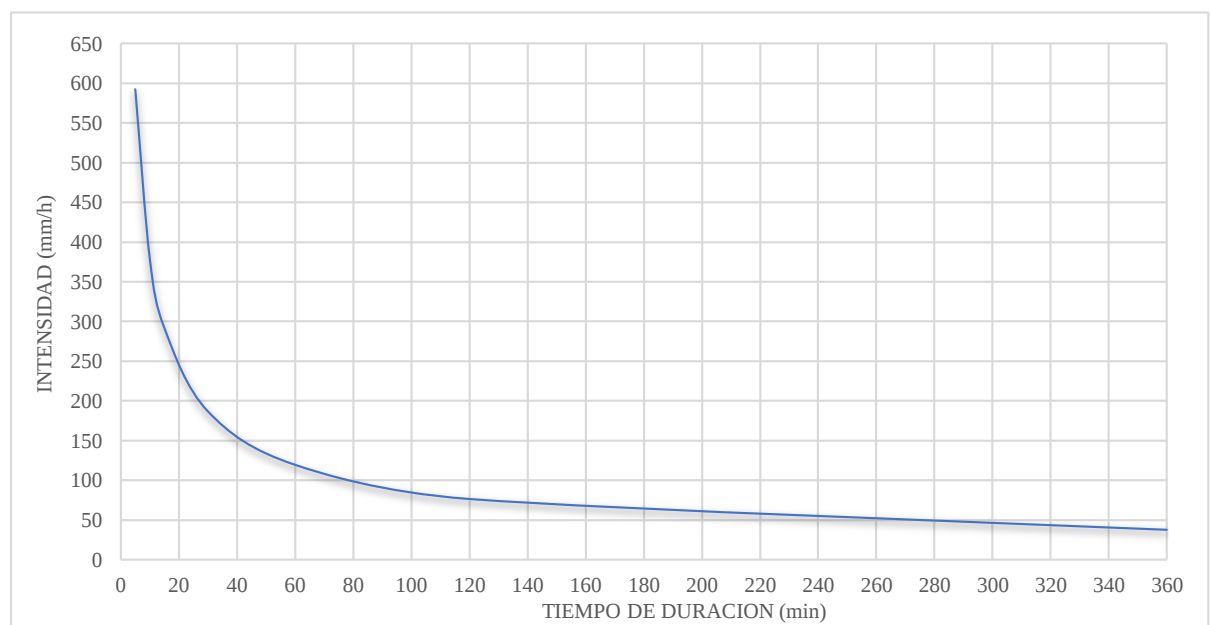
Juigalpa

Frecuencia	Duración en minutos						
Años	5	10	15	30	60	120	360
100	329.12	210.60	162.19	103.79	66.41	42.50	20.94

Nota: Elaboración propia

Figura 28

Curva IDF Periodo de Retorno de 100 Años Estación Juigalpa



Nota: Elaboración propia.

4.2.1.3. Aplicación del Factor del Cambio Climático MTI

Una vez obtenida la curva IDF se aplicó el factor de cambio climático establecido por el MTI para la zona, según las zonas que se ven afectadas, la guía técnica señala, los valores para Juigalpa son;

Tabla 33

Factor de cambio climático

TR	P50	P70	P90
5	1.05	1.08	1.15
25	1.09	1.17	1.23
50	1.13	1.22	1.33
100	1.18	1.28	1.43

Nota: Adaptado de Guía Hidrometeorologica Hidrotecnia Vial incorporando la adaptación al Cambio Climático, (pág. 22), por Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2017.

El valor depende del periodo de retorno y la zona en donde se realiza el estudio, el tramo en estudio está contemplado en el parámetro de **P70** el cual se utiliza en: Zona Urbana, Carreteras troncales principales, secundarias y colectoras primarias, como es la carretera panamericana que se encuentra en el puente La Tonga.

Aplicando el factor de 1.28, correspondiente al periodo de retorno de 100 años, la curva IDF con factor de cambio climático sería la siguiente:

$$I_{cc} = K_{cc} * I = 1.28 \left(\frac{723.0865 T^{0.054187}}{t^{0.64411}} \right)$$

$$I_{cc} = \frac{925.5507 T^{0.054187}}{t^{0.64411}}$$

En la Tabla 34 se presentan los valores de la intensidad I en mm/min aplicando el factor de cambio climático Kcc. En la Figura 29 se representa la curva IDF afectada.

Tabla 34

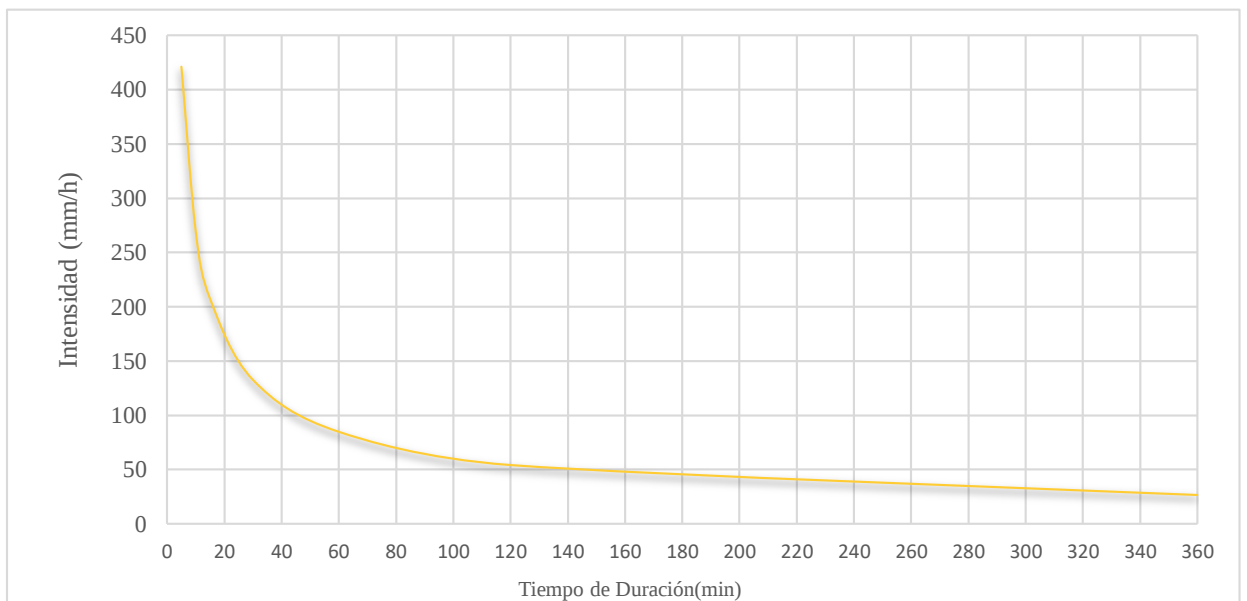
Valores de Intensidad de Precipitación Periodo de Retorno de 100 años Estación Juigalpa con Afectación de Cambio Climático

Frecuencia	Duración en minutos						
Años	5	10	15	30	60	120	360
100	421.27	269.56	207.61	132.84	85.01	54.39	26.81

Nota: Elaboración propia

Figura 29

Curva IDF T=100 años con Afectación del Factor de Cambio Climático MTI



Nota: Elaboración propia.

4.2.2. Hietograma de Precipitación (Método del Bloque Alternativo)

El procedimiento para construir el hietograma de cada estación meteorológica partir del método del bloque alternativo fue el siguiente:

- a) Se estableció el tiempo de duración de la tormenta igual a 6 horas, tomando en cuenta que el tiempo de concentración de la cuenca es alto, y se dividió ese tiempo en intervalos de tiempo $\Delta t = 5 \text{ min}$ para el periodo de retorno de 100 años.
- b) A partir de la ecuación resultante de las curvas IDF para cada estación meteorológica, se obtuvieron los valores de intensidad de precipitación para cada intervalo Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, ... hasta llegar a la duración total de la precipitación.
- c) Se calculó la profundidad de precipitación caída en cada intervalo, esto se obtuvo multiplicando la intensidad por la duración del intervalo en horas.
- d) Se procedió a restar los valores sucesivos de profundidad de precipitación (mm) calculado antes.
- e) Finalmente, se reordenaron los resultados de tal manera que el valor máximo de precipitación esté en medio de la serie, y se alternaron en orden descendente alternativamente a lado y lado de ese máximo.

La Tabla 35 muestra los resultados del procedimiento del método del bloque alternativo para la estación Juigalpa.

Tabla 35**Metodo de Bloque Alterno Estación Juigalpa**

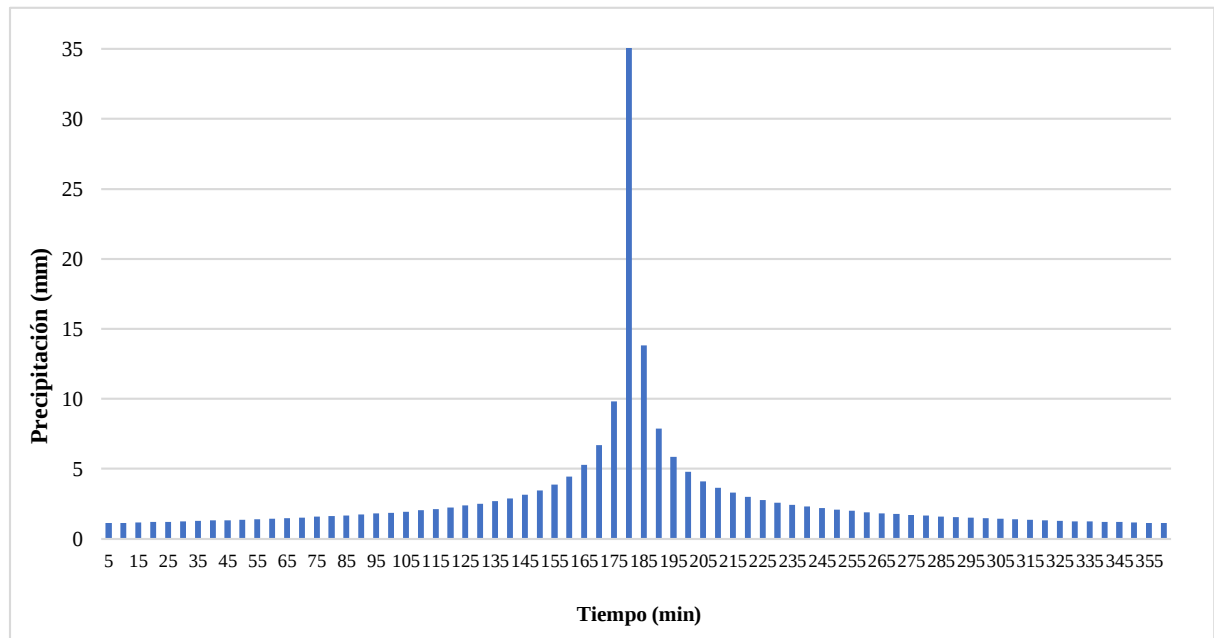
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Precipitación Alternada (mm)
5	417.98	34.83	34.83	0.8
10	267.46	44.58	9.74	0.81
15	205.98	51.5	6.92	0.83
20	171.14	57.05	5.55	0.85
25	148.23	61.76	4.72	0.86
30	131.81	65.9	4.14	0.88
35	119.35	69.62	3.72	0.9
40	109.51	73.01	3.39	0.92
45	101.51	76.13	3.13	0.94
50	94.85	79.04	2.91	0.97
55	89.2	81.77	2.73	0.99
60	84.34	84.34	2.57	1.02
65	80.1	86.78	2.44	1.05
70	76.37	89.1	2.32	1.08
75	73.05	91.31	2.21	1.11
80	70.08	93.43	2.12	1.14
85	67.39	95.47	2.04	1.18
90	64.96	97.43	1.96	1.22
95	62.73	99.33	1.89	1.27
100	60.69	101.16	1.83	1.32
105	58.82	102.93	1.77	1.37
110	57.08	104.65	1.72	1.43
115	55.47	106.32	1.67	1.5
120	53.97	107.94	1.62	1.58
125	52.57	109.52	1.58	1.67
130	51.26	111.06	1.54	1.77
135	50.03	112.56	1.5	1.89
140	48.87	114.03	1.47	2.04
145	47.78	115.46	1.43	2.21
150	46.74	116.86	1.4	2.44
155	45.77	118.23	1.37	2.73
160	44.84	119.57	1.34	3.13
165	43.96	120.89	1.32	3.72
170	43.12	122.18	1.29	4.72
175	42.33	123.45	1.27	6.92
180	41.56	124.69	1.24	34.83
185	40.84	125.92	1.22	9.74
190	40.14	127.12	1.2	5.55
195	39.48	128.3	1.18	4.14

200	38.84	129.46	1.16	3.39
205	38.22	130.6	1.14	2.91
210	37.64	131.73	1.12	2.57
215	37.07	132.83	1.11	2.32
220	36.52	133.92	1.09	2.12
225	36	135	1.08	1.96
230	35.49	136.06	1.06	1.83
235	35.01	137.11	1.05	1.72
240	34.53	138.14	1.03	1.62
245	34.08	139.15	1.02	1.54
250	33.64	140.16	1	1.47
255	33.21	141.15	0.99	1.4
260	32.8	142.13	0.98	1.34
265	32.4	143.1	0.97	1.29
270	32.01	144.05	0.96	1.24
275	31.64	144.99	0.94	1.2
280	31.27	145.93	0.93	1.16
285	30.92	146.85	0.92	1.12
290	30.57	147.76	0.91	1.09
295	30.24	148.66	0.9	1.06
300	29.91	149.55	0.89	1.03
305	29.59	150.44	0.88	1
310	29.29	151.31	0.87	0.98
315	28.99	152.17	0.86	0.96
320	28.69	153.03	0.86	0.93
325	28.41	153.88	0.85	0.91
330	28.13	154.71	0.84	0.89
335	27.86	155.54	0.83	0.87
340	27.59	156.37	0.82	0.86
345	27.34	157.18	0.81	0.84
350	27.08	157.99	0.81	0.82
355	26.84	158.79	0.8	0.81
360	26.6	159.58	0.79	0.79

Nota: Elaboración propia.

Figura 30

Hietograma de Diseño Estación Juigalpa, T=100 años, Tomando en Cuenta Factor de Cambio Climático MTI



Nota: Elaboración propia.

4.3.2. Modelo Hidrológico HEC-HMS

❖ Creación de modelo de la cuenca

El modelo de la cuenca fue importado a partir de un archivo con extensión *basin file* creado por HEC-GEOHMS anteriormente en la delimitación de la cuenca realizada. El proceso es importar en un proyecto nuevo o existente, en donde las subcuencas, los ríos y todas las características son importadas desde ARCGIS.

El modelo hidrológico de la cuenca fue creado con el programa ArcGIS 10.1, y con la extensión Hec-GeoHMS, esta se encarga de generar el modelo que utilizará HEC-

Una vez se establecen todos los parámetros morfológicos, se definen los métodos de cálculo:

- Método de Perdidas: utilizando el método del SCS de la curva número (SCS Número de Curva).
- Método de Transformación: Método de Hietograma Unitario SCS.
- Método de Tránsito: Método de Muskingum

Para el método de Muskingum, en cada río, se ingresaron los valores de las constantes x y k , donde x es un valor constante igual a 0.2 y k corresponde a parámetros de tránsito calculados.

❖ Cálculo de parámetros de tránsito de avenidas

Para la determinación del tiempo de retardo (k) se debe primero calcular el tiempo de concentración para cada tramo de río existente por cada subcuenca, el cual se muestra en la tabla 36.

Tabla 36

Tiempo de Concentración Tramo

Rio	Longitud (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	Sc (m/m)	Tc (min)
R10	2364.349	368	298	0.0296	15.714
R20	289.5123	302	298	0.0138	4.183
R30	1855.01435	298	281	0.0092	20.475
R40	1243.79725	288	281	0.0056	18.158
R50	2641.68695	258	200	0.0220	19.203
R60	3364.34633	281	200	0.0241	22.326
R90	725.722496	150	145	0.0069	11.094
R100	3360.64919	190	145	0.0134	27.960
R160	1938.14768	145	124	0.0108	19.856
R170	1257.50338	136	124	0.0095	14.944

R180	121.9	124	123.9999	0.0000	91.063
R190	6038.22523	200	124	0.0126	44.962
R270	5140.5589	124	98	0.0051	56.423
R280	1876.5635	110	98	0.0064	23.728
R120	2819.30791	473	405	0.0241	19.472
R230	3646.46437	466	405	0.0167	27.329
R130	2377.42064	405	370	0.0147	20.651
R200	1698.94216	408	370	0.0224	13.572
R70	64.647167	269	268.9999	0.0000	43.771
R80	2854.5632	370	269	0.0354	16.963
R110	1183.93018	225	186	0.0329	8.854
R140	4351.27209	269	186	0.0191	29.769
R150	1116.22015	186	171	0.0134	11.950
R210	2778.37556	247	171	0.0274	18.343
R220	9945.07275	330	125	0.0206	54.603
R240	5449.64032	171	125	0.0084	48.456
R290	263.817563	98	97.9999	0.0000	222.133
R300	6362.99313	125	98	0.0042	71.148
R250	599.676737	120	119	0.0017	16.539
R260	2370.66048	150	119	0.0131	21.568
R320	7221.52135	119	90	0.0040	80.112
R330	3707.863	98	90	0.0022	60.905
R350	1833.46532	89	78	0.0060	23.886
R360	3009.10397	90	78	0.0040	40.937
R390	4756.37298	109	74	0.0074	46.004
R400	2968.1714	78	74	0.0013	61.509
R410	662.158183	74	73.9999	0.0000	643.010
R420	8156.42299	164	74	0.0110	59.622
R310	2189.79068	363	226	0.0626	11.105
R340	2868.71773	319	226	0.0324	17.610
R370	7936.60064	170	80	0.0113	57.770
R380	8419.60622	226	80	0.0173	51.338
R470	4788.11666	231	112	0.0249	28.941
R480	3860.87208	181	112	0.0179	27.840
R1030	4027.40173	112	81	0.0077	39.777
R430	2503.65207	80	71	0.0036	36.981
R440	1652.14683	81	71	0.0061	21.971
R450	1608.15156	74	68	0.0037	25.925
R460	423.586896	71	68	0.0071	7.252

Nota: Elaboración propia.

Una vez obtenido los valores de tiempo de concentración, se procede a calcular la velocidad de flujo de cada tramo de río, para posteriormente obtener las velocidades promedio, y con ella conseguir el factor de tiempo de retardo, los resultados se muestran en las tablas 37, 38, 39, 40 y 41.

Tabla 37

Factor K de Tiempo de Retardo (R10 – R290)

Tramos	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K
R10-R30	150.463352			
R20-R30	69.2194258			
R30		109.841389	1855.01435	0.28
R30-R60	90.5987678			
R40-R60	68.4967305			
R60		89.6456291	3364.34633	0.63
R50-R190	137.569276			
R60-R190	150.692073			
R190		125.968993	6038.22523	0.798
R90-R160	65.4149923			
R100-R160	120.194476			
R160		92.8047342	1938.14768	0.35
R160-R180	97.6118959			
R170-R180	84.1500045			
R180		91.5222115	121.9	0.02
R180-R270	1.33863664			
R190-R270	134.296772			
R270		75.7192067	5140.5589	1.13
R270-R290	91.1069316			
R280-R290	79.0873014			
R290		81.9711466	263.817563	0.05

Nota: Elaboración propia.

Tabla 38

Factor K de Tiempo de Retardo (R120 – R300)

Tramos	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K
R120-R130	144.789519			
R230-R130	133.4305			
R130		139.11001	2377.42064	0.28

R130-R80	115.123251			
R200-R80	125.179233			
R80		126.470831	2854.5632	0.376
R70-R140	1.47692388			
R80-R140	168.286146			
R140		98.7446338	4351.27209	0.734
R110-R150	133.717304			
R140-R150	146.168177			
R150		126.210039	1116.22015	0.147
R150-R240	93.4086704			
R210-R240	151.467312			
R240		123.69534	5449.64032	0.73
R220-R300	182.13327			
R240-R300	112.465167			
R300		139.431259	6362.99313	0.76

Nota: Elaboración propia.

Tabla 39

Factor K de Tiempo de Retardo (R130 – R330)

Tramos	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K
R130		139.11001		
R300		139.431259		
R290-R330	1.18765748			
R300-R330	89.4336195			
R330		78.0059207	3707.863	0.79

Nota: Elaboración propia.

Tabla 40

Factor K de Tiempo de Retardo (R250 – R450)

Tramos	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K
R250-R320	36.2590246			
R260-R320	109.916473			
R320		73.0877489	7221.52135	1.646
R330		78.0059207		
R320		73.0877489		
R320-R360	90.1423891			
R330-R360	60.879175			
R360		75.5288084	3009.10397	0.664

R350-R400	76.7577435			
R360-R400	73.5055782			
R400		75.2640434	2968.1714	0.657
R390-R410	103.390757			
R400-R410	48.2559188			
R410		75.6369064	662.158183	0.146
R410-R450	1.02977943			
R420-R450	136.802549			
R450		71.1564117	1608.15156	0.377

Nota: Elaboración propia.

Tabla 41

Factor K de Tiempo de Retardo (R310 – R490)

Tramos	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K
R310-R380	197.182468			
R340-R380	162.898696			
R380		180.040582	8419.60622	0.779
R37-R430	137.383096			
R380-R430	164.00191			
R430		160.475196	2503.65207	0.26
R470-R1030	165.44488			
R480-R1030	138.680036			
R1030		152.062458	4027.40173	0.44
R1030-R440	101.248516			
R440		126.655487	1652.14683	0.217
R430		160.475196		
R440		126.655487		
R430-R460	67.7014053			
R440-R460	75.196174			
R460		107.507066	423.586896	0.0657
R460		107.507066		
R450		71.1564117		
R450-R490	62.0298647			
R460-R490	58.4129146			
R490		74.7765641	3207.37713	0.715

Nota: Elaboración propia.

❖ Datos de Series de Tiempo

En esta componente se establece la información del inicio de la tormenta, así como su final, además de establecer el intervalo de tiempo de esta, con esto se logra introducir los datos de precipitación obtenida de la aplicación del método de los bloques alternos para cada estación meteorológica. En la Tabla 46 se presenta los datos empleados:

Tabla 42

Datos de Series de Tiempo

<i>Especificaciones de control</i>				
Cuenca	Fecha de inicio	Hora de Inicio	Fecha final	Hora final
Río Mayales	27-oct-2023	0:00	27-oct-2023	06:00

Nota: Elaboración propia; la fecha empleada (hipotética) no afecta en el análisis, sin embargo, esta tiene que coincidir con las de las componentes del control de especificaciones.

❖ Modelo Meteorológico

En este componente del HEC-HMS requiere la información pluviométrica de la tormenta máxima probable, el método empleado para el análisis fue el de hietograma especificado, obtenido anteriormente.

❖ Control de Especificaciones

El modelo HEC-HMS requiere se especifique un periodo de tiempo (hipotético o registrado) en el que tendrá lugar el proceso Lluvia – Escorrentía de la cuenca que está

siendo analizada. Con este fin se considera como tiempo y fecha de inicio el momento en que empieza la tormenta, y como tiempo y fecha final la duración de la tormenta más un tiempo adicional para permitir el proceso de desarrollo del hidrograma y su recesión final, además de establecer el intervalo de tiempo para graficarlo. En la Tabla 43 se presenta los datos empleados.

Tabla 43

Datos de Ingreso de Periodo de Duración

<i>Periodos de duración de los hidrogramas</i>				
Cuenca	Fecha de inicio	Hora de Inicio	Fecha final	Hora final
Río Mayales	27-oct-2023	0:00	27-oct-2023	20:00

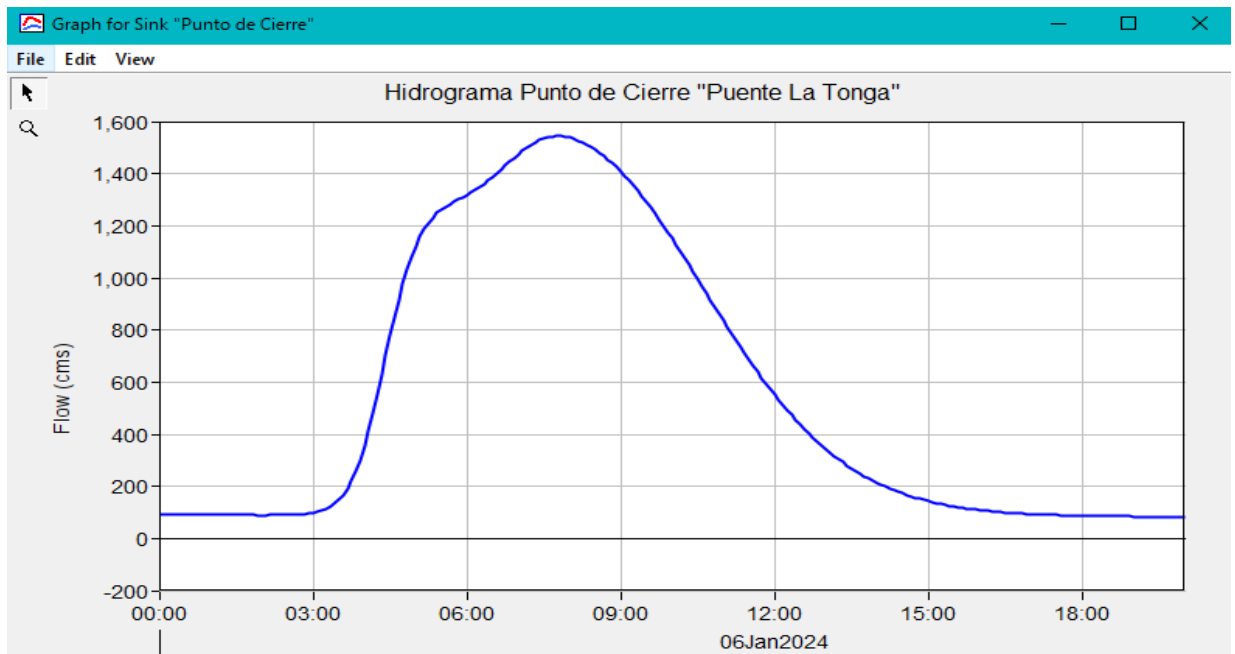
Nota: Elaboración propia

❖ **Resultados del modelo**

De la modelación hidrológica de la cuenca del río Mayales en HEC-HMS se obtuvo un caudal de 1527.80 m³/s, el hidrograma de salida en el punto de cierre y los valores de caudal con respecto al tiempo se reflejan en la Figura 32.

Figura 32

Hidrograma en el Punto de Cierre Puente La Tonga - T=100 años



Nota: Elaboración propia.

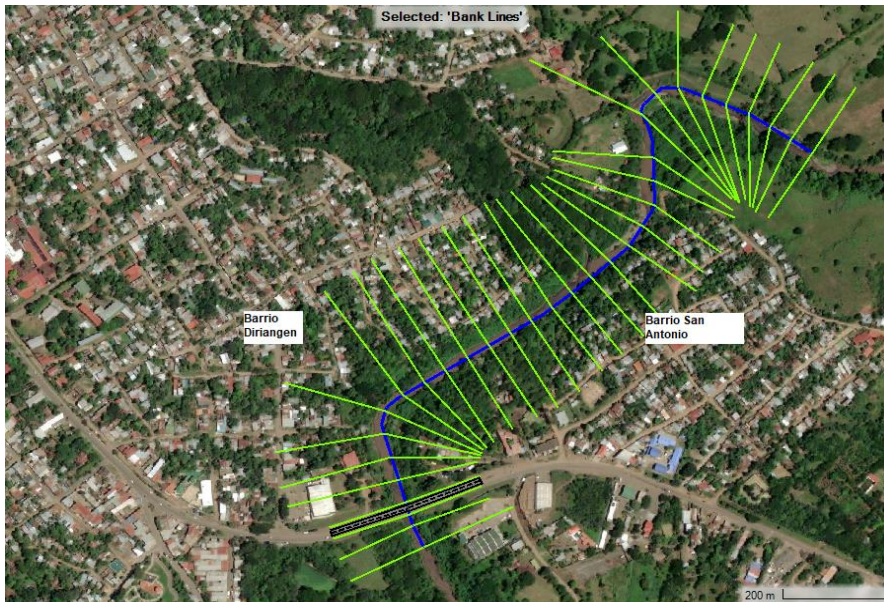
4.3. Análisis Hidráulico

4.3.1. Estudios Topográficos

La geometría del cauce del río Mayales fue obtenida a través de un levantamiento topográfico, el cual fue proporcionado como información por parte del MTI, para fines de este estudio. Las secciones transversales fueron importadas al software HEC-RAS, donde se definirá la sección del puente en cuestión. A continuación, se logra apreciar un bosquejo del tramo analizado.

Figura 33

Bosquejo del Tramo de Río Mayales (Barrio Diriangen – Puente La Tonga)



Nota: Elaboración propia, extraído de RasMapper.

❖ ***Ancho de Sección Transversal***

Como se mencionó en acápite anteriores, se definió un ancho mínimo de sección en función del registro histórico de 150 metros proporcionado por el INETER (2004), siendo este registro superado, por el huracán Julia, llegando aproximadamente a los 200 metros con base a información propia. Definiendo un ancho de sección mínimo de 251.20 metros con el fin de abarcar la mayor área posible para el análisis.

4.3.2. Secciones Transversales

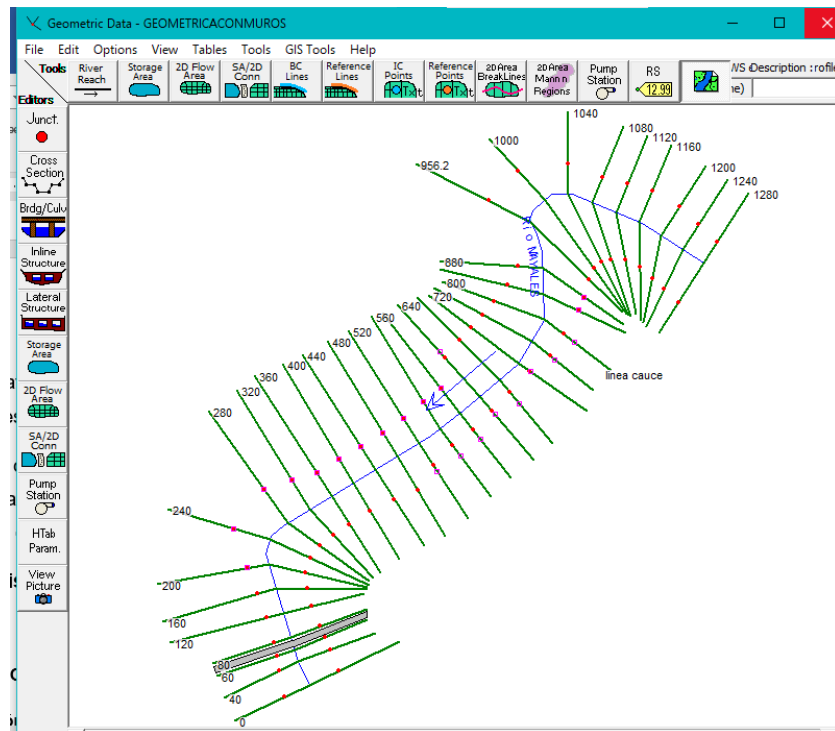
Se introdujeron 34 secciones transversales, las cuales se ubican cada 40 metros una de la otra, logrando analizar 1280.00 metros en totalidad del tramo del río. Se obtuvieron 60 metros aguas abajo del puente la Tonga donde se ubicaron 3 secciones, y

33 secciones aguas arriba del puente, donde están ubicados los barrios afectados y 200 metros aguas arriba de los antes mencionados. Dichas secciones se nombraron en forma descendente.

A continuación, se observa la representación de las secciones transversales insertadas en HEC-RAS, donde se presenta la ubicación del puente actual, se refleja la dirección del flujo, las secciones aguas arriba y aguas abajo:

Figura 34

Vista del Tramo del Río Analizado en HEC-RAS



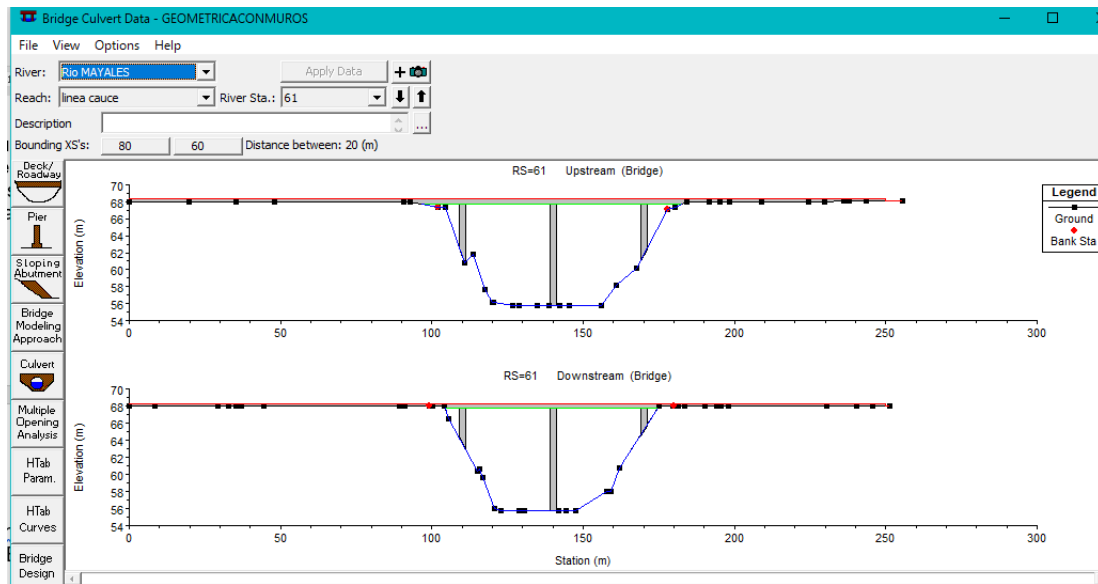
Nota: Elaboración propia.

El puente se encuentra ubicado entre los estacionamientos 0+60.00 y el 0+080; dicha estructura presenta un claro máximo de 80 m, con un ancho de calzada de 8.0 m. La sub estructura, es decir, los estribos y pilas, son de concreto, con un tipo de fundación

directa. A continuación, se presenta una figura con la entrada y salida del puente modelado en HEC-RAS:

Figura 35

Perfil del Puente La Tonga Representado en HEC-RAS



Nota: Elaboración propia.

4.3.3. Coeficiente de Rugosidad del Cauce

La rugosidad del cauce se determinó aplicado el método de Cowan para el cual se determinó los factores correspondientes de la siguiente manera:

Se dividió el tramo en 5 subtramos para los cuales se definió el valor de Manning.

Mediante análisis de granulometría realizada a 6 muestras de suelo 5 en la banda derecha (aguas abajo – aguas arriba), y 1 banda izquierda (esto debido a que en los tramos de la banda Izquierda predominaba la presencia de roca y se seleccionó el valor correspondiente en estas zonas, a continuación, se presentan los resultados del análisis granulométrico y determinación del parámetro n de Manning.

Las muestras de suelos para el análisis granulométrico se recolectaron con el método del sondeo manual a una profundidad de 1.2 m a 1.5 m y los resultados según el sistema de clasificación unificado (SUCS) dictan que: %Gravas=100%- % que pasa la malla N°4; %Finos = % que pasa la malla N°200; %Arenas = 100% - %Gravas - %Finos. El tipo de suelo se determina según el porcentaje de material que supere el 50% predominante.

Tabla 44

Muestra de Suelo N°1 Banda Izquierda (Est:1+120)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	2130	55.34%	55.34%	44.66%
8	2.36	561	14.58%	69.91%	30.09%
10	2	127	3.30%	73.21%	26.79%
16	1.18	243	6.31%	79.53%	20.47%
40	0.42	380	9.87%	89.40%	10.60%
80	0.18	215	5.59%	94.99%	5.01%
100	0.15	68	1.77%	96.75%	3.25%
200	0.075	125	3.25%	100.00%	0.00%
Total		3849	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 44.66\% = 55.34\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 55.34\% - 0\% = 44.66\%$$

La muestra representativa posee predominancia de Grava gruesa.

Tabla 45

Muestra de Suelo N° 2 Banda Derecha (Est: 1+120)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	2096	47.22%	47.22%	52.78%
8	2.36	445	10.02%	57.24%	42.76%
10	2	127	2.86%	60.10%	39.90%
16	1.18	294	6.62%	66.73%	33.27%
40	0.42	556	12.53%	79.25%	20.75%
80	0.18	733	16.51%	95.76%	4.24%
100	0.15	50	1.13%	96.89%	3.11%
200	0.075	138	3.11%	100.00%	0.00%
Total		4439	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 52.78\% = 47.22\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 47.22\% - 0\% = 52.78\%$$

La muestra representativa posee predominancia de Grava fina.

Tabla 46

Muestra de Suelo N°3 Banda Derecha (Est: 0+800)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	490	16.84%	16.84%	83.16%
8	2.36	804	27.63%	44.47%	55.53%
10	2	124	4.26%	48.73%	51.27%

16	1.18	324	11.13%	59.86%	40.14%
40	0.42	450	15.46%	75.33%	24.67%
80	0.18	627	21.55%	96.87%	3.13%
100	0.15	70	2.41%	99.28%	0.72%
200	0.075	21	0.72%	100.00%	0.00%
Total		2910	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 86.16\% = 16.84\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 16.84\% - 0\% = 86.16\%$$

La muestra representativa posee predominancia de Grava fina.

Tabla 47

Muestra de Suelo N°4 Banda Derecha (Est: 0+560)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	2289	57.98%	57.98%	42.02%
8	2.36	524	13.27%	71.25%	28.75%
10	2	111	2.81%	74.06%	25.94%
16	1.18	242	6.13%	80.19%	19.81%
40	0.42	361	9.14%	89.34%	10.66%
80	0.18	298	7.55%	96.88%	3.12%
100	0.15	58	1.47%	98.35%	1.65%
200	0.075	65	1.65%	100.00%	0.00%
Total		3948	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 42.02\% = 57.98\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 57.98\% - 0\% = 42.02\%$$

La muestra representativa posee predominancia de Grava gruesa.

Tabla 48

Muestra de Suelo N°5 Banda Derecha (Est: 0+400)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	425	14.42%	14.42%	85.58%
8	2.36	788	26.74%	41.16%	58.84%
10	2	216	7.33%	48.49%	51.51%
16	1.18	271	9.20%	57.69%	42.31%
40	0.42	484	16.42%	74.11%	25.89%
80	0.18	539	18.29%	92.40%	7.60%
100	0.15	142	4.82%	97.22%	2.78%
200	0.075	82	2.78%	100.00%	0.00%
Total		2947	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 85.58\% = 14.42\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 14.42\% - 0\% = 85.58\%$$

La muestra representativa posee predominancia de Grava fina.

Tabla 49

Muestra de Suelo N°6 Banda Derecha (Est: 0+080)

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido en cada tamiz (gr)	Porcentaje retenido	Porcentaje retenido acumulado	porcentaje que pasa
1/2"	12.7	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.52	0	0.00%	0.00%	100.00%
4	4.75	1782	53.11%	53.11%	46.89%
8	2.36	823	24.53%	77.65%	22.35%
10	2	95	2.83%	80.48%	19.52%
16	1.18	135	4.02%	84.50%	15.50%
40	0.42	211	6.29%	90.79%	9.21%
80	0.18	153	4.56%	95.35%	4.65%
100	0.15	75	2.24%	97.59%	2.41%
200	0.075	81	2.41%	100.00%	0.00%
Total		3355	100.00%		

Nota: Elaboración propia.

$$\%Gravas = 100\% - 46.89\% = 53.11\%$$

$$\%Finos = 0\%$$

$$\%Arena = 100\% - \%Grava - \%Finos = 100\% - 53.11\% - 0\% = 46.89\%$$

La muestra representativa posee predominancia de grava gruesa.

Luego de asignar por completo el número de Manning se logró determinar factores para completar el método de Cowan de cada sección según lo establecido y continuar con el proceso de estudio hidrológico.

Tabla 50

Valor de Manning Tramo 1 (1+000 - 1+280) por el Método de Cowan

Tramo 1 (1+000 - 1+280)			
Factor	Banda Izquierda	Línea Central	Banda Derecha
n0	grava gruesa (0.028)		grava fina 0.024
n1	Irregularidad menor (0.005)		
n2	Variación de sección ocasional (0.005)		
n3	obstrucción menor (0.01)		
n4	Vegetación baja (0.01)	Vegetación baja (0.005)	Vegetación media (0.025)
n5	Sinuosidad apreciable (1.15)		
n	0.0667	0.0564	0.0794

Nota: Elaboración propia.

Tabla 51

Valor de Manning Tramo 2 (0+720 - 1+000) por el Método de Cowan

Tramo 2 (0+720-1+000)			
Factor	Banda Izquierda	Línea Central	Banda Derecha
n0	Roca (0.025)	grava fina 0.024	
n1	Irregularidad moderada (0.01)		
n2	Variación de sección ocasional (0.005)		
n3	obstrucción menor (0.01)		
n4	Vegetación media (0.025)	Vegetación baja (0.01)	Vegetación media (0.025)
n5	Sinuosidad apreciable (1.15)		
n	0.069	0.0621	0.0851

Nota: Elaboración propia.

Tabla 52

Valor de Manning Tramo 3 (0+480 - 0+720) por el Método de Cowan

Tramo 3 (0+480 - 0+720)			
Factor	Banda Izquierda	Línea Central	Banda Derecha
n0	Roca (0.025)	grava gruesa 0.028	
n1	Irregularidad moderada (0.01)		
n2	Variación de sección ocasional (0.005)		
n3	obstrucción menor (0.01)		

n4	<i>Vegetación baja (0.01)</i>	<i>Vegetación baja (0.005)</i>	<i>Vegetación media (0.025)</i>
n5	<i>Sinuosidad apreciable (1.15)</i>		
n	0.069	0.0667	0.0897

Nota: Elaboración propia.

Tabla 53

Valor de Manning Tramo 4 (0+240 - 0+480) por el Método de Cowan

Tramo 4 (0+240 - 0+480)			
Factor	Banda Izquierda	Línea Central	Banda Derecha
n0	<i>Roca (0.025)</i>		<i>grava fina 0.024</i>
n1	<i>Irregularidad moderada (0.01)</i>	<i>Irregularidad menor (0.005)</i>	<i>Irregularidad moderada (0.01)</i>
n2	<i>Variación de sección ocasional (0.005)</i>		
n3	<i>obstrucción menor (0.01)</i>		
n4	<i>Vegetación media (0.02)</i>	<i>Vegetación baja (0.005)</i>	<i>Vegetación alta (0.05)</i>
n5	<i>Sinuosidad apreciable (1.0)</i>		
n	0.07	0.05	0.099

Nota: Elaboración propia.

Tabla 54

Valor de manning Tramo 5 (0+000 - 0+240) por el Metodo de Cowan

Tramo 5 (0+000 -0+240)			
Factor	Banda Izquierda	Línea Central	Banda Derecha
n0	Roca (0.025)	grava gruesa 0.028	
n1	Irregularidad menor (0.05)		
n2	Variación de sección ocasional (0.005)		
n3	obstrucción apreciable (0.025)		
n4	Vegetación media (0.02)	Vegetación baja (0.005)	Vegetación alta (0.04)
n5	Sinuosidad apreciable (1.0)		
n	0.08	0.068	0.103

Nota: Elaboración propia.

4.3.4. Caudal Máximo con Afectación de Cambio Climático

El caudal evaluado corresponde a al determinado en el análisis hidrológico presente en este estudio. El cual es equivalente a 1527.80 m³/s para el periodo de retorno de 100 años, el cual contiene un factor de cambio climático de 1.27 analizado anteriormente.

Se introdujo el caudal de diseño al HEC-RAS, para realizar el análisis hidráulico respectivo. El programa solamente necesita las secciones transversales del río, el coeficiente de rugosidad de Manning y las condiciones de flujo (cauda, condiciones de flujo aguas arriba y aguas abajo) para realizar la modelación de la llanura de inundación y constatar su comportamiento ante el evento de caudal mostrado en este documento.

4.3.5. Resultados del Análisis Hidráulico

Los resultados del cómputo realizado en el software, para un caudal de $TR100 = 1527.80 \text{ m}^3/\text{s}$, se presentan a en la Tabla 55:

Tabla 55

Resultados de Analisis Hidraulico en HEC-RAS

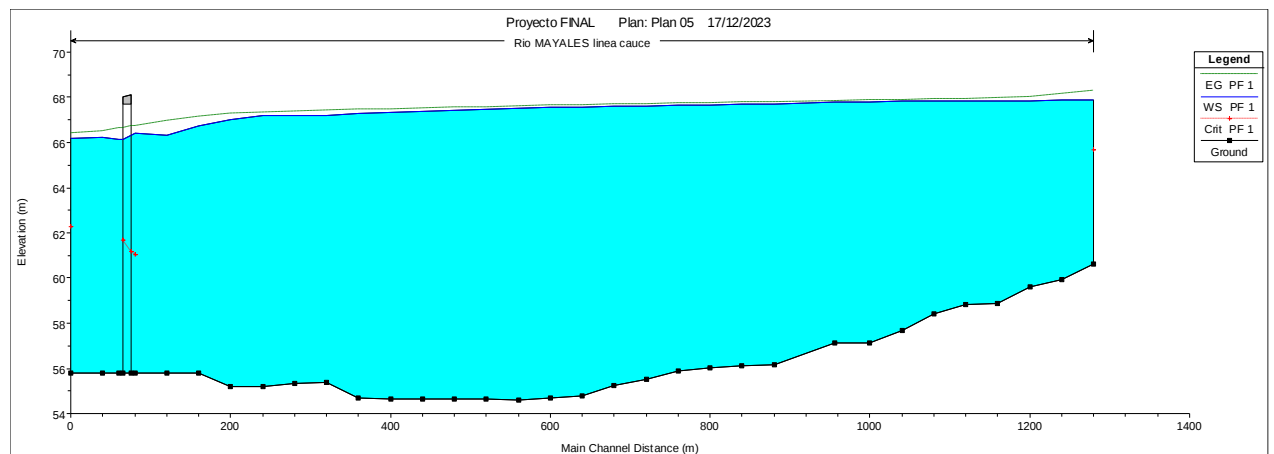
Est.	Q max (m ³ /s)	Elev Min Canal (m)	W.S. Elev	E.G. Elev (m)	E.G. Pendiente (m/m)	Vel (m/s)	Área Caudal	Ancho superior (m)	# Froude
1+280	1527.8	60.63	67.88	68.28	0.003	2.91	590.91	163.09	0.42
1+240	1527.8	59.92	67.86	68.13	0.002	2.43	708.29	201.47	0.35
1+200	1527.8	59.59	67.83	68.04	0.002	2.09	839.57	223.08	0.29
1+160	1527.8	58.88	67.83	67.98	0.001	1.73	1020.44	228.4	0.22
1+120	1527.8	58.82	67.82	67.94	0.001	1.62	1117.44	245.33	0.2
1+080	1527.8	58.41	67.81	67.91	0.001	1.47	1206	252.22	0.18

1+040	1527.8	57.69	67.82	67.88	0	1.17	1520.59	308.46	0.14
1+000	1527.8	57.15	67.81	67.87	0	1.11	1502.64	292.45	0.14
0+956	1527.8	57.14	67.79	67.85	0	1.16	1384.03	260.85	0.15
0+880	1527.8	56.15	67.69	67.81	0.001	1.56	1135.63	232.47	0.18
0+840	1527.8	56.12	67.68	67.78	0.001	1.5	1194.82	235.9	0.17
0+800	1527.8	56.03	67.66	67.76	0.001	1.47	1213.83	242.89	0.17
0+760	1527.8	55.87	67.63	67.73	0.001	1.49	1171.36	231.03	0.17
0+720	1527.8	55.52	67.59	67.71	0.001	1.56	1110.37	221.8	0.18
0+680	1527.8	55.25	67.58	67.68	0.001	1.42	1285.94	239.24	0.16
0+640	1527.8	54.78	67.55	67.65	0.001	1.48	1149.32	198.21	0.16
0+600	1527.8	54.68	67.53	67.63	0	1.48	1303.26	243.26	0.15
0+560	1527.8	54.61	67.49	67.6	0.001	1.62	1201.73	237.48	0.17
0+520	1527.8	54.64	67.46	67.58	0.001	1.64	1182.45	267.41	0.18
0+480	1527.8	54.63	67.42	67.54	0.001	1.65	1136.67	285.43	0.2
0+440	1527.8	54.66	67.35	67.51	0.001	1.86	1035.4	257.52	0.22
0+400	1527.8	54.65	67.33	67.48	0.001	1.85	1047.28	238.69	0.21
0+360	1527.8	54.67	67.28	67.45	0.001	1.95	999.38	246.81	0.24
0+320	1527.8	55.38	67.2	67.41	0.001	2.13	878.95	265.57	0.28
0+280	1527.8	55.33	67.19	67.36	0.001	1.86	957.08	296.68	0.24
0+240	1527.8	55.21	67.2	67.32	0.001	1.55	1065.19	273.39	0.18
0+200	1527.8	55.2	67.02	67.26	0.002	2.2	772.58	234.19	0.26
0+160	1527.8	55.78	66.75	67.16	0.003	2.83	550.16	91.9	0.35
0+120	1527.8	55.78	66.33	66.96	0.006	3.54	437.42	88.93	0.47
0+080	1527.8	55.8	66.39	66.74	0.002	2.62	583.09	71.52	0.29
0+060	1527.8	55.78	66.14	66.62	0.003	3.07	498.3	65.73	0.36
0+040	1527.8	55.78	66.25	66.5	0.002	2.29	698.61	126.75	0.27
0+000	1527.8	55.78	66.17	66.42	0.002	2.28	762.08	228.66	0.28

Nota: Elaboración propia, obtenidos del software Hec-Ras.

Figura 36

Perfil Hidráulico Río Mayales Periodo de Retorno 100 Años



Nota: Elaboración propia, obtenido del software Hec-Ras.

En la Figura 36 se observa que el flujo de agua es de una altura promedio de 67 metros, y presenta una altura de apenas 1.40 metros más bajo que el tablero del puente, ya que la corriente que pasa debajo del puente es subcrítica, a pesar de representar un caudal considerablemente grande. En la modelación en el software, se obtuvieron números de Froude menores a 1, con un número de Froude máximo de 0.47 en la estación 0+120 y presentando un régimen subcrítico en toda la longitud del cauce, debido a que la velocidad es lo suficientemente baja como para mantener el flujo lento.

4.3.6. Llanura de Inundación

La llanura de inundación sobrepasa el margen natural del río, dejando las siguientes zonas propensas a ser afectadas por inundación en el tramo del río en estudio:

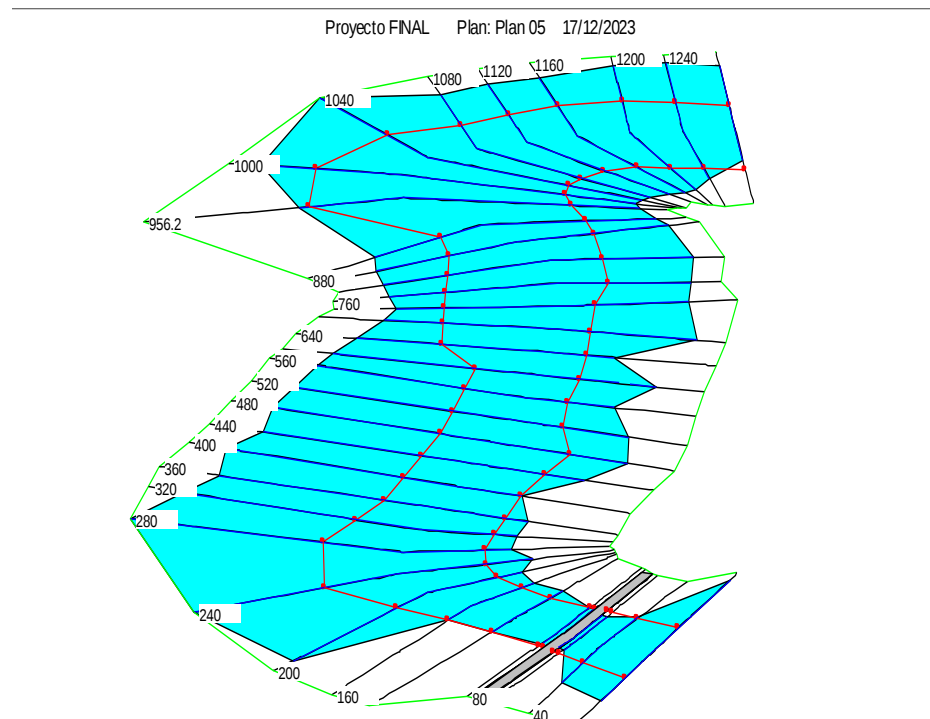
- 0+200 - 0+880 en toda la longitud de la banda izquierda (barrio Diriangen).

- 0+440 - 0+880, en toda la longitud de la banda derecha (barrio San Antonio).

En la siguiente figura se puede observar la afectación en ambas zonas.

Figura 37

Llanura de Inundación, Periodo de Retorno 100 Años



Nota: Elaboración propia, obtenido del software Hec-Ras.

❖ **Barrio Diriangen:**

El ancho máximo de la llanura de inundación, que se presenta en el modelo, se produce en la estación 0+280, con un ancho que sobrepasa el margen izquierdo, de 151.53 m, en el cual interfiere un caudal de $63\text{m}^3/\text{s}$ del caudal total; cubriendo toda la longitud topografía existente.

Figura 38

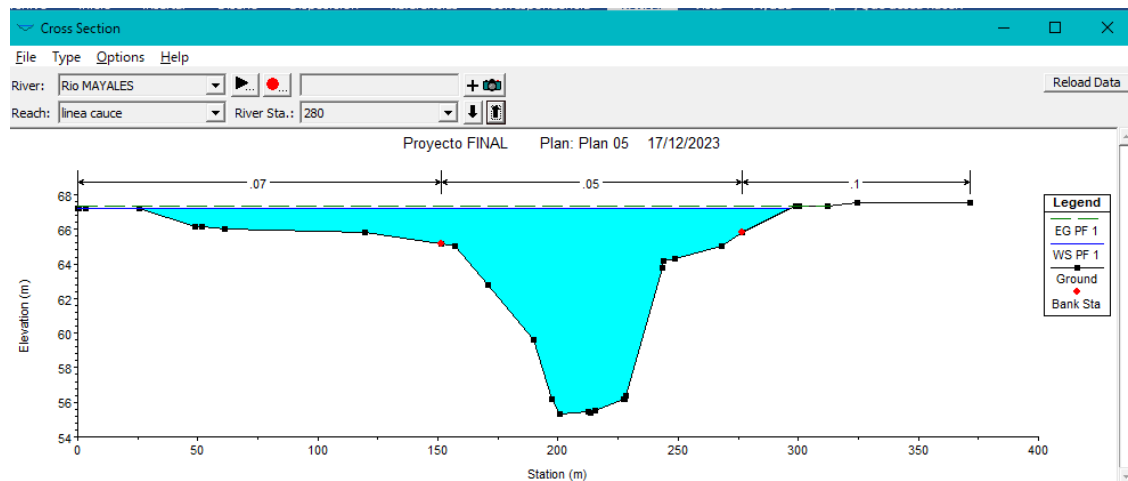
Resultados Est 0+280 Afectación Máxima del Barrio Diariangen

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Rio MAYALES	Profile:	PF 1		
Reach:	línea cauce	RS:	280	Plan:	Plan 05
Plan: Plan 05 Rio MAYALES línea cauce RS: 280 Profile: PF 1					
Element		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	67.36				
Vel Head (m)	0.17	0.070	0.050	0.100	
W.S. Elev (m)	67.19	80.14	40.00	24.94	
Crit W.S. (m)					
E.G. Slope (m/m)	0.000771				
Q Total (m3/s)	1527.80	157.22	785.90	13.96	
Top Width (m)	296.68	157.22	785.90	13.96	
Vel Total (m/s)	1.60	63.91	1460.84	3.05	
Max Chl Dpth (m)	11.87	151.53	125.16	20.00	
Conv. Total (m3/s)	55012.6	Avg. Vel. (m/s)	0.41	1.86	0.22
Length Wtd. (m)	40.98	Hydr. Depth (m)	1.04	6.28	0.70
Min Ch El (m)	55.33	Conv. (m3/s)	2301.4	52601.5	109.7
Alpha	1.30	Wetted Per. (m)	151.57	128.37	20.05
Frctn Loss (m)	0.03	Shear (N/m2)	7.85	46.30	5.27
C & E Loss (m)	0.01	Stream Power (N/m s)	3.19	86.07	1.15
		Cum Volume (1000 m3)	19.83	177.90	3.11
		Cum SA (1000 m2)	22.58	25.37	4.16

Nota: Elaboración propia, obtenido del software Hec-Ras.

Figura 39

Sección Tranversal Est 0+280 Inundación Máxima del Barrio Diariangen



Nota: Elaboración propia

❖ Barrio San Antonio

El ancho máximo de la llanura de inundación, presente en el margen derecho se produce en la estación 0+680, con un ancho que sobrepasa el margen izquierdo, de 81.76 m, en el cual interfiere un caudal de 110.04 m³/s del caudal total, en esta zona la afectación es menor en comparación al del barrio Diriangen.

Figura 40

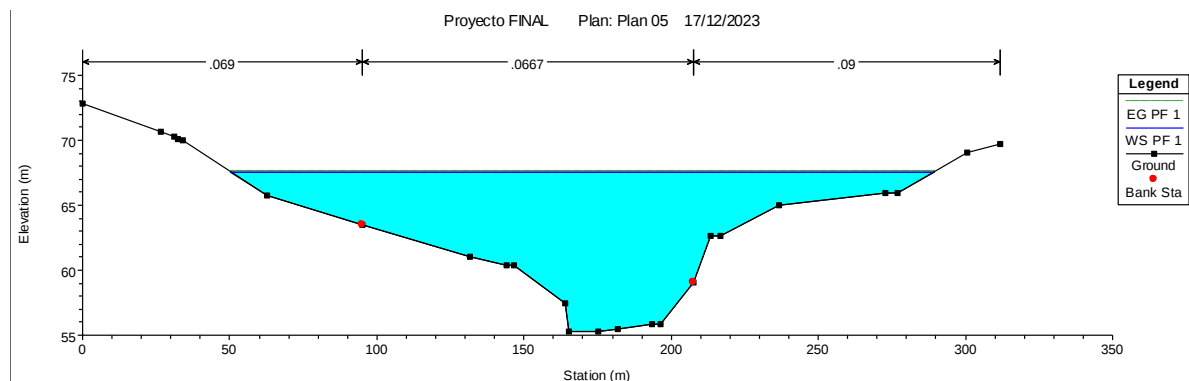
Resultados Est 0+680 Afectación Máxima del Barrio San Antonio

File Type Options Help					
River:	Rio MAYALES	Profile:	PF 1		
Reach	línea cauce	RS:	680	Plan:	Plan 05
Plan: Plan 05 Rio MAYALES línea cauce RS: 680 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	67.68	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.09	Wt. n-Val.	0.069	0.067	0.090
W.S. Elev (m)	67.58	Reach Len. (m)	35.97	40.00	40.28
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	107.42	955.61	222.91
E.G. Slope (m/m)	0.000529	Area (m2)	107.42	955.61	222.91
Q Total (m3/s)	1527.80	Flow (m3/s)	63.88	1353.88	110.04
Top Width (m)	239.24	Top Width (m)	44.88	112.60	81.76
Vel Total (m/s)	1.19	Avg. Vel. (m/s)	0.59	1.42	0.49
Max Chl Dpth (m)	12.33	Hydr. Depth (m)	2.39	8.49	2.73
Conv. Total (m3/s)	66414.8	Conv. (m3/s)	2777.0	58854.4	4783.5
Length Wtd. (m)	39.80	Wetted Per. (m)	45.09	114.78	83.05
Min Ch El (m)	55.25	Shear (N/m2)	12.36	43.21	13.93
Alpha	1.28	Stream Power (N/m s)	7.35	61.21	6.88
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	137.15	482.41	26.75
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	72.00	64.75	17.41

Nota: Elaboración propia

Figura 41

Sección Tranversal Est 0+680 Inundación Máxima del Barrio San Antonio

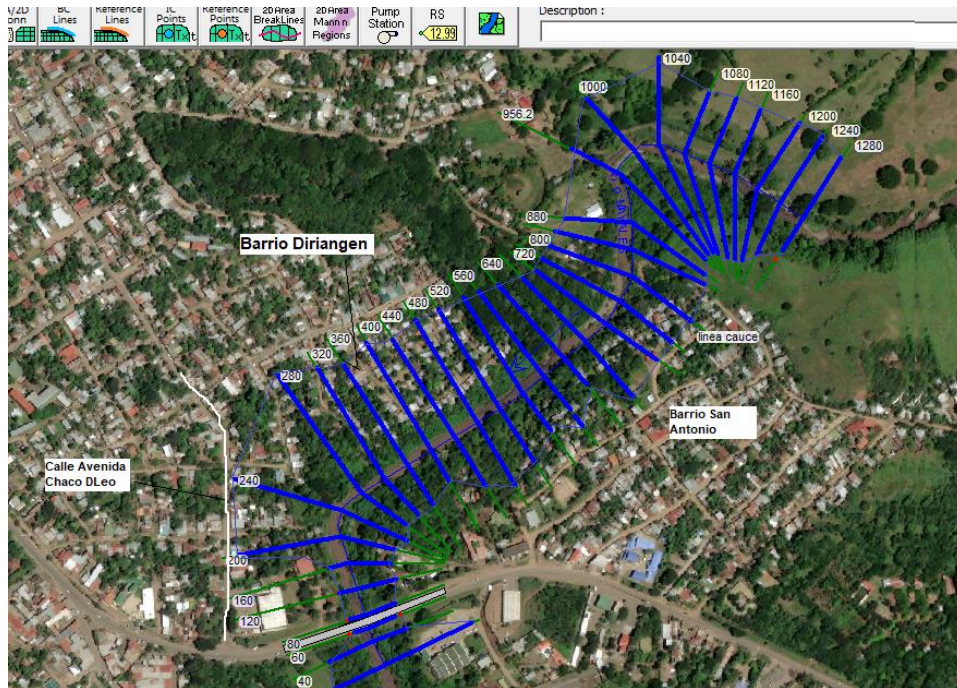


Nota: Elaboración propia

4.3.7. Mapa de Llanura de Inundación

Figura 42

Llanura de Inundación Caudal Maximo



Nota: Elaboración propia

Se puede observar que la llanura de inundación afecta en mayor manera al barrio Diriangen, en la imagen se puede apreciar, la avenida Chaco D 'Leo donde termina la llanura de inundación. Esta situación fue el caso presenciado en los últimos años en la zona.

4.4. Diseño de Muro de Contención con Gaviones

4.4.1. Análisis Hidráulico con Muros de Contención

Del análisis de resultados de las áreas de inundación del tramo en estudio, se propone como alternativa ubicar gaviones en los tramos donde se desborda el río para lo

cual estos serán diseñados con el caudal máximo obtenido del análisis hidrológico, en la siguiente tabla se presentan los resultados hidráulicos y la ubicación de los gaviones, con una altura útil de 5 metros:

A continuación, se presentan los resultados hidráulicos del cauce con la presencia de los gaviones en ambos tramos.

Tabla 56

Resultados de Análisis Hidráulico con Muros de Contención

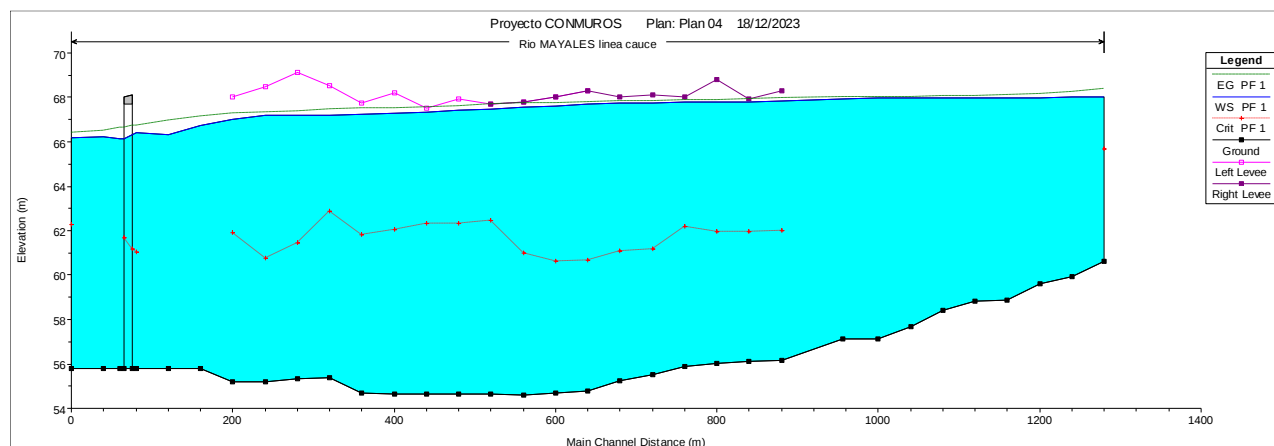
Est.	Q max (m ³ /s)	Elev Min Canal (m)	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev (m)	E.G. Pendiente (m/m)	Vel (m/s)	Área Caudal (m ²)	Ancho superior (m)	# Froude
1+280	1530.60	60.63	68.02	65.69	68.39	0.00	2.81	614.85	168.80	0.4
1+240	1530.60	59.92	68.00		68.26	0.00	2.35	738.26	205.83	0.34
1+200	1530.60	59.59	67.98		68.17	0.00	2.03	873.41	227.01	0.28
1+160	1530.60	58.88	67.98		68.12	0.00	1.68	1055.00	232.18	0.21
1+120	1530.60	58.82	67.97		68.09	0.00	1.58	1154.92	249.23	0.19
1+080	1530.60	58.41	67.96		68.06	0.00	1.43	1244.73	256.06	0.17
1+040	1530.60	57.69	67.97		68.03	0.00	1.14	1567.75	310.43	0.14
1+000	1530.60	57.15	67.96		68.02	0.00	1.09	1547.63	295.15	0.13
0+956	1530.60	57.14	67.94		68.00	0.00	1.13	1424.61	263.93	0.14
0+880	1530.60	56.15	67.84	61.99	67.96	0.00	1.57	1063.89	180.70	0.18
0+840	1530.60	56.12	67.82	61.97	67.93	0.00	1.56	1063.37	180.63	0.18
0+800	1530.60	56.03	67.80	61.97	67.91	0.00	1.46	1167.86	195.72	0.17
0+760	1530.60	55.87	67.77	62.21	67.88	0.00	1.51	1092.31	178.20	0.17
0+720	1530.60	55.52	67.73	61.18	67.86	0.00	1.59	1003.19	154.27	0.18
0+680	1530.60	55.25	67.73	61.06	67.82	0.00	1.43	1198.61	180.71	0.16
0+640	1530.60	54.78	67.68	60.69	67.80	0.00	1.52	1041.77	130.00	0.16
0+600	1530.60	54.68	67.61	60.62	67.77	0.00	1.81	898.68	100.24	0.18
0+560	1530.60	54.61	67.56	60.97	67.73	0.00	1.90	859.09	102.42	0.2
0+520	1530.60	54.64	67.46	62.48	67.68	0.00	2.12	748.25	98.66	0.24
0+480	1530.60	54.63	67.42	62.33	67.62	0.00	2.00	806.04	150.66	0.24
0+440	1530.60	54.66	67.34	62.32	67.58	0.00	2.17	719.83	129.92	0.26
0+400	1530.60	54.65	67.30	62.05	67.54	0.00	2.15	712.64	94.94	0.25
0+360	1530.60	54.67	67.24	61.84	67.50	0.00	2.27	688.70	114.39	0.28
0+320	1530.60	55.38	67.18	62.85	67.45	0.00	2.32	677.83	126.35	0.3

0+280	1530.60	55.33	67.19	61.45	67.39	0.00	1.94	799.64	145.13	0.25
0+240	1530.60	55.21	67.21	60.78	67.33	0.00	1.57	1004.03	166.78	0.18
0+200	1530.60	55.20	67.01	61.92	67.27	0.00	2.26	685.90	114.86	0.27
0+160	1530.60	55.78	66.76		67.16	0.00	2.83	550.72	91.95	0.35
0+120	1530.60	55.78	66.33		66.97	0.01	3.55	437.93	89.04	0.47
0+080	1530.60	55.80	66.40	61.04	66.75	0.00	2.62	583.51	71.54	0.29
0+060	1530.60	55.78	66.14		66.62	0.00	3.07	498.64	65.75	0.36
0+040	1530.60	55.78	66.25		66.51	0.00	2.29	699.31	126.86	0.27
0+000	1530.60	55.78	66.18	62.29	66.43	0.00	2.28	763.38	228.81	0.28

Nota: Elaboración propia

Figura 43

Perfil Hidráulico Análisis con Muros de Gaviones



Nota: Elaboración propia

En el gráfico se observa que el flujo de agua es tiene una altura promedio de 67 metros, lo cual indica que no sufrió variación el nivel Hidráulico, a pesar de representar un caudal considerablemente grande. En la modelación en el software, el régimen sigue siendo subcrítico, en toda la longitud del cauce, debido a que la velocidad es lo suficientemente baja como para mantener el flujo lento.

4.4.1.1. Altura de Gaviones

- ❖ **Barrio Diriangen:** La propuesta de muros de gaviones para el barrio Diriangen, se establece en la estación 0+640 hasta la 0+200, ya que el tramo 0+640 – 0+880, no afecta al barrio Diriangen, los muros tienen una altura máxima de 5 metros, en la siguiente figura se muestra la ubicación de estos

Figura 44

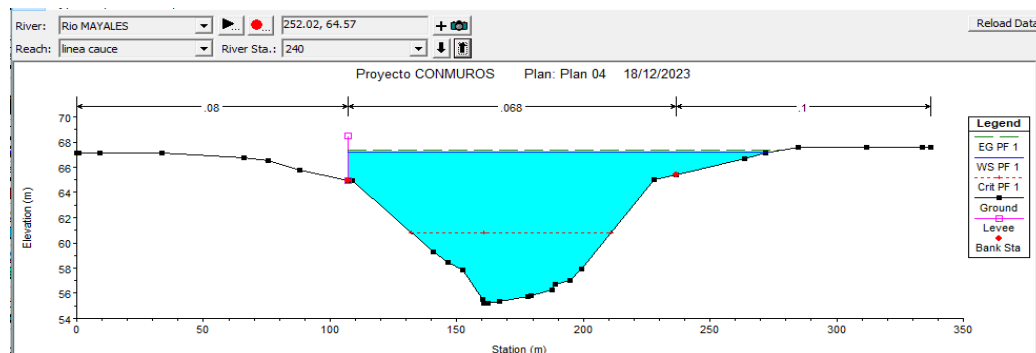
Ubicación Gaviones Barrio Diriangen



Nota: Elaboración propia

Figura 45

Sección Transversal Est 0+240 con Gavión h=5m



Nota: Elaboración propia

En la figura anterior se puede observar que al ubicar el gavión con la venciendo la altura del flujo mitigamos la zona de inundación del barrio Diriangen, en la figura 36 se muestra los datos hidráulicos de la sección, en donde el margen izquierdo no es afectado debido a la presencia del muro.

❖ **Barrio San Antonio:** La propuesta de muros de gaviones para el barrio San Antonio, se establece en la estación 0+880 hasta la 0+480, la altura requerida de los gaviones es de 5 metros máximo, en la siguiente figura se muestra la ubicación de estos.

Figura 46

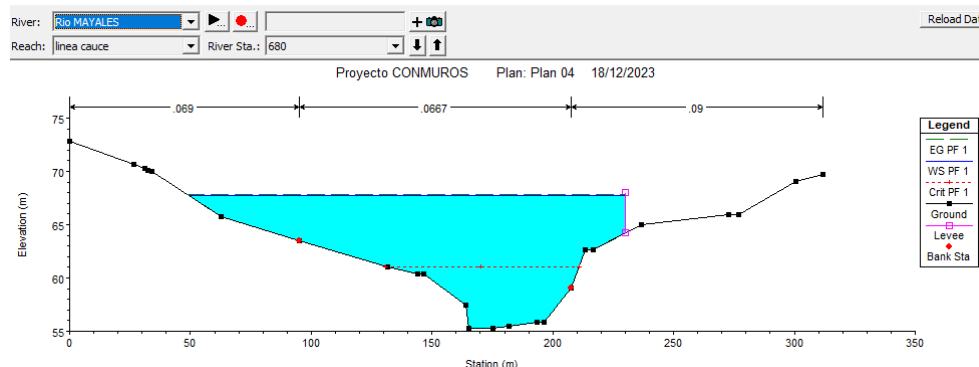
Ubicación Gaviones Barrio San Antonio



Nota: Elaboración propia

Figura 47

Sección Transversal Est 0+680 con Gavión H=5m



Nota: Elaboración propia

En la figura anterior se puede observar que al ubicar el gavión con la que se está venciendo la altura del flujo mitigamos la zona de inundación del barrio San Antonio, en la siguiente tabla se muestra los datos hidráulicos de la sección, en donde el margen derecho solo es afectado en una longitud de 22.27 m debido a la presencia del muro.

Figura 48

Resultados Est 0+280 Afectación Maxima del Barrio Diariagen

River:	Rio MAYALES	Profile:	PF 1		
Reach:	linea cauce	RS:	680	Plan:	Plan 04
Plan: Plan 04 Rio MAYALES linea cauce RS: 680 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	67.82	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.10	Wt. n-Val.	0.069	0.067	0.090
W.S. Elev (m)	67.73	Reach Len. (m)	35.97	40.00	40.28
Crit W.S. (m)	61.06	Flow Area (m2)	113.89	971.66	113.06
E.G. Slope (m/m)	0.000525	Area (m2)	113.89	971.66	113.06
Q Total (m3/s)	1530.60	Flow (m3/s)	69.15	1386.47	74.99
Top Width (m)	180.71	Top Width (m)	45.84	112.60	22.27
Vel Total (m/s)	1.28	Avg. Vel. (m/s)	0.61	1.43	0.66
Max Chl Dpth (m)	12.48	Hydr. Depth (m)	2.48	8.63	5.08
Conv. Total (m3/s)	66801.3	Conv. (m3/s)	3017.8	60510.9	3272.7
Length Wtd. (m)	39.87	Wetted Per. (m)	46.07	114.78	26.89
Min Ch El (m)	55.25	Shear (N/m2)	12.73	43.58	21.65
Alpha	1.15	Stream Power (N/m s)	7.73	62.19	14.36
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	8.45	483.43	19.87
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.58	64.74	11.68

Nota: Elaboración propia

4.4.2. Geometría de la Sección Típica

Gracias a los resultados obtenidos de la modelación en HEC-RAS, se procederá a extraer los elementos meramente esenciales que serán ocupados para el cálculo, los cuales se pueden ver en la tabla 57:

Tabla 57

Datos Hidráulicos de las Estaciones 0+200 - 0+880

Estación	Q Total (m3/s)	Nivel del flujo (m)	Cota de fondo (m)	Pendiente del cauce (m/m)	Vel Canal (m/s)	Área (m²)	Espejo de Agua (m)	Tirante (m)	#Fr
0+880	1530.60	67.84	56.15	0.00	1.57	1063.89	180.70	11.69	0.18
0+840	1530.60	67.82	56.12	0.00	1.56	1063.37	180.63	11.70	0.18
0+800	1530.60	67.80	56.03	0.00	1.46	1167.86	195.72	11.77	0.17
0+760	1530.60	67.77	55.87	0.00	1.51	1092.31	178.20	11.90	0.17
0+720	1530.60	67.73	55.52	0.00	1.59	1003.19	154.27	12.21	0.18
0+680	1530.60	67.73	55.25	0.00	1.43	1198.61	180.71	12.48	0.16
0+640	1530.60	67.68	54.78	0.00	1.52	1041.77	130.00	12.90	0.16
0+600	1530.60	67.61	54.68	0.00	1.81	898.68	100.24	12.93	0.18
0+560	1530.60	67.56	54.61	0.00	1.90	859.09	102.42	12.95	0.20
0+520	1530.60	67.46	54.64	0.00	2.12	748.25	98.66	12.82	0.24
0+480	1530.60	67.42	54.63	0.00	2.00	806.04	150.66	12.79	0.24
0+440	1530.60	67.34	54.66	0.00	2.17	719.83	129.92	12.68	0.26
0+400	1530.60	67.30	54.65	0.00	2.15	712.64	94.94	12.65	0.25
0+360	1530.60	67.24	54.67	0.00	2.27	688.70	114.39	12.57	0.28
0+320	1530.60	67.18	55.38	0.00	2.32	677.83	126.35	11.80	0.30
0+280	1530.60	67.19	55.33	0.00	1.94	799.64	145.13	11.86	0.25
0+240	1530.60	67.21	55.21	0.00	1.57	1004.03	166.78	12.00	0.18
0+200	1530.60	67.01	55.20	0.00	2.26	685.90	114.86	11.81	0.27

Nota: Elaboración propia

Para la determinación de la altura de los muros se tendrá en cuenta que el tirante máximo del cauce ronda los 12.95 metros, esta altura es muy difícil a vencer, Por lo cual la ubicación de los muros se posicionó en los márgenes donde se alcanzaba a ubicar a

alturas sobresalientes de 5 metros, por lo cual se ocupará la altura media como profundidad para el cálculo de la altura y el análisis de socavación.

4.4.2.1. Altura y Ancho de la Base del Muro

Para el cálculo del borde libre se tomó a Φ como 1.4 en función de la Tabla 7.

A continuación, se muestran los resultados del cálculo de altura del gavión utilizando la Ecuación 28 y Ecuación 29

Tabla 58

Cálculo del Borde Libre y Altura del muro, Tramo Est 0+200 – 0+880

Est.	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Altura Y(m)	Borde libre (m)	Altura H(m)	Altura a utilizar(m)
0+880	1530.6	1.57	5.845	0.18	6.02	7
0+840	1530.6	1.56	5.85	0.17	6.02	
0+800	1530.6	1.46	5.885	0.15	6.04	
0+760	1530.6	1.51	5.95	0.16	6.11	
0+720	1530.6	1.59	6.105	0.18	6.29	
0+680	1530.6	1.43	6.24	0.15	6.39	
0+640	1530.6	1.52	6.45	0.16	6.61	
0+600	1530.6	1.81	6.465	0.23	6.7	
0+560	1530.6	1.9	6.475	0.26	6.73	
0+520	1530.6	2.12	6.41	0.32	6.73	
0+480	1530.6	2	6.395	0.29	6.68	
0+440	1530.6	2.17	6.34	0.34	6.68	
0+400	1530.6	2.15	6.325	0.33	6.65	
0+360	1530.6	2.27	6.285	0.37	6.65	
0+320	1530.6	2.32	5.9	0.38	6.28	
0+280	1530.6	1.94	5.93	0.27	6.2	
0+240	1530.6	1.57	6	0.18	6.18	
0+200	1530.6	2.26	5.905	0.36	6.27	

Nota: Elaboración propia

Las alturas planteadas muestran longitudes de hasta 6.47 metros, las cuales al determinarles el borde libre se considera una altura general de 7 metros para el diseño del muro.

El cálculo del ancho se realiza bajo la expresión $B \geq \frac{H}{2}$ por lo cual se considera que el ancho de la base del muro será de 4 metros, por lo tanto, tomando las medidas comerciales, el muro estará formado por bloques de 1 m y 1.5 m escalonados.

4.4.2.2. Longitud y Espesor del Colchón Antisocavante

El Flujo del cauce presenta una velocidad máxima de 2.37 m/s por lo cual según la Tabla 8 de acuerdo a los límites de velocidad crítica se puede seleccionar un espesor de 0.17 m para el colchón antisocavante el cual puede ser rellenado con piedras de un diámetro medio de 0.085 m.

A continuación, se muestra los resultados del cálculo de la socavación generada por el flujo constante según la Ecuación 30 hasta la Ecuación 33

Tomando en cuenta el cálculo de los primeros factores para el desarrollo de la ecuación, se seleccionan los siguientes:

Para un tiempo de retorno de 100 años

$$B = 0.8416 + 0.03342 \ln(100) = 0.996$$

Considerando que el fondo del cauce solo contiene sedimentos arena fina, se puede determinar partículas con un diámetro medio $d_m=0.5$ milímetros, por lo cual $X=0.41$ y entonces los resultados de la socavación se presentan en la Tabla 59:

Tabla 59

Cálculo de la Socavación en los Márgenes, Tramo est 0+200 – 0+880

Est.	Q	Ho	Be	Y(m)	dm (mm)	β	X	A	Hs	e
0+880	1530.60	5.845	180.7	5.845	0.5	0.996	0.41	0.45	6.89	1.04
0+840	1530.60	5.85	180.63	5.85	0.5	0.996	0.41	0.45	6.89	1.04
0+800	1530.60	5.885	195.72	5.885	0.5	0.996	0.41	0.41	6.51	0.62
0+760	1530.60	5.95	178.2	5.95	0.5	0.996	0.41	0.44	6.96	1.01
0+720	1530.60	6.105	154.27	6.105	0.5	0.996	0.41	0.49	7.7	1.6
0+680	1530.60	6.24	180.71	6.24	0.5	0.996	0.41	0.4	6.89	0.65
0+640	1530.60	6.45	130	6.45	0.5	0.996	0.41	0.53	8.7	2.25
0+600	1530.60	6.465	100.24	6.465	0.5	0.996	0.41	0.68	10.46	4
0+560	1530.60	6.475	102.42	6.475	0.5	0.996	0.41	0.66	10.3	3.83
0+520	1530.60	6.41	98.66	6.41	0.5	0.996	0.41	0.7	10.58	4.17
0+480	1530.60	6.395	150.66	6.395	0.5	0.996	0.41	0.46	7.84	1.44
0+440	1530.60	6.34	129.92	6.34	0.5	0.996	0.41	0.54	8.7	2.36
0+400	1530.60	6.325	94.94	6.325	0.5	0.996	0.41	0.75	10.87	4.55
0+360	1530.60	6.285	114.39	6.285	0.5	0.996	0.41	0.63	9.53	3.24
0+320	1530.60	5.9	126.35	5.9	0.5	0.996	0.41	0.63	8.88	2.98
0+280	1530.60	5.93	145.13	5.93	0.5	0.996	0.41	0.54	8.05	2.12
0+240	1530.60	6	166.78	6	0.5	0.996	0.41	0.46	7.29	1.29
0+200	1530.60	5.905	114.86	5.905	0.5	0.996	0.41	0.69	9.5	3.59

Nota: Elaboración propia

En base a lo anterior, la longitud del colchón antisocavante para cada sección se presenta en la tabla

Tabla 60

Longitud del Colchón Antisocavante

Banda	Est.	e(m)	Lmin(m)	Lmax (m)	Lpromedio (m)	L usar (m)
Derecha	0+880	1.042	1.56	2.08	1.82	3
	0+840	1.039	1.56	2.08	1.82	
	0+800	0.623	0.93	1.25	1.09	
	0+760	1.006	1.51	2.01	1.76	
	0+720	1.600	2.40	3.20	2.80	
	0+680	0.647	0.97	1.29	1.13	

Ambas Bandas	0+640	2.249	3.37	4.50	3.94
	0+600	3.995	5.99	7.99	6.99
	0+560	3.827	5.74	7.65	6.70
	0+520	4.169	6.25	8.34	7.30
	0+480	1.440	2.16	2.88	2.52
Izquierda	0+440	2.363	3.54	4.73	4.13
	0+400	4.546	6.82	9.09	7.96
	0+360	3.240	4.86	6.48	5.67
	0+320	2.977	4.46	5.95	5.21
	0+280	2.116	3.17	4.23	3.70
	0+240	1.290	1.94	2.58	2.26
	0+200	3.592	5.39	7.18	6.29

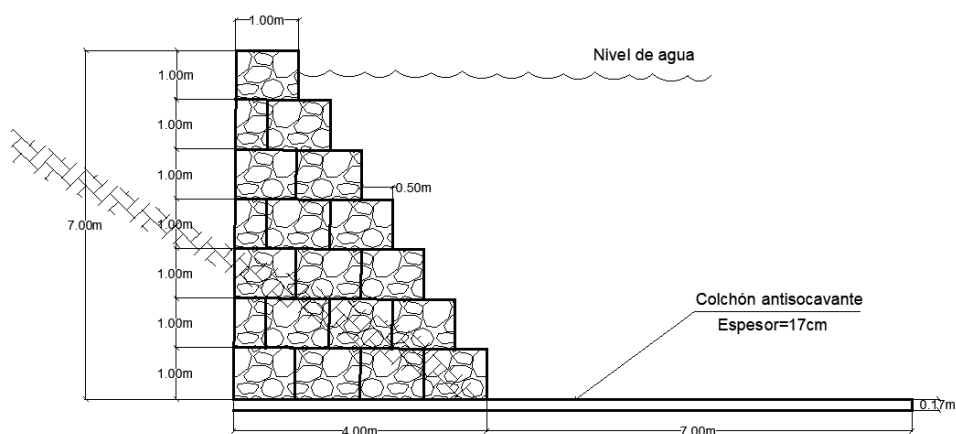
7

Nota: Elaboración propia

De acuerdo a lo estipulado anteriormente en el análisis hidráulico, se planteó que se establecerían muros a ambos costados del río en relación con los barrios afectados, por lo tanto, por la banda izquierda el muro poseerá un colchón antisocavante de 7 metros, mientras que por la banda derecha se le asignara un largo ancho de 3 metros.

Figura 49

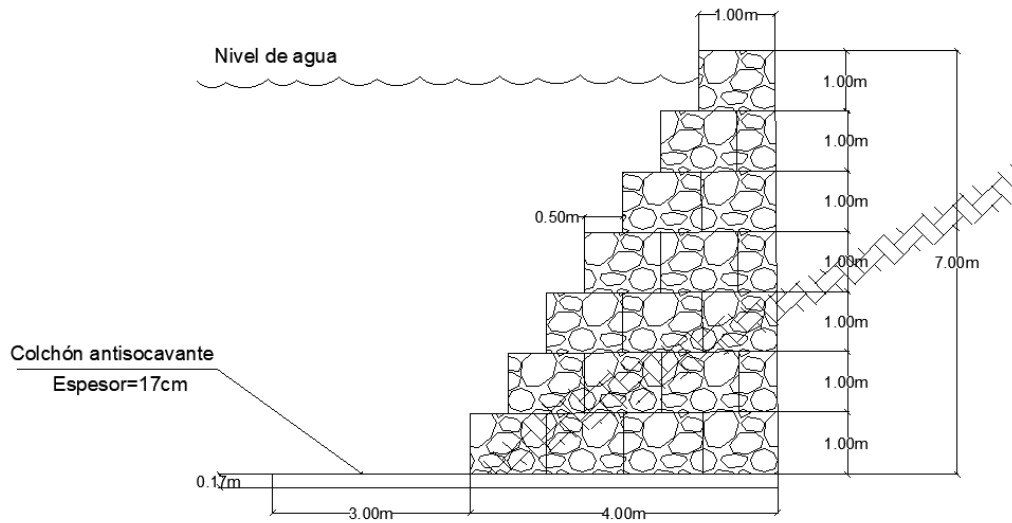
Dimensiones de la Sección Típica Margen Izquierdo



Nota: Elaboración propia

Figura 50

Dimensiones de la Sección Típica Margen Derecho



Nota: Elaboración propia.

4.4.2.3. Descripción del Diseño

❖ Estabilidad del colchón antisocavante

Según la Tabla 12 para pesos específicos de materiales típicos para relleno en gaviones, se seleccionó una magnitud de 2700 N/m^3 , el diámetro medio del material ya se había determinado en el apartado anterior; con ayuda de las descripciones de cada sección en Hec-Ras se pudo determinar el ángulo promedio de inclinación de los márgenes “ α ”, las pendientes del fondo del canal y se determinó un ángulo de fricción interno aproximado de ψ , lo cual se describe a continuación.

$\gamma_s \text{ (N/m}^3\text{)}$	$\gamma_w \text{ (N/m}^3\text{)}$	C	dm (m)	g (m/s ²)	ψ	α
2700	1000	0.1	0.085	9.81	41	12

Con estos datos se procede a realizar el cálculo de las tensiones tangentes relativas al fondo del cauce y a los márgenes del canal según la Ecuación 34 hasta la Ecuación 37, obteniéndose los resultados en la tabla 61.

Tabla 61

Cálculo de las Tensiones Tangentes Relativas al Fondo y Márgenes del Canal

Est.	Q (m ³ /s)	Tirante Y(m)	i (m/m)	τ_o (N/m ²)	τ_m (N/m ²)	$\tau_{o,c}$ (N/m ²)	$\tau_{m,c}$ (N/m ²)
0+880	1530.6	5.845	0.000636	36.4678902	27.35091765	141.75	134.45
0+840	1530.6	5.85	0.000637	36.5564745	27.41735588		
0+800	1530.6	5.885	0.00053	30.5978805	22.94841038		
0+760	1530.6	5.95	0.00059	34.438005	25.82850375		
0+720	1530.6	6.105	0.000741	44.37852705	33.28389529		
0+680	1530.6	6.24	0.000525	32.13756	24.10317		
0+640	1530.6	6.45	0.000605	38.2810725	28.71080438		
0+600	1530.6	6.465	0.000705	44.71226325	33.53419744		
0+560	1530.6	6.475	0.000917	58.24761075	43.68570806		
0+520	1530.6	6.41	0.001289	81.0550269	60.79127018		
0+480	1530.6	6.395	0.001396	87.5779902	65.68349265		
0+440	1530.6	6.34	0.00089	55.353906	41.5154295		
0+400	1530.6	6.325	0.00087	53.9819775	40.48648313		
0+360	1530.6	6.285	0.001022	63.0122787	47.25920903		
0+320	1530.6	5.9	0.001337	77.384223	58.03816725		
0+280	1530.6	5.93	0.000862	50.1453846	37.60903845		
0+240	1530.6	6	0.000814	47.91204	35.93403		
0+200	1530.6	5.905	0.001866	108.0937413	81.07030598		

Nota: Elaboración propia

De los resultados anteriores, se puede observar que las tensiones máximas de las secciones no pueden superar el valor de las tensiones críticas, por lo cual se cumplen las condiciones y el colchón antisocavante es estable.

$$108.09 \text{ N/m}^2 < 141.75 \text{ N/m}^2$$

$$81.07 \text{ N/m}^2 < 134,45 \text{ N/m}^2$$

❖ Estabilidad del muro de contención

Para la determinación completa de las fuerzas actuantes se debió formular un proceso que se ajuste a la descripción de la sección del muro, en donde se tomaran las diferentes consideraciones de alturas y parámetros.

Tabla 62

Datos Característicos del Suelo y Material de Relleno

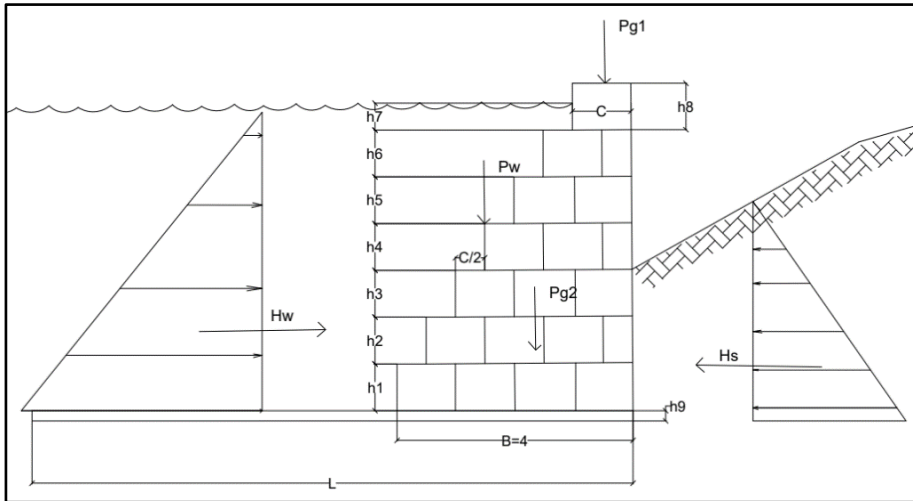
Consideraciones	$\gamma_w \left(\frac{Kg}{m^3} \right)$	1000
	$\gamma_s \left(\frac{Kg}{m^3} \right)$	1800
	n	0.2
	N	0.3
	ϕ	35°
	$\gamma_{g1} \left(\frac{Kg}{m^3} \right)$	1800
	$\gamma'_s \left(\frac{Kg}{m^3} \right)$	2700

Nota: Elaboración propia

Las diferentes fuerzas actuantes que se deben tomar en cuenta, se deben calcular por medio de un análisis estático con ayuda de un diagrama de cuerpo libre que explique la situación en estudio, entre ellas se calculó presión hidrostática del agua, empuje activo del suelo, peso del agua, peso de los gaviones parcial y totalmente sumergidos, las cuales se identificarán como fuerzas estabilizantes y fuerzas volcantes.

Figura 51

Diagrama de Cuerpo Libre del Muro de Gaviones



Nota: Elaboración propia

❖ Presión hidrostática

Donde

$$Hw = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times (Y_{mx})^2$$

Hw = Presión hidrostática

γ_w = peso específico del agua

$$Y_w = \frac{1}{3} (Y_{mx})$$

Y_{mx} = tirante máximo de la sección

Y_w = punto de aplicación del empuje de agua

Por lo tanto:

$$Hw = \frac{1}{2} \times (1000 \text{ Kg/m}^3) \times (6.475\text{m})^2 = 20962.813 \text{ Kg/m}$$

$$Y_w = \frac{1}{3} (6.745\text{m}) = 2.158\text{m}$$

❖ Empuje activo del suelo

K_a = Coeficiente activo de presión de tierras

$$K_a = \tan\left(1 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

$$\gamma'_m = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

γ_w = peso específico del agua

$$H_s = \frac{1}{2} \times \gamma'_m \times (h_1)^2 \times K_a$$

γ_s = Peso específico del suelo

n = porosidad del suelo detrás del muro

$$Y_s = \frac{1}{3}(h_1)$$

γ'_m = Peso específico del suelo sumergido

h_1 = altura que abarca la capa de suelo

Y_s = Punto de aplicación del empuje del suelo

$$K_a = \tan\left(1 - \frac{35}{2}\right)^2 = 0.271$$

$$\gamma'_m = (1800 - 1000)(1 - 0.2) = 640 \text{ Kg/m}^3$$

$$H_s = \frac{1}{2} \times (640 \text{ Kg/m}^3) \times (3.17\text{m})^2 \times 0.271 = \mathbf{871.42 \text{ Kg/m}}$$

$$Y_s = \frac{1}{3}(3.17\text{m}) = \mathbf{1.057\text{m}}$$

❖ Peso del agua

P_w = Peso del agua

$$P_w = B \times \gamma_w \times Y_{max}$$

$$X_{PW} = \frac{1}{2}(B)$$

B = Ancho efectivo de la base del muro

γ_w = peso específico del agua

Y_{max} = tirante máximo de la sección

X_{PW} = Punto de aplicación del empuje del peso del agua

$$P_W = (4m) \times (1000 \text{ Kg}/m^3) \times (6.475m) = \mathbf{25900 \text{ Kg}/m}$$

$$X_{PW} = \frac{1}{2}(4m) = \mathbf{2m}$$

❖ **Peso de los gaviones**

Peso de los gaviones parcialmente sumergidos

P_{g1} = Peso de gavión parcialmente sumergido

$$P_{g1} = C \times \gamma_{g1} \times (h_T - Y_{max})$$

C = Ancho del gavión superior

$$X_{Pg1} = \frac{1}{2}(C)$$

γ_{g1} = Peso específico de gavión parcialmente sumergido

Y_{max} = tirante máximo de la sección

h_T = Altura total del muro

X_{PW} = Punto de aplicación de la fuerza

$$P_{g1} = (1m) \times (1800 \text{ Kg}/m^3) \times (7m - 6.475m) = \mathbf{945 \text{ Kg}/m}$$

$$X_{Pg1} = \frac{1}{2}(1m) = \mathbf{0.5m}$$

❖ **Peso y momento de los gaviones totalmente sumergidos**

γ_{g1} =Peso específico de gavión totalmente sumergido

γ'_s = Peso específico del material para relleno de gaviones

N = Porosidad de los gaviones $\gamma_{g2} = \gamma'_s \times (1 + N) + N \times \gamma_w$

γ_w = Peso específico del agua

$$\gamma_{g2} = \left(2700 \frac{Kg}{m^3}\right) \times (1 + 0.3) + 0.3 \times \left(1000 \frac{Kg}{m^3}\right) = 3810 \frac{Kg}{m^3}$$

El cálculo se realizó tomando en cuenta la geometría del muro; se calcula el área por cada nivel del muro y se multiplica por el peso específico calculado para así obtener el peso por unidad de longitud, se miden los centroides de aplicación de la fuerza por cada nivel, e inmediatamente se obtiene el momento generado por el peso del muro.

Tabla 63

Cálculo del Momento Estabilizante por el Propio Peso del Muro

	Área (m ²)	Peso (kgf/m)	Xpg ₂ (m)	Momento(Kgf)
h7	0.475	1,809.75	0.5	904.875
h6	1.5	5,715	0.75	4,286.25
h5	2	7,620	1	7620
h4	2.5	9,525	1.25	11,906.25
h3	3	11,430	1.5	17145
h2	3.5	13,335	1.75	23,336.25
h1	4	15,240	2	30,480
Total		64,674.75		95,678.625

Nota: Elaboración propia

❖ Estabilidad al volteo

Para el cálculo del coeficiente de seguridad se procederá a hacer la sumatoria de las fuerzas estabilizantes y las volcantes.

$$St = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$$

$$St = \frac{(25900 \text{ Kg/m})(2m) + (945 \text{ Kg/m})(0.5m) + 95678.625\text{Kg}}{(20962.813 \text{ Kg/m})(2.158m) - (871.42 \text{ Kg/m})(1.057m)}$$

$$St = 3.34 > 1.5 \text{ OK}$$

❖ Estabilidad al deslizamiento

De la misma manera se procederá a la realización la sumatoria de fuerza verticales y horizontales

$$Ss = \frac{\sum V \times \tan \varphi}{\sum H} > 1.5$$

$$St = \frac{\left((25900 \text{ Kg/m}) + (945 \text{ Kg/m}) + 64674.75 \text{ Kg/m} \right) \times \tan(35)}{(20962.813 \text{ Kg/m}) - (871.42 \text{ Kg/m})}$$

$$St = 3.2 > 1.5 \text{ OK}$$

❖ Estabilidad al asentamiento

Se determina el valor de la excentricidad para evaluar con que formula se evaluará el esfuerzo normal, por lo tanto:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s - M_r}{\sum V}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{147951.125 \text{ Kg} - 44323.948 \text{ Kg}}{91519.75 \text{ Kg/m}} = 0.868$$

$$e = 0.868 > \frac{B}{6} = \frac{4}{6}$$

$$0.868 > 0.667$$

Entonces, al determinar la condición, se nos muestra que la excentricidad no cumple lo establecido, por lo que el cálculo del esfuerzo normal se vería de la siguiente manera:

$$d = \frac{M_s - M_r}{\Sigma V} = \frac{147951.125 \text{ Kg} - 44323.948 \text{ Kg}}{91519.75 \text{ Kg/m}} = 1.132$$

$$\sigma_{Max} = \frac{2 \Sigma V}{3d} = \frac{2(91519.75 \text{ Kg/m})}{3(1.132m)} = 53884.6077 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{Max} = 5.388 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusiones

El análisis hidrológico realizado por medio del modelo del software HEC-HMS utilizando una tormenta de diseño de 6 horas en función del tiempo de concentración de la cuenca, muestra un caudal considerablemente grande una vez afectado por el factor de cambio climático. En este estudio se alcanzó un caudal para el TR 100 años, de 1527.80 m³/s. Un punto muy importante a mencionar, es el empleo del coeficiente por condiciones del cambio climático (Kcc), el cual, genera un aumento apreciable en el hietograma de lluvia, que a su vez afecta directamente al caudal pico que transitará por el punto de cierre en cuestión. El Kcc, realiza un ajuste más adecuado por las condiciones actuales de precipitación y es necesario el uso de este en todo estudio de hidrología.

Por medio de la modelación hidráulica en el programa HEC-RAS, se observa que la llanura de inundación afecta directamente a los barrios Diriangen (siendo el más afectado, con una llanura de inundación máxima de 151.53 m a partir del margen izquierdo del río afectando a decenas de viviendas) y San Antonio, con una llanura de inundación máxima de 81.76 m a partir del margen derecho del río afectando a un menor porcentaje.

Por medio de la simulación en HEC-RAS con la implementación de muros como defensa ribereña, se logra mitigar en gran medida el alcance que tiene la llanura de inundación, plantando el diseño de muros de gaviones como alternativa para la solución ante tal fenómeno natural, los cuales bajo las normas mínimas de diseño demuestran ser lo suficientemente estables, cumpliendo con todas las condiciones necesarias.

Se deberán de usar bloques de gaviones con dimensiones de 1 m x 1 m x 1 m y 1.5 m x 1 m x 1 m para lograr abarcar la distribución propuesta en una sección de 4

metros de base por 7 metros de altura, con un colchón antisocavante de 0.17 m de espesor con 3 m y 7 m de longitud asignados a ambos márgenes del río, para la protección adecuada de los barrios afectados.

Recomendaciones

Al Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER)

- A la instalación de nuevas y seguimiento de viejas estaciones meteorológicas para mantener un registro más completo de los datos de lluvia en las diferentes regiones, dicha falta de datos reduce la precisión de los estudios realizados en el país.
- Creación de registro histórico de crecidas máximas (hidrogramas de crecidas) de los ríos principales del país, lo cual permitirá la calibración de los modelos hidrológicos elaborados.
- A la creación y constante actualización de sitios web de fácil acceso, para la descarga de archivos y sistemas de información geométricos de todo el territorio nacional para el manejo público y/o académico de los cuales son datos básicos para el estudio de diferentes tópicos.

A la población y autoridades estatales (Alcaldía Municipal):

- A la evacuación de la llanura de inundación, como prioridad, para salvaguardar la vida de las familias que habitan en las zonas propensas.

Bibliografía

- Aguilera Sierra, E. (2010). *Análisis de Crecidas Máximas para Honduras*. Universidad San Carlos de Guatemala.
- Almeida, B. d., & Pérsio, L. (2008). *Obras de Contención*. Lima: Macaferri de Perú S.A.C.
- Arias Chacón, S. (2018). Distribución Temporal de la Lluvia de Diseño Obras Hidráulicas . *XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Buenos Aires.
- Aristizábal, V., Botero, A., & Vélez, J. (2012). *Manual de Hidrología para Obras Viales Basado en el Uso de Sistemas de Información Geográfica*. Manizales, Colombia: Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.
- Asensio, S. I. (2020). *Metodos para la Determinación del Tiempo de Concentración de Una Cuenca Hidrografica*. Valencia: Universidad Politecnica de Valencia.
- Autoridad Nacional del Agua. (2014). *Plan de Gestión Integrada de Recursos Hídricos de la Subcuenca Mayales*.
- Bateman, A. (2007). *Hidrología Basica y Aplicada*. Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos.
- Breña Puyol, A., & Jacobo Villa, M. (2006). *Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial*. Mexico D.F, Mexico: IEP.
- Calero, K., & Gómez, L. (2013). *Diseño Hidráulico para Extensión del Cauce Las Américas IV en el Distrito VI de la Ciudad de Managua*. Managua: Universidad Centroamericana.

- Campos, A., & Evgeny, K. (2016). *Hidráulica e Hidrología para Ingeniería*. Moscú, Rusia: Universidad de La Amistad de los Pueblos de Rusia.
- Chamorro, G. (2011). Estimación del Caudal por el Método de Flotadores. *Guía de hidrometría, I(1)*, 5-101.
- Chow, V. T. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Sante fé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogota: McGraw-Hill.
- Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centro America. (2016). *Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centro América* (Primera ed.).
- Cordón Mena, E. L., & Quijano Briones, M. J. (2017). *Diseño Hidráulico del Cauce Ticomio, Tramo del barrio William Galiano, Distrito III Managua*. Managua , Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería (FTC).
- Das, B. M. (2001). *Principio de Ingeniería de Cimentaciones 4ta edición*. California: International Thomson Editores.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (Septima ed.). Cengage Learning.
- Fernández de Córdova Webster, C. J., León Méndez, A. J., Rodríguez López, Y., Martínez Ramírez, P. G., & Meneses Meneses, D. M. (2018). Influencia del

- Método de Estimación en el Coeficiente de Manning para Cauces. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 39(1), 17-31.
- Flowers, R., Ortiz, R., Burgos, D., León, J. E., & Balladares, M. Á. (2017). Comparación De Cuatro Técnicas Para Seleccionar la Distribución de Probabilidad de Mejor Ajuste para el Análisis de Datos de Precipitación Máxima Anual en México. *JEECOS*, 1(3), 55-78.
- García Villanueva, N. H. (2016). *Hidráulica de Canales. Principios Básicos*. Mexico: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Gaspari, F. J., Rodríguez Vagaría, A. M., Senisterra, G. E., Denegri, G., Delgado, M. I., & Besteiro, S. (2012). *Caracterización Morfométrica de la Cuenca Alta del Río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina*. Buenos Aires: Revista Electrónica del Comité de Medio Ambiente.
- Gómez, R., & Ferrey, W. (2014). *Evaluación Hidráulica de Caja Vehicular del Cauce "El Borbollón" en km 12 1/2 Carretera Norte en el Distrito IV de Managua*. Managua, Nicaragua: Universidad Centroamericana (UCA).
- Gribbin, J. (2012). *Introduction to Hydraulics and Hydrology*. New York: Delmar Cengage Learning.
- Guerra, F., & Gonzales, J. (2002). Caracterización Morfométrica de la Cuenca de la Quebrada La Bermeja, Venezuela. *Geoenseñanza*, 7, págs. 88-108.
- Ibáñez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. M. (2011). *Morfología de las Cuencas Hidrográficas*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (1 de Agosto de 2019). *Gobierno de Mexico*.
<https://n9.cl/iu5u>

Instituto Nacional de Información y desarrollo. (2008). *Juigalpa en Cifras*. Managua:
Instituto Nacional de Información y desarrollo.

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales. (2004). *Evaluación de las Amenazas
Geológicas e Hidrometeorológicas para Sitios de Urbanización*. Instituto
Nicaragüense de Estudios Territoriales, Managua.

Lanza Mejía, N. (2018). Cuenca Hidrográfica. *Conferencia de Hidrologia, Universidad
Nacional de Ingenieria* . Managua.

Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua. (2017). *Guía Metodológica
Hidrotecnia Vial Incorporando la adaptacion al Cambio Climatico*. Managua,
Nicaragua.

Mora, R., Arganis, M., Carrizosa, E., & Esquivel, G. (2016). Caracterización de las
Pérdidas por Infiltración con Análisis Estadístico. *RIBAGUA – Revista
Iberoamericana del Agua*, 23.

National Hurricane Center and Center Pacific Hurricane. (Octubre de 2022). *National
Hurricane Center and Center Pacific Hurricane Center*. <https://n9.cl/nuki1y>

Ochoa, T. (2017). *Hidrología Hidráulica y Socavación de Puentes*. Bogotá: ECOE.

Ollero Ojeda, A., Ballerín Ferrer, D., Díaz Bea, E., Mora Mur, D., Sánchez Fabre, M.,
Acín Naverac, V., Echeverría Arnedo, M. T., González de Matauco, A. I.,
Sánchez Gil, L., Granado García, D., & Sánchez Gil, N. (2007). Un Índice

- Hidrogeomorfológico (IHG) para la Evaluación del Estado Ecológico de Sistemas Fluviales. *Geographica*(52), 113-141.
- Orsolini, H., Zimmermann, E., & Basile, P. (2000). *Hidrología, procesos y métodos*. UNR Editora.
- Palau Ibars, A. (1994). Los Mal Llamados Caudales «Ecológicos». Bases para una Propuesta de Cálculo. *Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*, II(28).
- Paniagua Hernández, D. (2016). *Análisis Hidrológico e Hidráulico de Inundaciones en la Quebrada Valverde de Grecia*. San Jose, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Ramírez García, A. G., Cruz León, A., Sánchez García, P., & Monterroso Rivas, A. I. (2015). La Caracterización Morfométrica de la Subcuenca del Río Moctezuma, Sonora. *Revista de Geografía Agrícola*(55), págs. 27-43.
- Rivas, D., & Moreno, M. (2019). *Delimitación Hidrográfica y Caracterización Morfométrico de la Cuenca del Río Metica*. Villavicencio: Universidad Cooperativa de Colombia Sede Villavicencio.
- Romero Martinez, M. (2017). *Método Soil Conservation Service (Scs) Para Abstracciones*. Universidad Autonoma de Baja California.
- Salas Salinas, M. A. (1999). *Obras de Proteccion Contra Inundaciones*. CENAPRED Mexico.
- Sánchez San Román, F. (2019). *Precipitaciones*. Salamanca: Dpto. Geología, Universidad de Salamanca.

- Sánchez San Román, F. J. (2017). *Manual Introductorio a HEC-RAS*. Salamanca: Dpto. Geología, Universidad de Salamanca.
- Sociedad Geográfica de Lima. (2011). *¿Qué es Cuenca Hidrológica?* Lima: Foro Peruano Para el Agua - GWP Perú.
- Subramanya, K. (2013). *Engineering Hydrology* (Cuarta ed.). New Delhi: McGraw Hill Education (India) Private Limited.
- Torres, Cesar. (2017). *Prontuario Características Técnicas de los Terrenos y Cimentaciones Adecuadas a los Mismos*. Madrid: MAPRE RE, [s.a.].
- Travisany Rodríguez, O. S., & Méndez Rivas, R. (2022). Aplicación de Modelos de Hidrológicos. *EL HIGO Revista Científica y Tecnológica*, XII(12), 59-80.
- Vargas, V., Gutiérrez, J., Plácido, J., & Romero, J. (2011). *Periodos de Retorno de Lluvias Torrenciales para el Estado de Tamaulipas, México*. Mexico.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrologia*. Costa Rica: Maxsoft.
- Villón Béjar, M. (2022). *Calculos Hidrológicos e Hidráulicos en Cuencas Hidrológicas*. Turrialba Costa Rica: Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza.
- Vivas González, C. J. (2004). *Análisis Del Modelaje Hidráulico Del Sistema Hidrico Del Río Chaguama, Mediante El Uso De Hec-Ras*. Guayaquil, Ecuador: Escuela Superior Politecnica del Litoral.

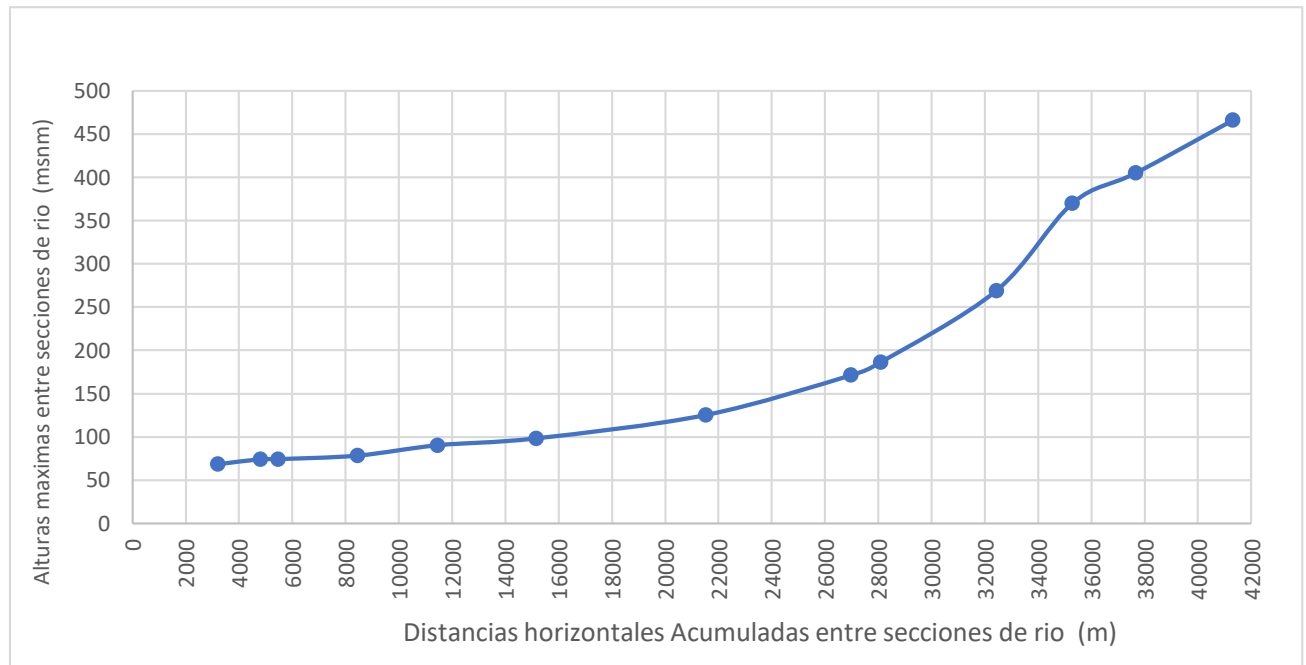
Anexos

Anexo 1 Registro de Intensidades Maximas Anuales Durante el Periodo del 2000 a 2020

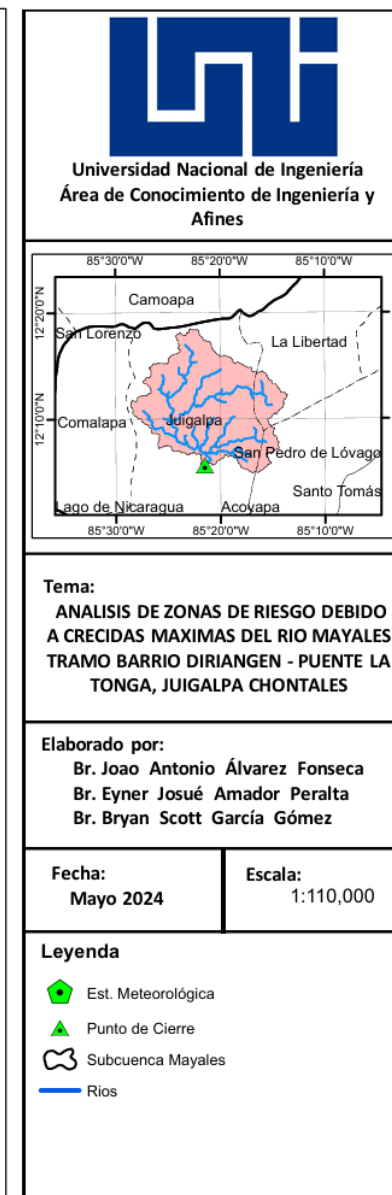
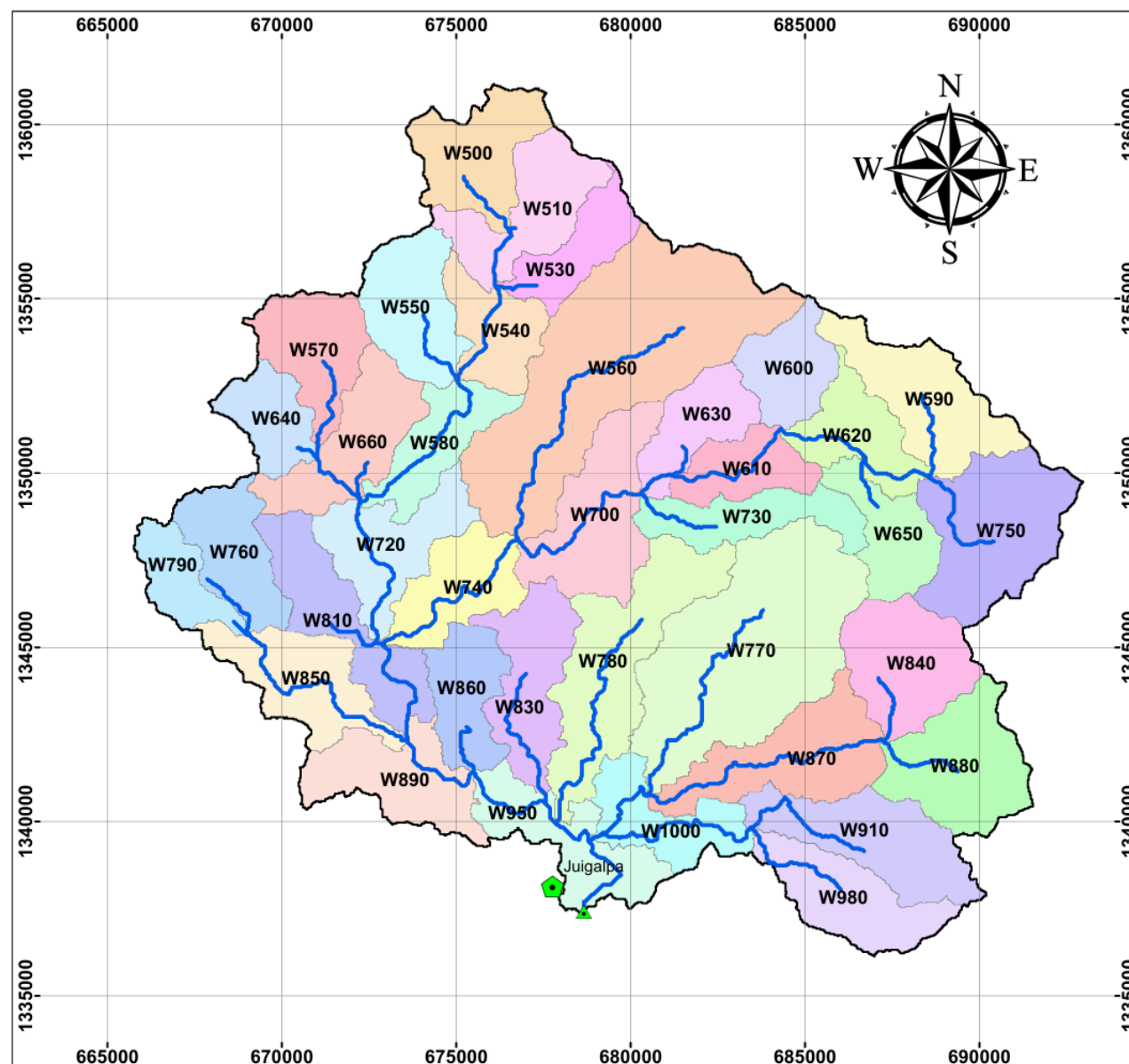
INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES INETER INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACIÓN (mm).								
ESTACIÓN: JUIGALPA. CODIGO: O69 034 Periodo:2000 - 2020					Latitud:12° 06' 00" Longitud: 85° 22' 00" Elevación: 90 msnm Tipo: HMP			
AÑOS	5	10	15	30	60	120	360	720
2000	138.0	114.0	113.2	80.0	44.6	12.5	-	-
2001	230.4	139.2	115.2	92.8	60.7	44.7	-	-
2002	225.6	129.0	122.0	88.0	49.9	29.0	9.2	
2003	162.0	138.0	114.0	85.6	63.2	19.3	3.0	
2004	152.4	109.2	99.6	67.6	54.2	30.7	12.3	8.1
2005	189.6	115.2	108.8	75.6	40.2	26.8	4.5	
2006	116.4	103.2	78.0	48.0	12.0	10.4	-	-
2007	135.6	131.4	112.0	83.8	57.2	29.7	11.3	-
2008	117.6	116.4	96.4	77.6	38.0	21.9	19.3	
2009	116.4	98.8	85.2	77.2	60.0	9.9	-	-
2010	226.8	205.8	150.4	109.6	48.3	18.7	9.2	-
2011	153.6	129.6	101.6	77.2	45.4	25.8	3.8	-
2012	250.8	134.4	92.4	62.6	53.8	37.1	3.3	
2013	205.2	172.2	153.2	110.6	57.8	32.1	13.3	-
2014	142.2	111.0	110.0	77.6	42.0	15.5	1.8	-
2015	118.8	83.4	62.8	45.0	37.1	17.3	-	-
2016	144.0	106.2	90.8	64.0	60.6	20.7	8.7	-
2017	171.6	157.8	136.8	97.0	50.9	41.2	13.2	-
2018	116.4	104.4	80.0	56.8	45.8	39.7	-	-
2019	108.0	84.0	68.0	48.8	35.5	22.0	8.5	-
2020	192.0	172.8	144.8	73.2	43.2	24.5	7.0	-
Máxima	250.8	205.8	153.2	110.6	63.2	44.7	19.3	8.1

Anexo 2 Descripción del Perfil Longitudinal del Río Mayales

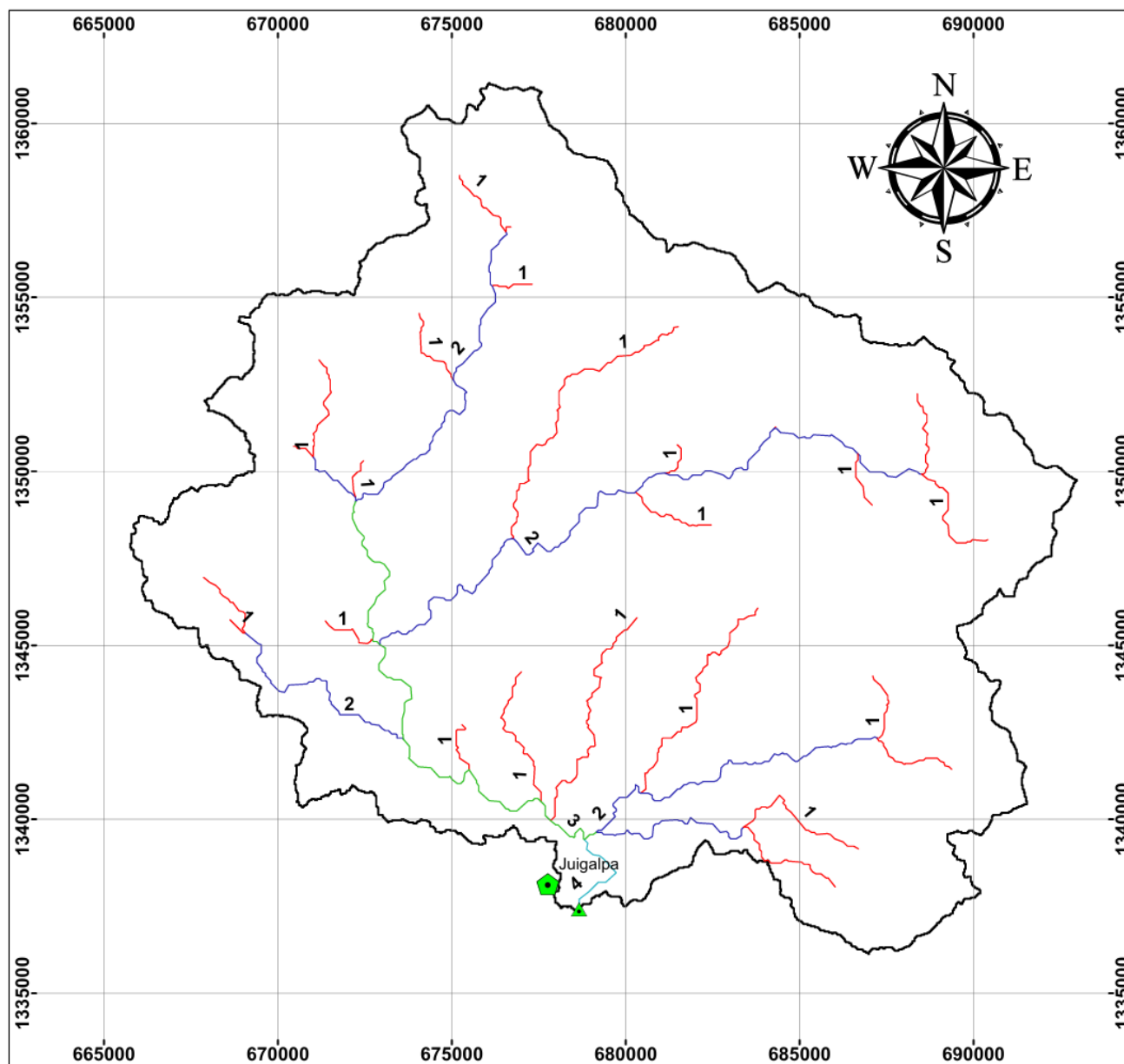
Alturas máximas y mínimas entre secciones de río		Nombre asignado al río	Distancia horizontal (m)	Distancia acumulada
466	405	R230	3645.95423	41318
405	370	R130	2377.16304	37672
370	269	R80	2852.77808	35295
269	186	R140	4350.48069	32442
186	171	R150	1116.11938	28091
171	125	R240	5449.44619	26975
125	98	R300	6362.93585	21526
98	90	R330	3707.85437	15163
90	78	R360	3009.08004	11455
78	74	R400	2968.1687	8446
74	73.9	R410	662.158175	5478
73.9	68	R450	1608.14074	4816
68	66	R490	3207.37651	3207



Anexo 3 Mapa de Delimitación de Subcuencas, Cuenca Mayales



Anexo 4 Número de Orden de Ríos Subcuenca Mayales



Universidad Nacional de Ingeniería
Área de Conocimiento de Ingeniería y
Afines



Tema:
**ANÁLISIS DE ZONAS DE RIESGO DEBIDO
A CRECIDAS MAXIMAS DEL RIO MAYALES
TRAMO BARRIO DIRIANGEN - PUENTE LA
TONGA, JUIGALPA CHONTALES**

Elaborado por:
Br. Joao Antonio Álvarez Fonseca
Br. Eyner Josué Amador Peralta
Br. Bryan Scott García Gómez

Fecha:
Mayo 2024

Escala:
1:110,000

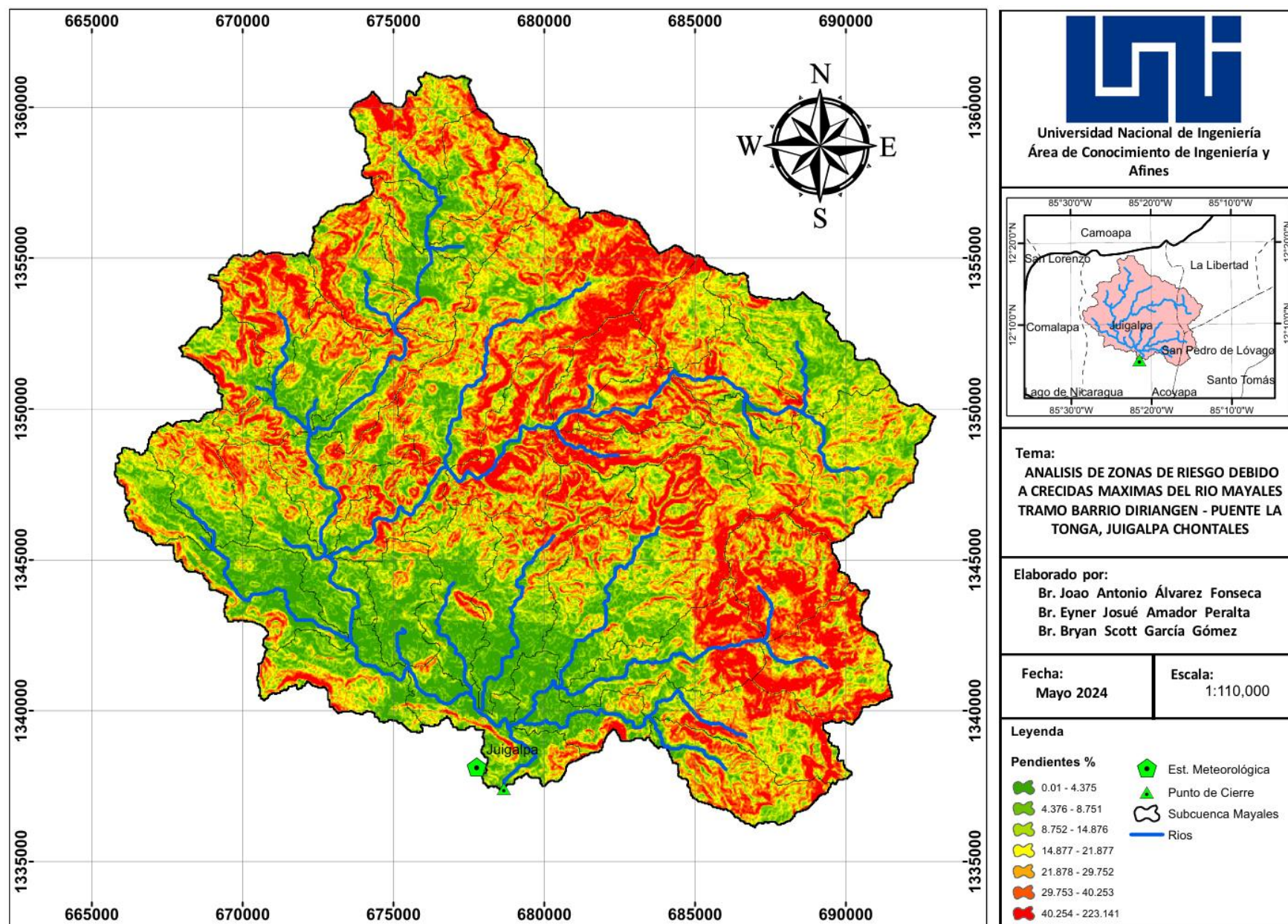
Legenda

- Est. Meteorológica
- Punto de Cierre
- Subcuenca Mayales

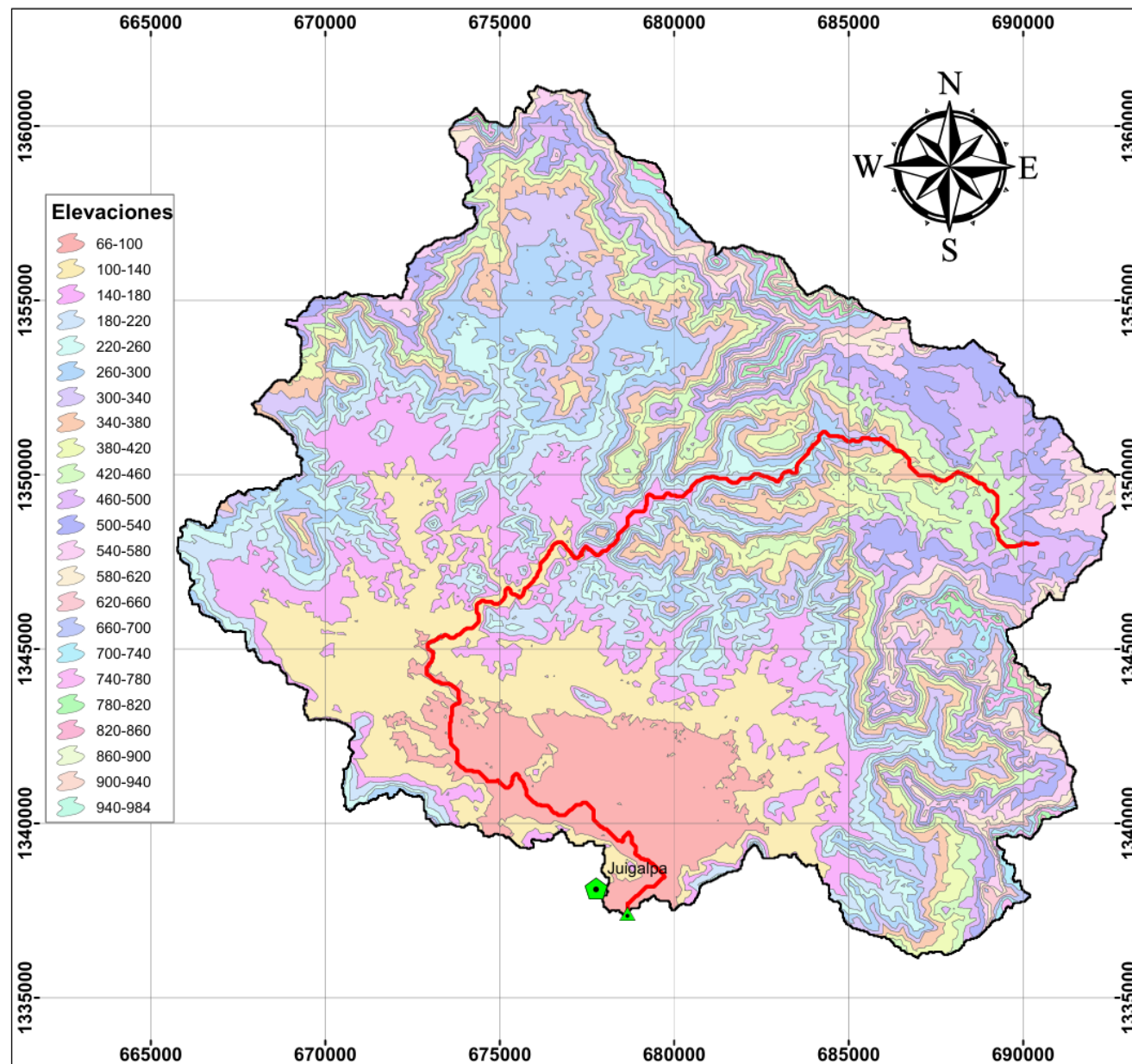
N° de orden de los ríos

- 1
- 2
- 3
- 4

Anexo 5 Mapa de Distribución de Pendientes Subcuenca Mayales



Anexo 6 Mapa de Elevaciones Subcuenca Mayales



Universidad Nacional de Ingeniería
Área de Conocimiento de Ingeniería y
Afines



Tema:

**ANÁLISIS DE ZONAS DE RIESGO DEBIDO
A CRECIDAS MAXIMAS DEL RIO MAYALES
TRAMO BARRIO DIRIANGEN - PUENTE LA
TONGA, JUIGALPA CHONTALES**

Elaborado por:

Br. Joao Antonio Álvarez Fonseca
Br. Eyner Josué Amador Peralta
Br. Bryan Scott García Gómez

Fecha:

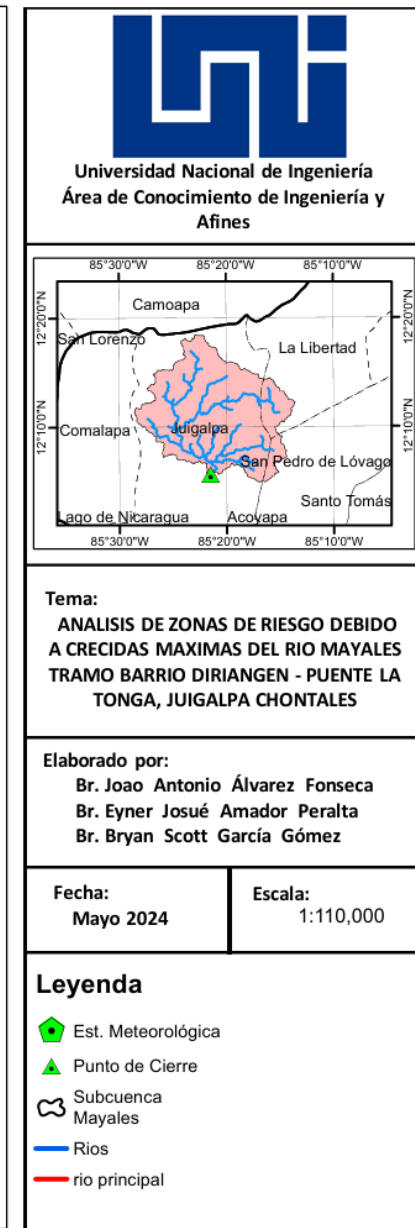
Mayo 2024

Escala:

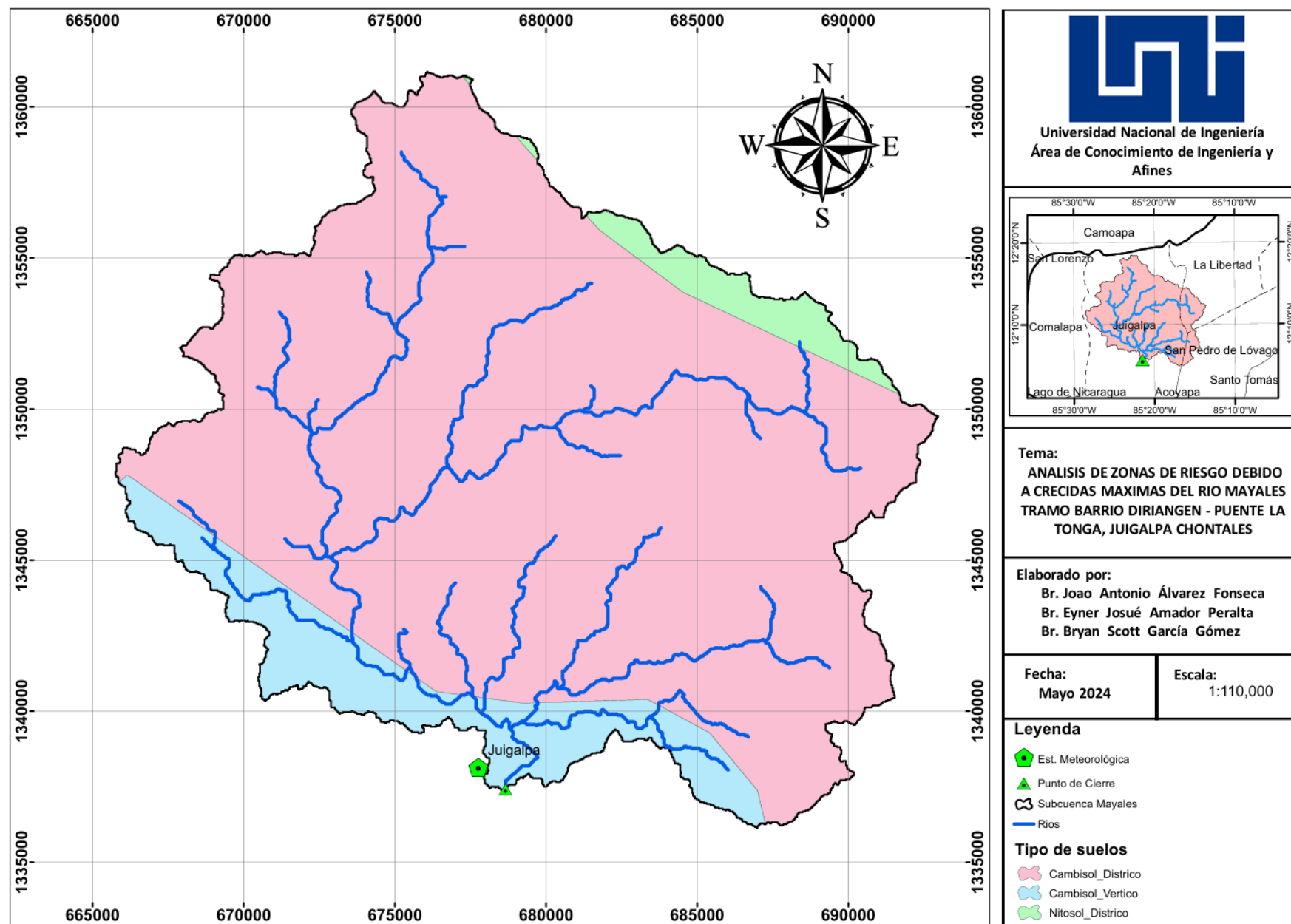
1:110,000

Leyenda

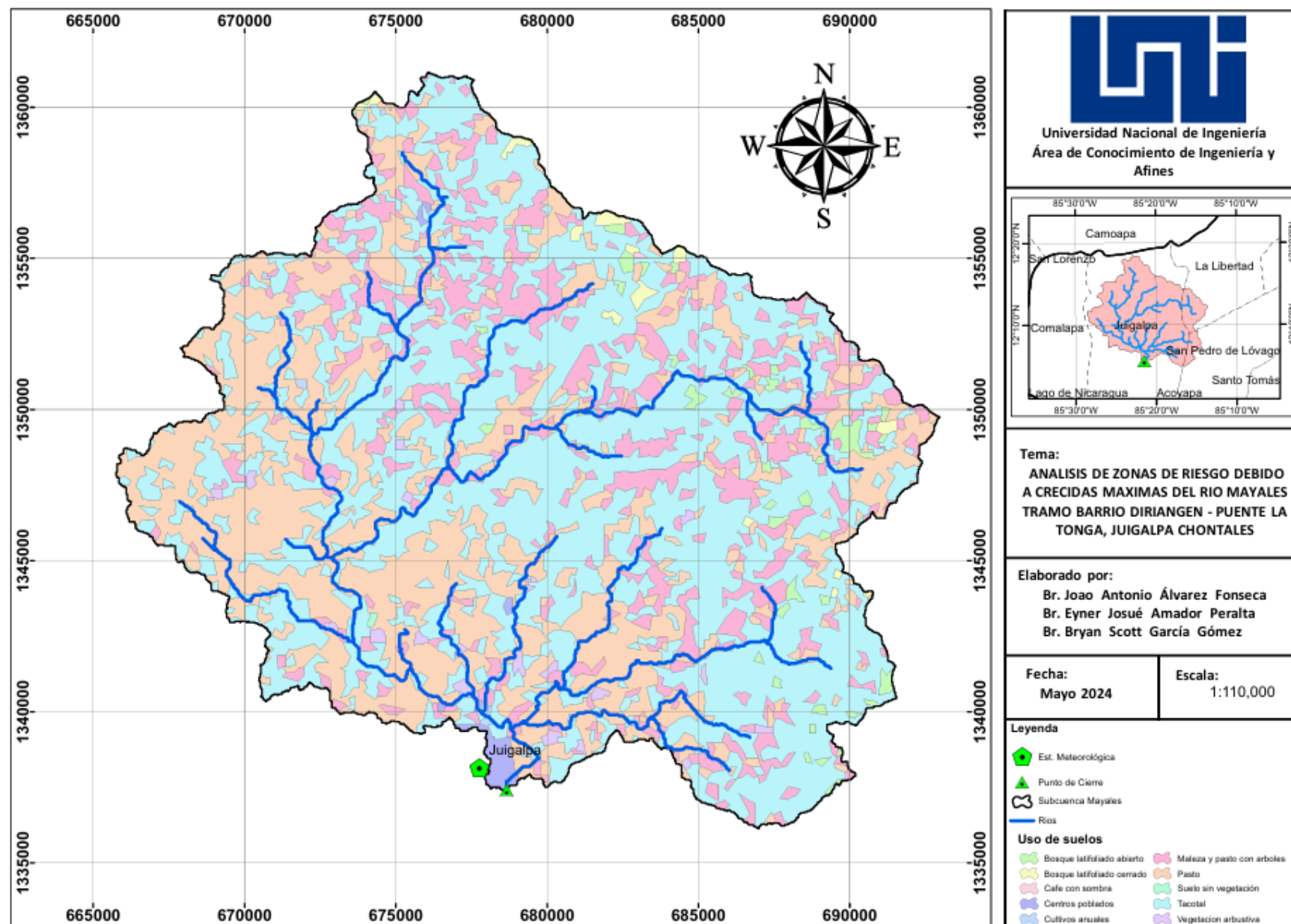
- Est. Meteorológica
- Punto de Cierre
- Subcuenca Mayales
- rio principal

[illegible]

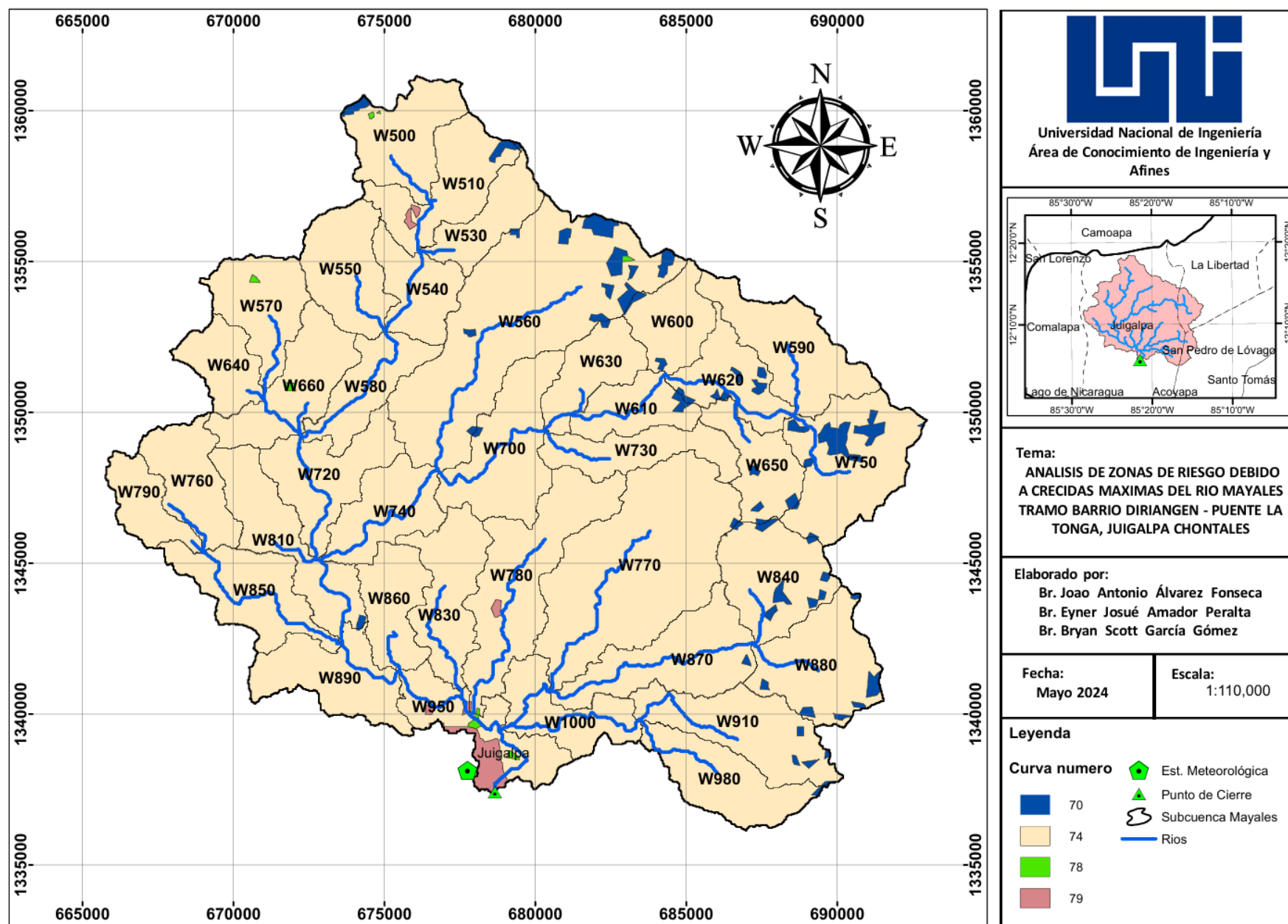
Anexo 8 Mapa de Tipo de Suelos en la Subcuenca Mayales



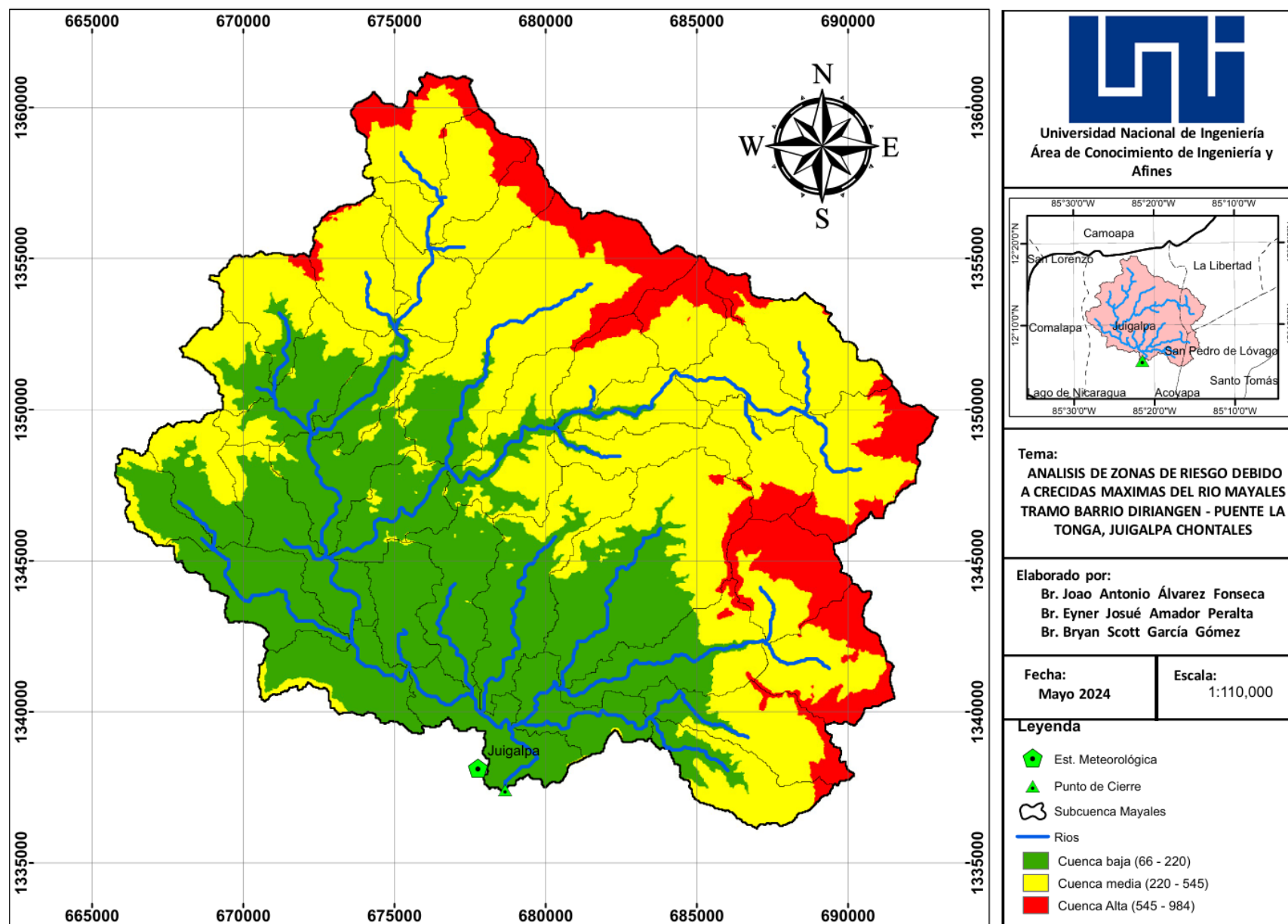
Anexo 9 Mapa de Uso de Suelos en la Subcuenca Mayales



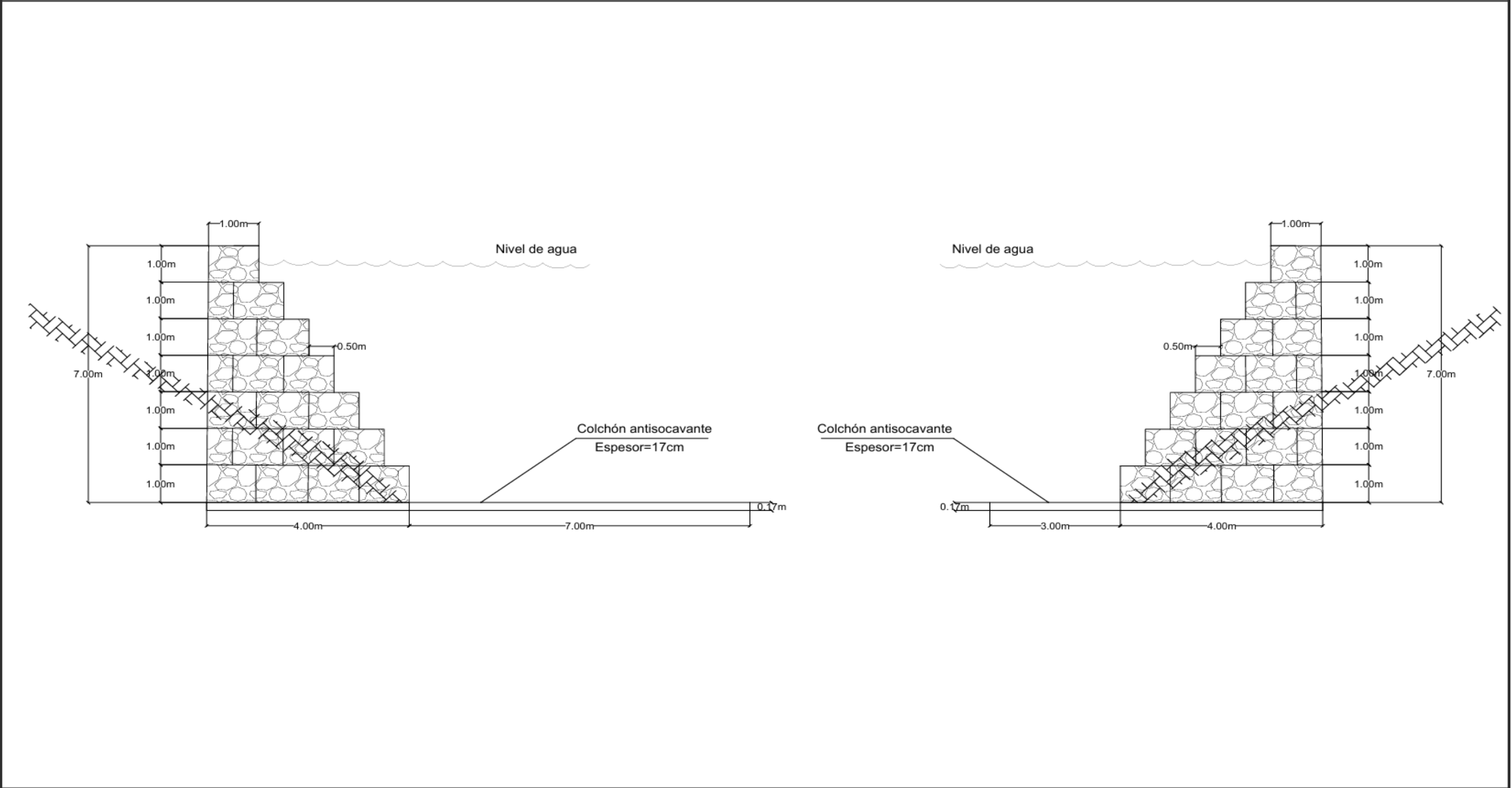
Anexo 10 Mapa Número de Curva de la Subcuenca Mayales



Anexo 11 Mapa de Distribución de Cuenca alta, Media y Baja de la Subcuenca Mayales



Anexo 12 Sección típica de muros de contención



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Área de conocimiento de ingeniería y afines	Tesis: ANÁLISIS DE ZONAS DE RIESGO DEBIDO A CRECIDAS MÁXIMAS EN EL RÍO MAYALES TRAMO BARRIO DIRIANGEN - PUENTE LA TONGA, JUIGALPA-CHONTALES	Contenido:	Sección Típica Muros de Gaviones	Fecha:	Mayo 2024
		Dibujó:	Br. Joao Antonio Alvarez Fonseca Br. Eyner Josué Amador Peralta Br. Bryan Scott García Gómez	Escala:	S/E
		Revisó:	Dr. Nestor Lanza Mejía	Plano No.:	2/2

Anexo 13 Planta de ubicación de muros de contención de gaviones

