PROYECTO:
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN, AMPLIACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DE OBRAS DE REDES E INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO EN LOS MUNICIPIOS DEL DEPARTAMENTO DEL META

ACTUALIZÓ:

Ing. MIGUEL ANGEL BETANCUR CRUZ
PROFESIONAL UNIVERSITARIO

TITULO DEL DOCUMENTO:	**INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE SOCAVACIÓN DEL CAÑO IRIQUE SBC(J)** – DEL SUBPROYECTO "CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL ZONA NOROCCIDENTAL DEL SECTOR PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA, META"
CÓDIGO:	**AQ-148- GRA3D-HDR-SBC(J)-V.1**

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 9
2 ALCANCE DEL ESTUDIO 10
3 DOCUMENTOS DE REFERENCIA 11
4 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 12
4.1 CORRIENTE HÍDRICA 13
5 CARACTERIZACIÓN 15
5.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA FORMA 15
5.1.1 DELIMITACIÓN CUENCA HIDROGRÁFICA 15
5.1.2 ÁREA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA 18
5.1.3 PERÍMETRO DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA 18
5.1.4 CENTROIDE DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA 18
5.1.5 FORMA DE LA CUENCA 18
5.2 PARÁMETROS RED HÍDRICA 20
5.2.1 ORDEN DE LA CORRIENTE 20
5.2.2 DENSIDAD DE DRENAJE 21
5.2.3 EXTENSIÓN MEDIA 21
5.2.4 SINUOSIDAD 21
5.3 PARÁMETROS RELIEVE 22
5.3.1 PENDIENTE DE LA CUENCA 23
5.3.2 CURVA HIPSOMÉTRICA 25
5.3.3 PENDIENTE MEDIA CAUCE PRINCIPAL 26
5.3.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN 26
5.3.5 TIPOS DE SUELO 27
5.4 RESUMEN 29
6 ANÁLISIS CLIMATOLÓGICO – PLUVIOMÉTRICO 30
6.1 INFORMACIÓN HIDROMETEREOLÓGICA 30
6.1.1 PRECIPITACIÓN MEDIA TOTAL MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 32
6.1.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 33
6.1.3 PRECIPITACIÓN ACUMULADA A NIVEL MULTIANUAL 34
6.1.4 TEMPERATURA MEDIA A NIVEL MULTIANUAL 35

6.1.5 TEMPERATURA MAXIMA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 36
6.1.6 BRILLO SOLAR MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 37
6.1.7 HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 38
6.1.8 EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL 39
6.1.9 EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL MEDIA A NIVEL MULTIANUAL 40
7 CAUDALES DE DISEÑO 42
7.1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD DE VALORES MÁXIMOS 44
7.1.1 PRUEBAS DE BONDAD DEL AJUSTE SEGÚN KOLMOGOROV – SMIRNOV 45
7.1.2 RESUMEN DE LA PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV 45
7.2 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA 45
7.3 HIETOGRAMAS DE DISEÑO 58
7.4 PERIODO DE DISEÑO 59
7.5 CN Y ABSTRACCIONES INICIALES 60
7.6 CAUDALES DE CRECIENTE 64
8 MODELACIÓN HIDRAULICA 67
8.1 SIMULACIÓN HEC – RAS 67
8.1.1 COEFICIENTE DE MANNING 67
8.1.2 DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES 68
8.1.3 SECCIONES TRANSVERSALES 68
8.1.4 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN 71
8.1.5 ANALISIS DE RESULTADOS 74
8.1.6 TABLAS DE RESUMEN 75
8.1.7 MODELACION CON ESTRUCTURA DE CABEZAL DE DESCARGA 76
9 SOCAVACIÓN 79
9.1 SOCAVACIÓN 79
9.1.1 MÉTODOLOGIA SOCAVACIÓN GENERAL DE LISCHTVAN-LEVEDIEV (1956) 79
9.1.2 MÉTODO DE JOSÉ ANTONIO MAZA ÁLVAREZ 81
9.1.3 MÉTODO DE CAMPO – ORDOÑEZ 88
10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 92
CONCLUSIONES 92
11 ANEXOS 93

- ANEXO 1. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 2. CALCULOS HIDROLOGICOS (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 3. MODELOs HEC-HMS (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 4. SHAPEFILES (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 5. MODELACIONES HIDRÁULICAS. EN HEC-RAS (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 6. CALCULOS DE SOCAVACIÓN (VER EN DIGITAL) 93
- ANEXO 7. PLANO MANCHA DE INUNDACIÓN (VER EN DIGITAL Y FISICO) 93

12 BIBLIOGRAFÍA 94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5-1. Coordenadas de la cuenca SBC(J) caño Irique. 18
Tabla 5-2. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Kc. 19
Tabla 5-3. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Kf. 19
Tabla 5-4. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Ia. 20
Tabla 5-5. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Dd. 21
Tabla 5-6. Clasificación de cuencas de acuerdo a su pendiente media. 24
Tabla 5-7. Curva hipsométrica Cuenca Caño Irique. 25
Tabla 5-8. Tiempo de concentración Cuenca Caño Irique. 27
Tabla 5-9. Tipos de suelo cuenca caño Irique. 28
Tabla 5-10. Cuadros resumen Cuenca Caño Irique. 29
Tabla 6-1. Características estación pluviométrica. 31
Tabla 6-2. Precipitación media total mensual a nivel multianual. 32
Tabla 6-3. Precipitación máxima en 24 horas mensual a nivel multianual. 33
Tabla 6-4. Precipitación acumulada a nivel multianual 34
Tabla 6-5. Temperatura media mensual a nivel multianual 35
Tabla 6-6. Temperatura máxima mensual a nivel multianual 36
Tabla 6-7. Brillo solar media mensual a nivel multianual 37
Tabla 6-8. Humedad relativa media mensual a nivel multianual 38
Tabla 6-9. Evaporación media mensual a nivel multianual 39
Tabla 6-10. Evapotranspiración media mensual a nivel multianual 40
Tabla 7-1. Registros analizados máximos mensuales a nivel multianual 42
Tabla 7-2. Parámetros y resultados estadísticos 43
Tabla 7-3. Resultados de la prueba de Kolmogórov-Smirnov 45
Tabla 7-4. Distribución de probabilidades pluviométricas 46
Tabla 7-5. Cálculo de variables probabilísticas 47
Tabla 7-6. Cálculo de precipitaciones diarias máximas 47
Tabla 7-7. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos en un día 48
Tabla 7-8. Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno 48
Tabla 7-9. Regresión IDT para TR=2 años 49
Tabla 7-10. Regresión IDT para TR=3 años 49
Tabla 7-11. Regresión IDT para TR=5 años 49
Tabla 7-12. Regresión IDT para TR=10 años 50
Tabla 7-13. Regresión IDT para TR=15 años 50
Tabla 7-14. Regresión IDT para TR=20 años 51
Tabla 7-15. Regresión IDT para TR=25 años 51
Tabla 7-16. Regresión IDT para TR=50 años 51
Tabla 7-17. Regresión IDT para TR=100 años 52
Tabla 7-18. Regresión IDT para TR=500 años 52
Tabla 7-19. Regresión potencial 53
Tabla 7-20. Curvas IDF Estación La Holanda 55
Tabla 7-21. Hietogramas de precipitaciones de diseño, tiempo 3 horas 58
Tabla 7-22. Periodos de retorno Resolución 0330 59
Tabla 7-23. Periodos de retorno INVIAS. 59
Tabla 7-24. Valores de números adimensionales de curva CN para diferentes usos de la tierra y condición antecedente de humedad II 60
Tabla 7-25. Tipos de suelo cuenca caño Irique. 63

Tabla 7-26. Tipos de suelo cuenca caño Irique. 64
Tabla 7-27. Caudales de creciente Caño Irique..... 64
Tabla 8-1. Coeficiente Manning. 67
Tabla 8-2. Resultados hidráulicos de la corriente. TR 100 años 75
Tabla 9-1. Valores de coeficiente de contracción 80
Tabla 9-2. Valores de x y z..... 80
Tabla 9-3. Valores de β..... 81
Tabla 9-4. Velocidades críticas no erosivas para suelos no cohesivos en m/s..... 85
Tabla 9-5. Profundidades de socavación de la corriente principal TR=100 AÑOS 90
Tabla 9-6. análisis de socavación TR=100 AÑOS, Cauce Principal 90
Tabla 10-1. Resumen de caudales de creciente..... 92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4–1. Localización Municipio de Granada Departamento del Meta 12
Figura 4–2. Localización especifica sector Paraíso, Granada-Meta..... 13
Figura 4-3. Localización general de la corriente hídrica. 14
Figura 4-4. Corriente hídrica del caño Irique sobre la zona de estudio SBC(J) 14
Figura 5-1. Visualización 3D cuenca hidrográfica caño Irique..... 16
Figura 5-2. Visualización 2D cuenca hidrográfica caño Irique. 17
Figura 5-3. Delimitación cuenca hidrográfica caño Irique 17
Figura 5-4. Red de drenaje del caño Irique. 22
Figura 5-5. Modelo digital de elevación Caño Irique..... 23
Figura 5-6. Mapa de pendientes cuenca caño Irique. 24
Figura 5-7. Perfil corriente principal Caño Irique..... 26
Figura 5-8. Tipos de suelo Cuenca Caño Irique. 28
Figura 6-1. Localización estaciones pluviométricas. 31
Figura 7-1. Punto de salida cuenca caño Irique..... 65
Figura 7-2. Hidrograma de salida TR=100 años. 66
Figura 8-1. Zona de simulación hidráulica del caño Irique. 69
Figura 8-2. Modelación de la corriente principal y terreno generado..... 70
Figura 8-3. Vista tridimensional de la corriente del caño Irique 71
Figura 8-4. Perfil de la corriente régimen supercrítico; TR=100 años. 72
Figura 8-7. Perfil de velocidades en la corriente (eje) TR=100 años – régimen supercrítico. 73

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 5-1 Curva hipsométrica Cuenca Caño Irique. 25
Gráfica 6-1 Histograma de precipitación media total mensual a nivel multianual. 33
Gráfica 6-2 Histograma de precipitación máxima en 24 horas a nivel mensual multianual. 34
Gráfica 6-3 Histograma de Precipitación acumulada a nivel multianual 35
Gráfica 6-4 Histograma de Temperatura media mensual a nivel multianual 36
Gráfica 6-5 Histograma de Temperatura máxima mensual a nivel multianual 37
Gráfica 6-6 Histograma de Brillo solar media mensual a nivel multianual 38
Gráfica 6-7 Histograma de Humedad relativa media mensual a nivel multianual 39
Gráfica 6-8 Histograma de Evaporación media mensual a nivel multianual 40
Gráfica 6-9 Histograma de Evapotranspiración media mensual a nivel multianual 41
Gráfica 7-1 Análisis de datos dudosos 44
Gráfica 7-2 Regresión Potencial 53
Gráfica 7-3 Curvas de Intensidad-Duración y Frecuencia, Estación La Holanda 57

1 *INTRODUCCIÓN*

En aras de cumplir con los requerimientos dispuestos para los estudios y diseños de la urbanización el Paraíso de las redes de alcantarillado proyectadas para el municipio de Granada, asociado al proyecto con objeto: **"CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL ZONA NOROCCIDENTAL DEL SECTOR PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA, META"**. Se requiere realizar un estudio hidrológico, hidráulico y de socavación sobre la corriente el caño Irique para el sistema de alcantarillado pluvial SBC(J) . El presente documento abarca un informe que contiene las principales actividades de desarrollo del estudio.

Así, se requiere de un análisis morfométrico de la caracterización de la cuenca hidrográfica del caño Irique y un análisis e hidrológico mediante el cual se obtengan los caudales de creciente, asociados a diferentes periodos de retorno disponibles en el punto de estudio; Teniendo en cuenta la magnitud de la cuenca, se aplicó el método del SCS para la obtención de los caudales de creciente, acompañados del análisis del comportamiento de la corriente y de la mancha de inundación generada en el sector de la descarga de la subcuenca de aguas lluvias en estudio.

2 ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance del presente documento abarca la modelación hidrológica de la cuenca hidrográfica del Caño Irique para obtener los caudales de creciente de esta misma y la modelación hidráulica de la corriente para obtener los parámetros hidráulicos y la mancha de inundación con el fin de llevar a cabo la construcción del sistema de alcantarillado de aguas lluvias en el sector el Paraíso y zona colindante como la urbanización Caminos de San Felipe, ubicados en el municipio de Granada, en el departamento del Meta. El documento se encuentra compuesto por los siguientes factores principales, en los que se realizan los análisis correspondientes para dar con el objetivo final del estudio.

- ✓ Localización del punto de la descarga de aguas lluvias del sistema de alcantarillado.
- ✓ Caracterización geomorfológica de la cuenca hidrográfica "SBC(J)".
- ✓ Análisis de los diferentes factores hidrológicos que influyen en la zona de estudio, con base en los registros históricos plasmados en la información proporcionada por el Instituto De Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM).
- ✓ Cálculo de los caudales de creciente haciendo uso de modelo lluvia – escorrentía, en programa hidráulico especializado Hec-HMS versión 4,11.
- ✓ Modelación hidráulica de la corriente del caño Irique, en programa hidráulico especializado Hec-RAS versión 6,4,1.
- ✓ Análisis de los resultados hidráulicos y mancha de inundación obtenida.
- ✓ Cálculo de la profundidad de socavación, dónde descarga el sistema de alcantarillado de aguas lluvias.

3 *DOCUMENTOS DE REFERENCIA*

Para realizar el presente estudio, la información fue recopilada por medio de las entidades encargadas de administrar la documentación; como lo son el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (**IGAC**), plan básico de ordenamiento territorial del municipio de Granada y el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (**IDEAM**), de los cuales se obtuvo toda la información cartográfica y climatológica asociada a la zona del proyecto. Se descargó información satelital correspondiente al modelo digital de elevación (**DEM**) de la zona de estudio y de sus alrededores para poder realizar el respectivo análisis morfométrico en el software ArcGIS. Con fines comparativos se emplearon con éxito las herramientas de Google Earth, para así poder obtener una identificación más precisa de la cuenca hidrográfica en el punto de estudio. Adicional a esto, se hizo uso del Manual de Drenaje Para Carreteras a cargo del Instituto Nacional de Vías (I**NVIAS**) para poder obtener parámetros de diseño y servir como guía en los análisis realizados.

4 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El municipio de Granada está ubicado en la república de Colombia, departamento del Meta, a 180 Kms al Sur - Oriente de Santa Fe de Bogotá D.C. y a 80 Kms al Sur de Villavicencio, capital del departamento del Meta (Llanos Orientales); Cuenta con un área total de 350 Km²; la altitud mínima es de 372 m.s.n.m. y la máxima es de 410 m.s.n.m., localizado entre los 3° 18´ y 3° 35´ de latitud Norte y entre 73° 30´ y 74° 03´ longitud Oeste del meridiano de Greenwich.

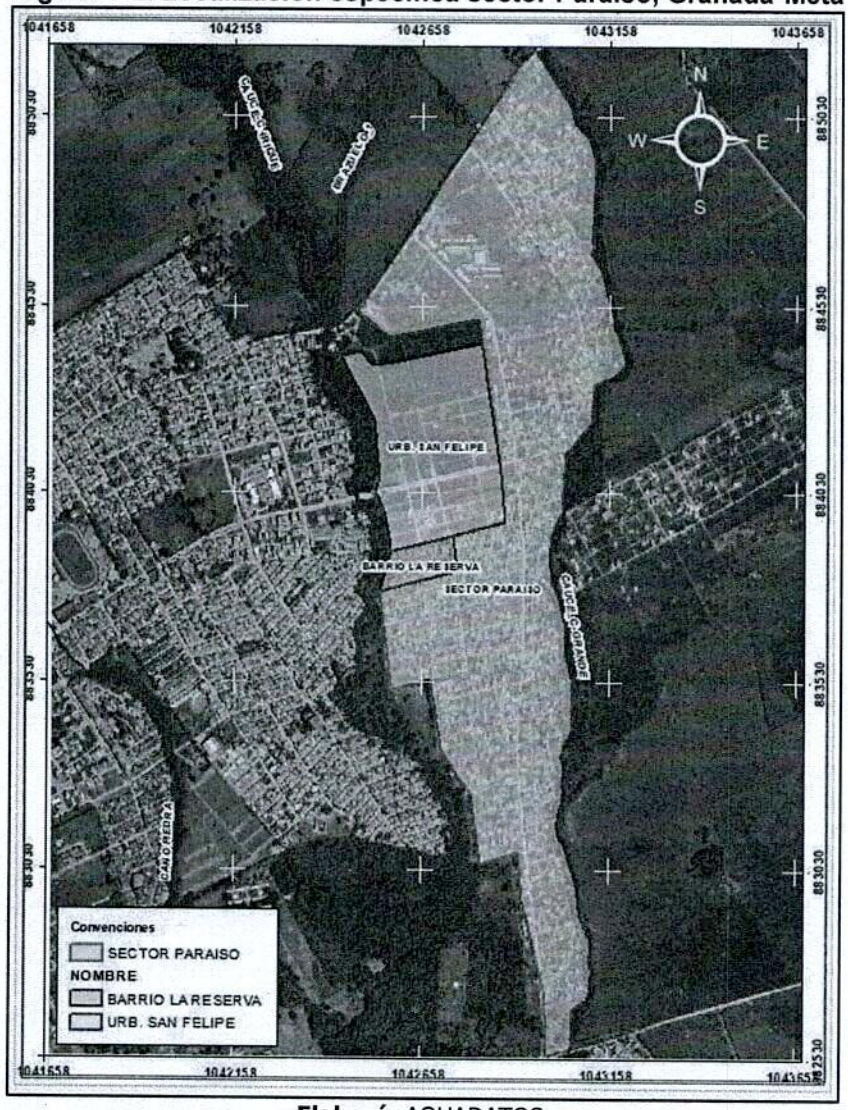
Extensión total: 336.73 km^2
Extensión área urbana Cabecera Municipal: 11,39 km^2
Extensión área urbana total: 12,42 km^2
Extensión área rural: 321,49 km^2
Extensión área de expansión Urbana: 2,83 km^2
Altitud de la cabecera municipal: 372 m.s.n.m
Temperatura media: 24 °C

Figura 4–1. Localización Municipio de Granada Departamento del Meta



***Fuente: Alcaldía de Granada, Meta.**

Figura 4–2. Localización especifica sector Paraíso, Granada-Meta



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia-ArcGIS

4.1 CORRIENTE HÍDRICA

La corriente hídrica del caño Irique presenta su punto de nacimiento en zonas cercanas a la vereda La Reforma colindante al casco urbano de San Martin, aproximadamente a **14.77 km** (línea recta) en sentido Norte sur del punto de descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias proyectado y desemboca a unos **37.26 km** de este mismo punto en sentido Sureste sobre el río Ariari. Desde su punto de nacimiento hasta la zona de estudio atraviesa el casco urbano del municipio de Granada. Gran parte de su recorrido se presenta una combinación de uso de suelo de pastos con cobertura buena y mala, cultivos con cobertura buena y mala, zona de bosque y de zonas pobladas.

Figura 4-3. Localización general de la corriente hídrica.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia-ArcGIS

Figura 4-4. Corriente hídrica del caño Irique sobre la zona de estudio SBC(J)



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia-ArcGIS

5 CARACTERIZACIÓN

Se puede definir una cuenca hidrográfica, como un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente se descarga a través de una salida simple. En este capítulo se presentan los aspectos básicos que deben abordarse cuando se realiza la caracterización de una cuenca hidrográfica o de un área específica dentro de una cuenca. Una correcta descripción de una cuenca hidrográfica debe incluir, al menos, datos relativos a la clasificación de los cursos del agua, el área de la cuenca junto con su perímetro, la forma de esta misma, el índice de Gravelius, el factor de forma, el orden de la corriente, su densidad de drenaje, la extensión media de la cuenca o área delimitada, su sinuosidad y si el proyecto lo considera necesario la pendiente de la hoya, la elevación media de esta misma y su curva hipsométrica. La morfología de una cuenca será definida por grupos de parámetros, que sirven como referencia para la clasificación de la misma:

- ✓ Parámetros de forma.
- ✓ Parámetros de red hídrica.
- ✓ Parámetros de relieve.

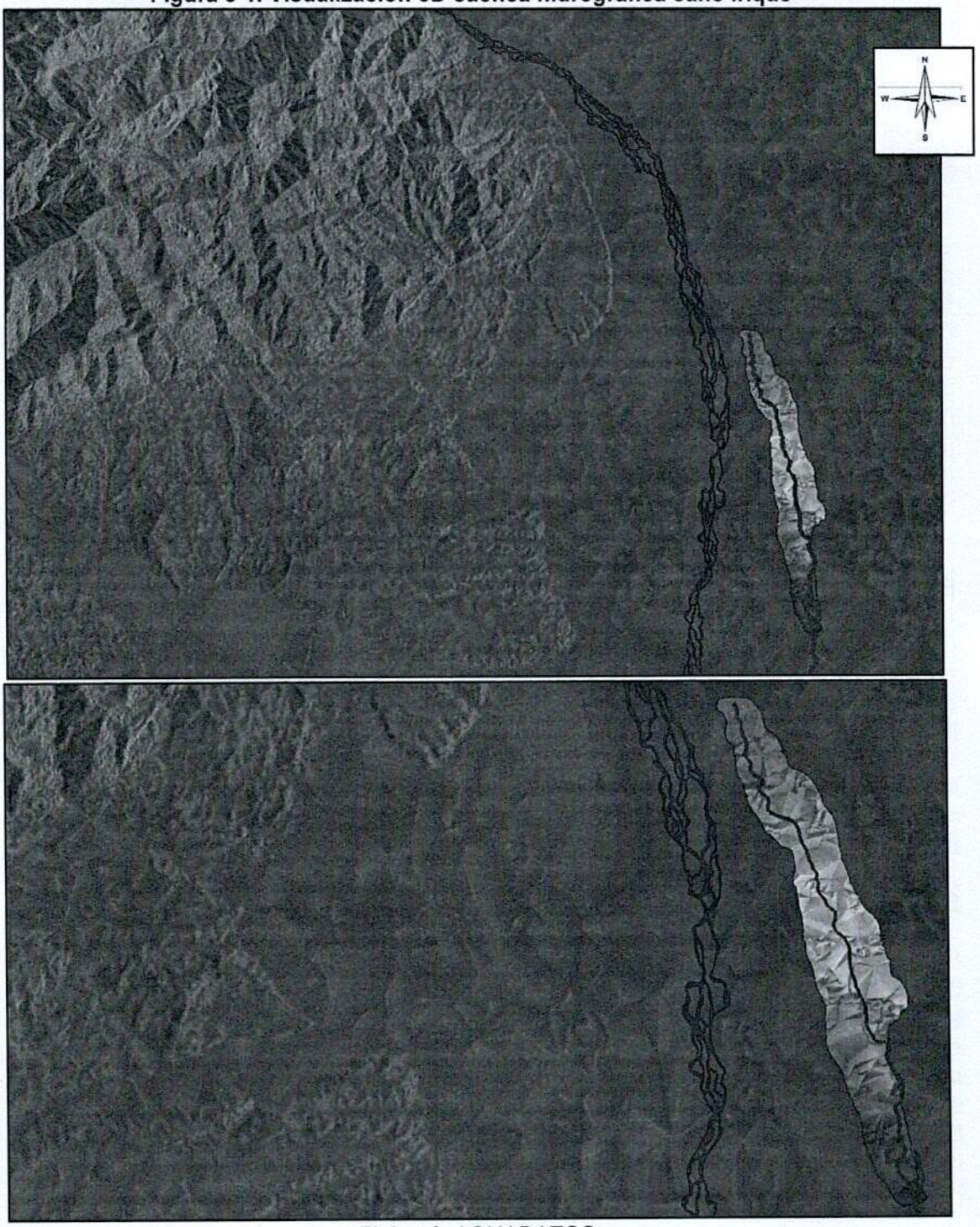
Estos parámetros son utilizados para identificar características de la cuenca y relacionarlas con otras cuencas que presentan valores parecidos, de manera que se pueda realizar una clasificación morfo métrica que agrupe varias cuencas con características similares. Para lo anterior lo primero que se debe definir es la divisoria de aguas. Entiéndase divisoria de agua como una línea imaginaria que separa las precipitaciones que caen en cuencas inmediatamente vecinas, estas se encargan de unir los puntos de máxima cota entre hoyas. Se presenta a continuación la descripción y el procedimiento para el cálculo de cada uno de los parámetros agrupados de acuerdo a lo anterior.

5.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA FORMA

5.1.1 DELIMITACIÓN CUENCA HIDROGRÁFICA

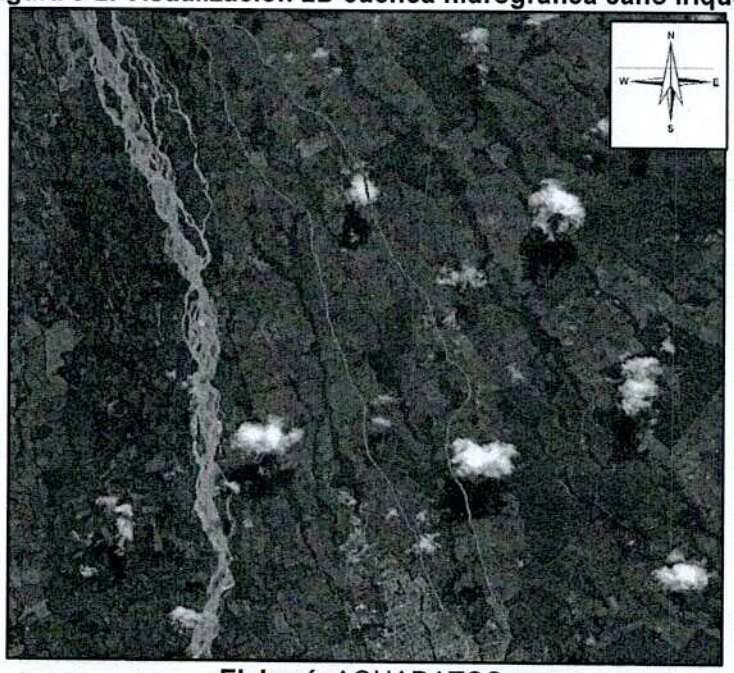
Se procedió a identificar la red de drenaje afluente al punto de estudio; La línea divisoria de la cuenca fue trazada con base en los puntos altos definidos de la zona y en las corrientes superficiales adyacentes delimitando el espacio ocupado por estas mismas en la zona de estudio. Para realizar esta delimitación se hizo uso de la información cartográfica abierta al público por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) en conjunto con la información satelital del modelo digital de elevaciones del satélite ALOS PALSAR de la ASF DATA SEARCH – UNIVERSITY OF ALASKA SYSTEMS, donde este satélite es administrado por la NASA y la visualización grafica de las herramientas de Google Earth Pro.

Figura 5-1. Visualización 3D cuenca hidrográfica caño Irique



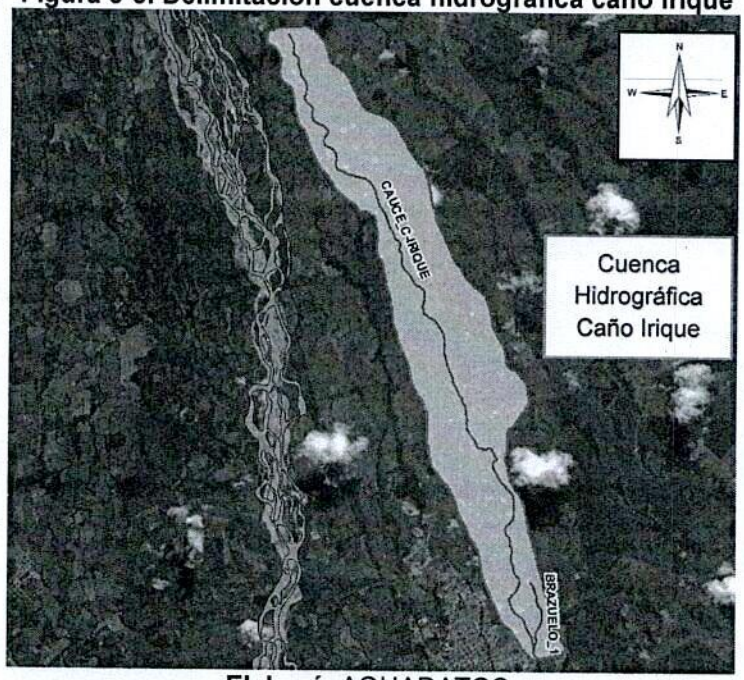
Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración propia - ArcScene.

Figura 5-2. Visualización 2D cuenca hidrográfica caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración propia - ArcScene.

Figura 5-3. Delimitación cuenca hidrográfica caño Irique



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - ArcGIS.

5.1.2 ÁREA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

Es la proyección horizontal del área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural. De acuerdo con la delimitación mostrada en el apartado **5.1.1**, se obtuvo un área de:

- ✓ **A –** 22.43 km^2 , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

5.1.3 PERÍMETRO DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

Se puede definir como la medida sobre un plano horizontal de la divisoria de aguas de la cuenca, es decir, la medición de la línea envolvente de cada una de las áreas de drenaje dentro de la cuenca. Informa sucintamente sobre su forma; para una misma superficie, los perímetros de mayor valor se corresponden con cuencas alargadas mientras que los de menor lo hacen con cuencas redondeadas.

- ✓ **P –** 41.43 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

5.1.4 CENTROIDE DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

Tabla 5-1. Coordenadas de la cuenca SBC(J) caño Irique.

Coordenadas UTM		
Centroide X	m	1039937.11
Centroide Y	m	891323.66
Centroide Z	msnm	394.00

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

5.1.5 FORMA DE LA CUENCA

La forma de la hoya relaciona y caracteriza el tiempo de concentración, entendiendo tiempo de concentración, como el tiempo necesario para que una gota recorra desde el extremo más alejado de la cuenca hasta el punto de control evaluado. La forma difícilmente se puede expresar por medio de un índice numérico, sin embargo, se han propuesto varios coeficientes que indican la organización del drenaje dentro de la cuenca y otros factores que afectan la hidrología de la corriente, por lo tanto, se procedió a encontrar dos de los coeficientes más usados comúnmente: El índice de Gravelius o coeficiente de compacidad y el factor de forma, así:

5.1.5.1 Índice De Gravelius

Es la relación existente entre el perímetro de la hoya hidrográfica y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la hoya.

- ✓ **Kc –** 2.45 , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

Este coeficiente está relacionado con el tiempo de concentración, a medida que el coeficiente tiende a 1.0, es decir, cuando la cuenca tiende a ser redonda, aumenta la peligrosidad de la cuenca a las crecidas, porque las distancias relativas de los puntos de la divisoria con respecto a uno central no presentan diferencias mayores y el tiempo de concentración se hace menor, por lo tanto, aumenta la posibilidad de que las ondas de crecida sean continuas. De acuerdo con los coeficientes encontrados se puede clasificar la forma de la cuenca así:

Tabla 5-2. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Kc.

Valores de Kc	Forma
1-1.25	Redonda a oval redonda
1.25-1.5	De oval redonda a oval oblonga
>1.5	De oval oblonga a rectangular oblonga

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Tomado de http://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/morfometria.pdf.

Con el coeficiente obtenido de **2.45** de la cuenca del caño Irique, se puede clasificar la cuenca como oval oblonga – rectangular oblonga; Este tipo de cuencas tienen un grado bajo de susceptibilidad a la torrencialidad y solo en ocasiones de eventos extremos podrían generar crecientes instantáneos, debido a los fenómenos de la precipitación continua, algo que ocurre con frecuencia en los periodos invernales que atraviesa la región.

5.1.5.2 Factor de Forma

Es la relación existente entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca hidrográfica; Intenta medir que tan alargada puede ser una cuenca, si es menor a la unidad, tendrá más baja susceptibilidad a generar avenidas en comparación a si es mayor, si se entra a comparar dos cuencas con igual área, la que tenga factor de forma más bajo, se encontrara menos propensa a crecientes.

- ✓ **Ancho medio –** 2.0 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Laxial –** 14.95 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Kf –** 0.15 , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

Tabla 5-3. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Kf.

Valores de Kf	Característica
<1	Tiende a ser alargada, baja susceptibilidad a las avenidas
1	Cuadrada
>1	Tiende a ser achatada, tendencia a la ocurrencia de avenidas

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Caracterización de cuencas.

El factor obtenido indica que la cuenca es poco propensa a presentar crecidas instantáneas cuando se presenten eventos de fuertes precipitaciones a menos de que sean de manera continua.

5.1.5.3 Índice de Alargamiento

El índice de alargamiento es la relación entre la longitud axial de la cuenca y el ancho máximo de esta misma. Con él se puede definir si la cuenca estudiada es alargada o achatada de la siguiente manera:

- ✓ **Laxial –** 14.77 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Amax –** 2.20 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Ia –** 6.80 , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

Tabla 5-4. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Ia.

Valores de I_a	Característica
<1	Cuenca achatada
>1	Cuenca alargada

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Caracterización de cuencas.

El índice obtenido hace alusión a una cuenca alargada, con un sistema de drenaje con buena capacidad de absorber las precipitaciones que se produzcan en la zona evitando así la generación de crecientes súbitas.

5.1.5.4 Rectángulo Equivalente

Esta suposición realiza la transformación geométrica de la cuenca real en una superficie rectangular de lados L (mayor) y l (menor) del mismo perímetro la cuenca analizada. Teóricamente la cuenca "rectangular" obtenida tendrá el mismo Coeficiente de Gravelius y la misma distribución actitudinal de la cuenca original.

- ✓ **L –** 19.57 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **l –** 1.15 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

5.2 PARÁMETROS RED HÍDRICA

5.2.1 ORDEN DE LA CORRIENTE

La clasificación del orden de la corriente es un método que asigna un orden numérico a los vínculos en una red hídrica. Este orden es un método para identificar y clasificar los tipos de arroyos basado en la cantidad de afluentes. El más usado generalmente, es el método de Strahler, el cual asigna un orden de 1 a todos los vínculos sin afluentes y se los conoce como de primero orden. La clasificación de arroyos aumenta cuando los arroyos del mismo orden intersecan. Para la cuenca de estudio (Caño Irique), se cuenta con una clasificación de orden **No 2**. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, más rápida será su respuesta a la precipitación.

5.2.2 DENSIDAD DE DRENAJE

Se puede definir la densidad de drenaje de una cuenca hidrográfica como la relación entre la longitud de los cursos totales de agua que conforman la cuenca y su área total. Se considera la noción de densidad de drenaje para caracterizar cuantitativamente la red hidrográfica de la cuenca, para obtener información de las características físicas de los materiales sobre los cuales se ha desarrollado, además, aclara el grado de relación entre el tipo de red de drenaje y la clase de escurrimiento dominante. La densidad de drenaje nos muestra si las cuencas hidrográficas están pobre o bien drenadas y entre mayor sea la magnitud de la densidad de drenaje, más rápida será la respuesta de evacuación de avenidas torrenciales de la cuenca.

Tabla 5-5. Clasificación de cuencas de acuerdo a su Dd.

Dd (km/km2)	Clase
<1	Baja
1-2	Moderada
2-3	Alta
>3	Muy Alta

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Caracterización de cuencas.

- ✓ **Ltotal –** 17.89 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Dd –** 0.80 km/km^2 , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

5.2.3 EXTENSIÓN MEDIA

La extensión media de una cuenca se define como la distancia promedio que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la hoya. Para simplificaciones de cálculos se asume la forma de la hoya como rectangular. Valores altos de este parámetro son indicativos de cuencas con mayor amenaza de deslizamiento superficial.

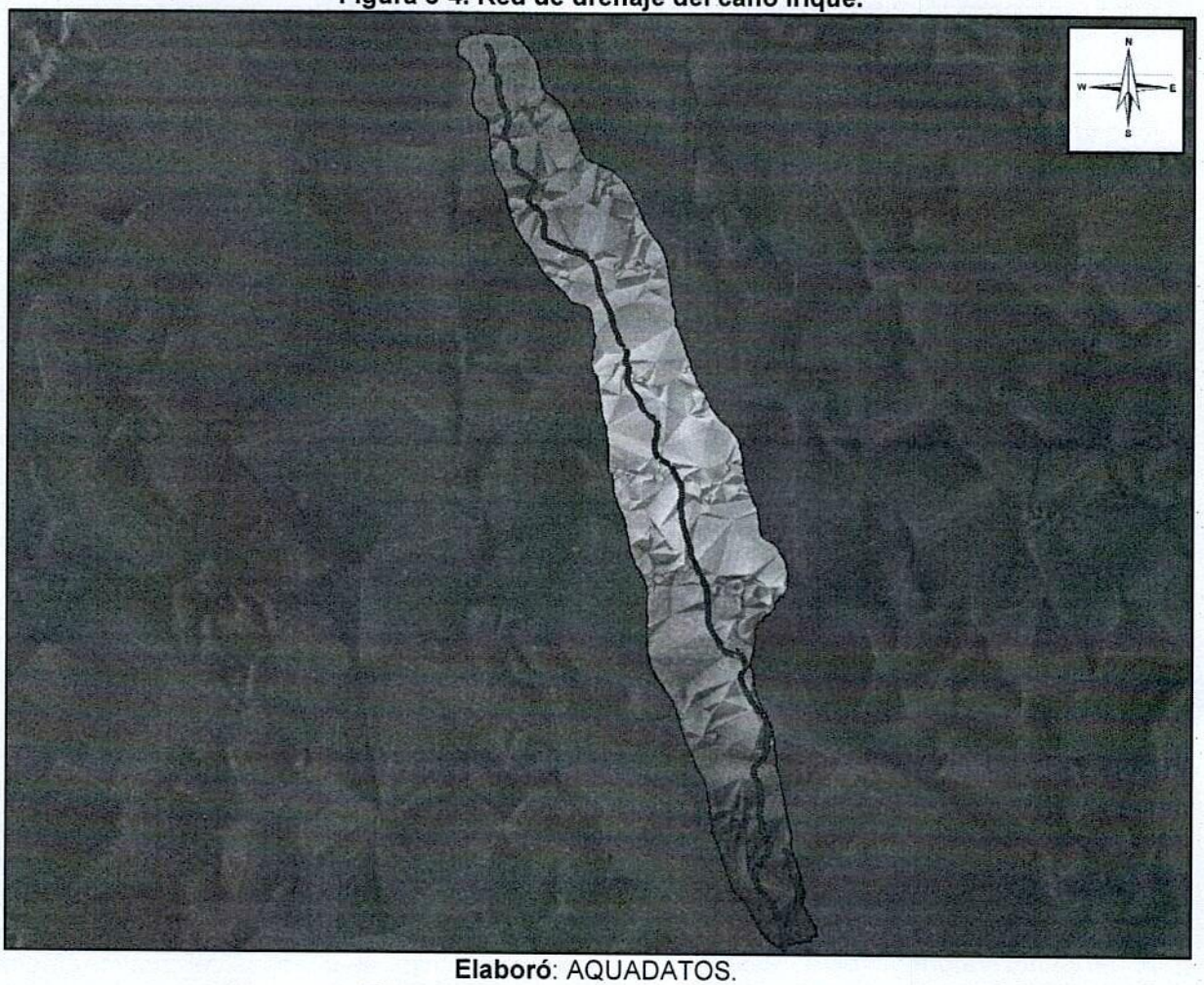
- ✓ **E –** 1.11 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

5.2.4 SINUOSIDAD

La sinuosidad de una cuenca se puede definir como la relación entre la longitud del rio principal medido a lo largo del cauce (L) y la longitud del valle del rio principal medida en línea curva o recta (Lt). Su valor da una medida de la velocidad de la escorrentía superficial. Entre más cercano a la unidad es más probable que se generen altas velocidades en el caño, lo que puede provocar problemas de socavación y/o erosión en sitios vulnerables.

- ✓ **Lcp –** 16.36 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)
- ✓ **Sn –** 1.09 km , Microcuenca Caño Irique SBC(J)

Figura 5-4. Red de drenaje del caño Irique.

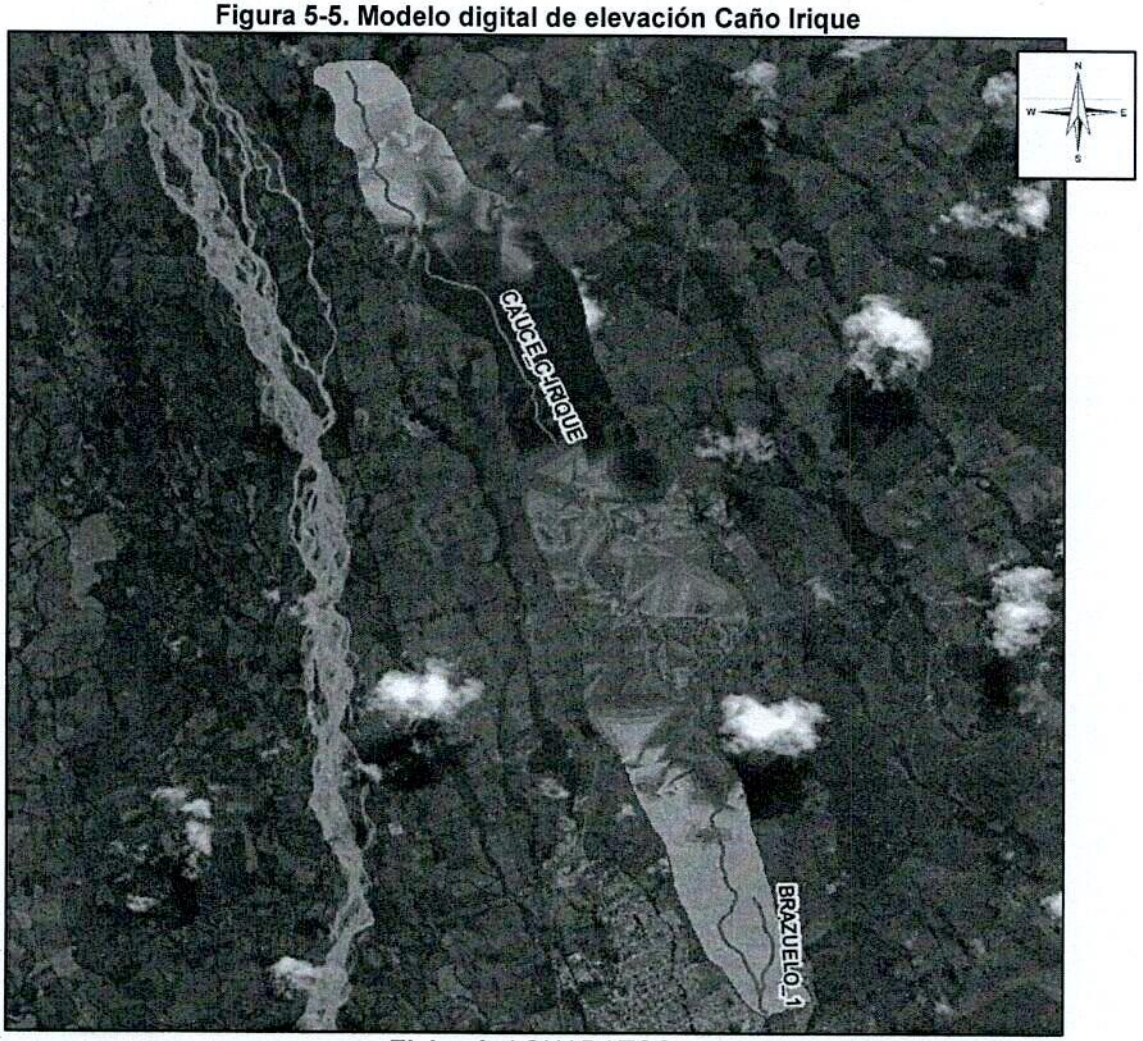


Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - ArcScene.

5.3 PARÁMETROS RELIEVE

Son tal vez los parámetros de mayor importancia para la caracterización, dado que el relieve de una cuenca influye en mayor medida en la respuesta hidrológica con respecto a la forma de esta misma; De manera general se puede afirmar que a mayor relieve la producción de escorrentía superficial se lleva a cabo en menores duraciones de tiempo. Los parámetros fueron obtenidos a partir del modelo digital de elevación obtenido de la zona.

Figura 5-5. Modelo digital de elevación Caño Irique



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – ArcGIS

5.3.1 PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente de la cuenca se puede definir como la variación de la inclinación de está; controla en buena parte la velocidad de la escorrentía superficial y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales. Su determinación es importante para definir el comportamiento de la cuenca respecto al desplazamiento de las capas de suelo (erosión o socavación), ya que, en zonas con altas pendientes, son más frecuentes los problemas de erosión, por el contrario, en regiones planas los problemas son principalmente relacionados al drenaje y la sedimentación. De acuerdo con el valor de su pendiente las cuencas se pueden clasificar de la siguiente manera:

Tabla 5-6. Clasificación de cuencas de acuerdo a su pendiente media.

Pendiente media (%)	Tipo de relieve
0-2	Plano
2-5	Suave
5-10	Medianamente accidentado
10-15	Accidentado
15-25	Fuertemente accidentado
25-50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Caracterización de cuencas.

Se obtuvo los siguientes mapas de pendientes para la cuenca del caño Irique:

Figura 5-6. Mapa de pendientes cuenca caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - ArcGIS.

- ✓ **Smedia –** 14.71 %.

De acuerdo con los resultados obtenidos se encontró que el terreno de la cuenca es de una zona media a baja, lo que da indicios de que las velocidades en la zona pueden llegar a ser

promedio en la zona alta de la cuenca y que esta cuenta con un grado medio de respuesta a las precipitaciones (mayor en la zona montañosa); Se evidencia que las altas pendientes se presentan en la zona donde nace el caño Irique y realiza una transición a plano medio en la zona colindantes al casco urbano del municipio de Granada. Este resultado fue tenido en cuenta a la hora de analizar las condiciones hidrológicas de la zona.

5.3.2 CURVA HIPSOMÉTRICA

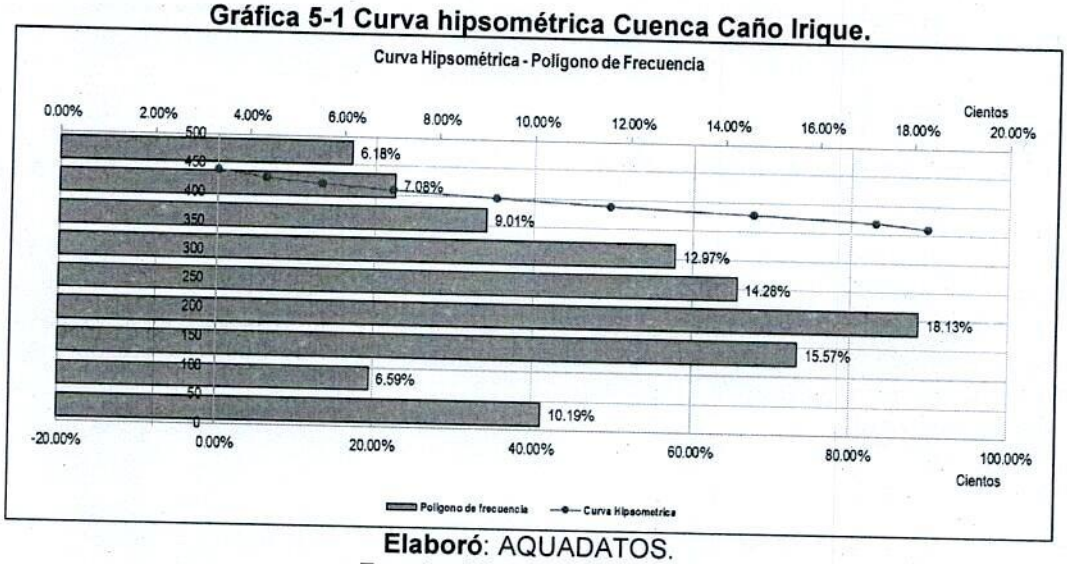
Se puede definir como la representación gráfica del relieve de la cuenca del caño Irique. Representa el estudio de la variación de los varios terrenos de la hoya con respecto al nivel medio del nivel del mar. Los resultados indican que se trata de una cuenca conformada por un cauce viejo, con tendencia a valles planos y una elevación media de **390.64 msnm.**

Tabla 5-7. Curva hipsométrica Cuenca Caño Irique.

Min	Max	Promedio	Áreas (Km²)	Área Acumulada	Área Sobre la Curva	Áreas en %	Área Sobre la Curva (%)
350	360	355	2.27	2.27	20.03	10.19	89.81
360	369	364.5	1.47	3.74	18.56	6.59	83.23
369	379	374	3.47	7.21	15.09	15.57	67.66
379	389	384	4.04	11.26	11.04	18.13	49.52
389	399	394	3.18	14.44	4.97	14.28	35.24
399	409	404	2.89	17.33	4.97	12.97	22.27
409	418	413.5	2.01	19.34	2.96	9.01	13.26
418	427	422.5	1.58	20.92	1.38	7.08	6.18
427	439	433	1.38	22.30	0.00	6.18	0.00
TOTAL			**22.545227**			**100**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - ArcGIS.

Gráfica 5-1 Curva hipsométrica Cuenca Caño Irique.

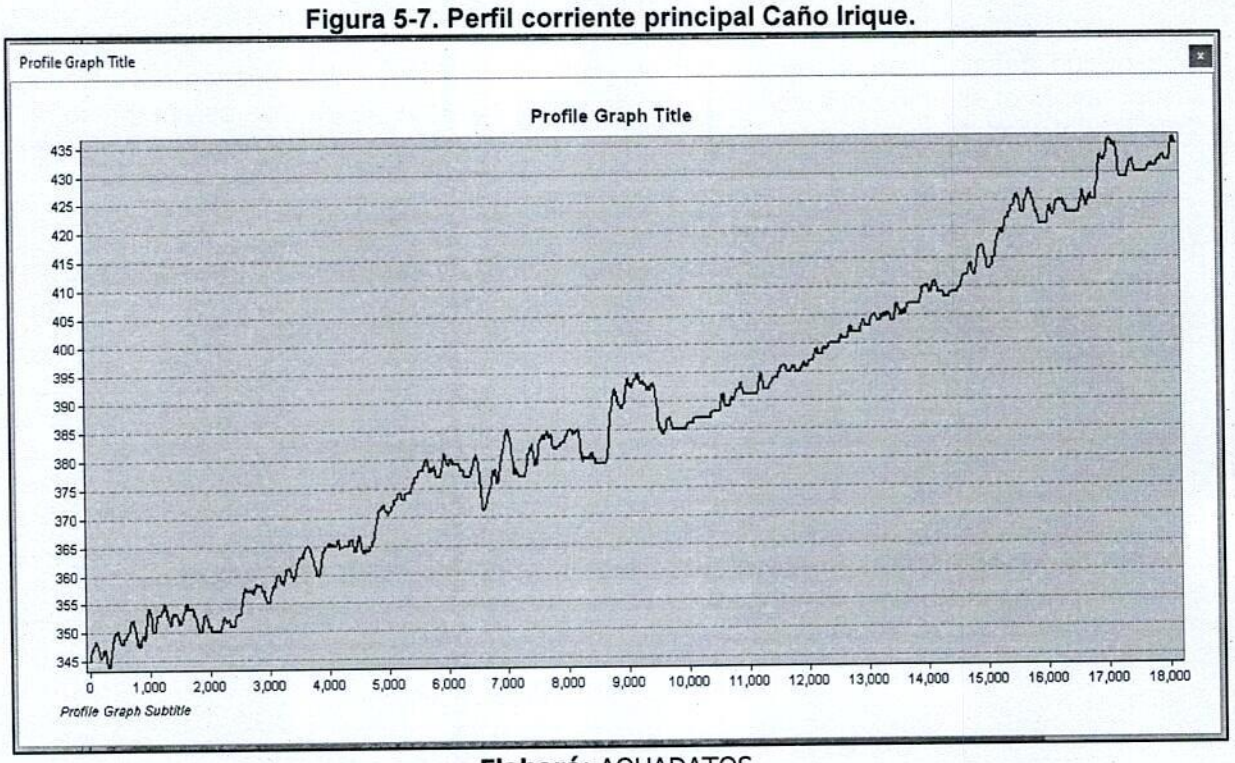


Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

5.3.3 PENDIENTE MEDIA CAUCE PRINCIPAL

Es sabido que la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua depende de la pendiente de sus canales fluviales. A mayor pendiente, mayor velocidad; para el caso de estudio, se han promediado los datos obtenidos con el perfil de elevación generado con el modelo digital de elevación, así, la pendiente media de la corriente principal tiene una magnitud de:

Figura 5-7. Perfil corriente principal Caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - ArcGIS.

- ✓ **Scauce** – 4.13%.

5.3.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración de una cuenca puede ser definido como el tiempo que se necesita para que la escorrentía superficial llegue al punto bajo consideración desde la parte más apartada del área de drenaje. Aunque actualmente existe una cantidad bastante alta de fórmulas y ecuaciones usadas para hallar el tiempo de concentración, se calculó el promedio entre las que se consideran las más adecuadas para el tamaño de esta cuenca, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 5-8. Tiempo de concentración Cuenca Caño Irique.

ECUACIONES		
KIRPICH	1.19290	hr
TEMEZ	1.50663	hr
JOHN CROSS	3.02063	hr
GIANDOTTI	1.10804	hr
SCS RANCER	4.24527	hr
V.T. CHOW	3.01623	hr
CUERPO ING. USA	3.37214	hr
CALIFORNIA	1.18787	hr
HATHWAY	2.28210	hr
EC. FED. AVIATION	1.70445	hr
EC. RETARDO SCS	3.14823	hr
PROMEDIO	2.34405	hr

Elaboró: AQUADATOS
Fuente: Elaboración Propia.

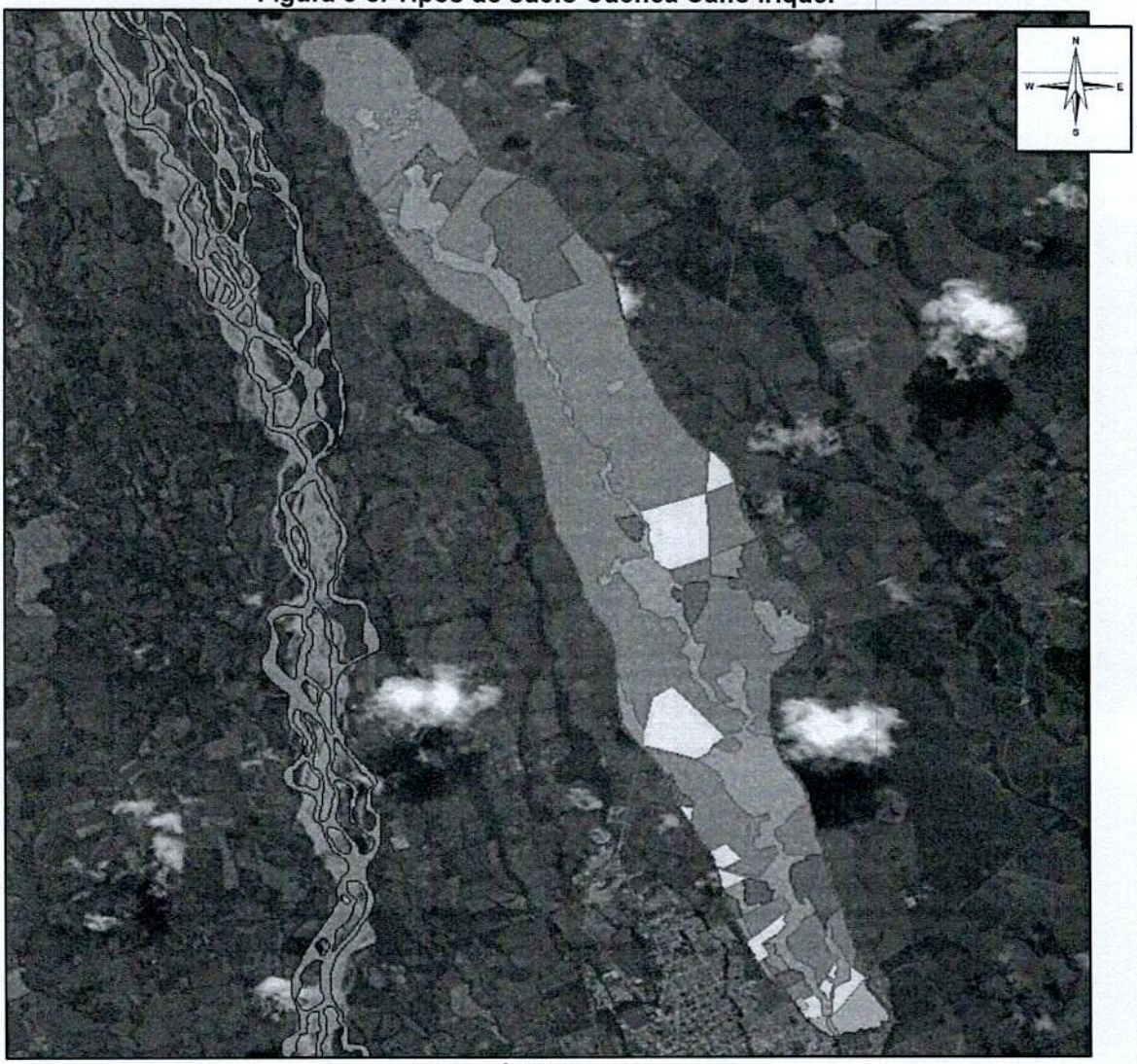
- ✓ **Tc –** 140.64 minutos.

5.3.5 TIPOS DE SUELO

Una cuenca puede tener diversos usos de suelo:

- Agricultura: Tierras cultivables para cultivos diversos.
- Zonas urbanas: Áreas densamente pobladas con viviendas, comercios e industrias.
- Bosques: Importantes para la biodiversidad y la regulación del agua.
- Áreas protegidas: Reservas naturales para conservar ecosistemas sensibles.
- Industria: Áreas con instalaciones de procesamiento y fábricas.
- Zonas de recreación: Espacios para actividades al aire libre.
- Ganadería: Pastizales dedicados al pastoreo de ganado.
- Conservación del agua: Áreas enfocadas en la gestión sostenible de recursos hídricos.
- La planificación adecuada es esencial para equilibrar las necesidades humanas y la conservación del medio ambiente.

Figura 5-8. Tipos de suelo Cuenca Caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IGAC.

Tabla 5-9. Tipos de suelo cuenca caño Irique.

TIPO DE USO	ÁREA (HA)	%
Bosque de cobertura buena	384.790	17.20%
Cultivo de cobertura buena	164.265	7.45%
Cultivo de cobertura mala	33.402	1.52%
Pastos de cobertura buena	1340.088	60.79%
Pastos de cobertura mala	278.039	12.61%
Zona urbana	42.014	0.44%
Total	**2242.598**	**100%**

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

5.4 RESUMEN

Tabla 5-10. Cuadros resumen Cuenca Caño Irique.

GEOMETRIA DE LA CUENCA		
Área	Km²	22.43
Perímetro	km	41.43
Ancho	km	2.20
Largo	km	14.95
Valores de las Cotas		
Cota mínima	msnm	350
Cota Máxima	msnm	439
Coordenadas UTM		
Centroide X	m	1039937.11
Centroide Y	m	891323.66
Centroide Z	msnm	394.00
Altitudes de la cuenca		
Altitud Media	msnm	394.00
Altitud más frecuente	msnm	384
Altitud de frecuencia (1/2)	msnm	390.64
Pendiente de la cuenca		
Pendiente de la cuenca	%	14.71
Hidrografía		
Longitud del Cauce Principal	km	16.36
Orden de la red Hídrica	Adimensional	2.00
Longitud de la red Hídrica	km	17.89
Pendiente promedio de la red hídrica	%	4.13

Parámetros Geomorfológicos de la cuenca			
Nombre del parámetro	**Símbolo**	**Valor**	**Unidad**
Factor Forma	F	0.15	S/N
Índice de Gravelious (Compacidad)	K	2.45	S/N
Rectángulo Equivalente (Lado Mayor)	L	19.57	km
Rectángulo Equivalente (Lado Menor)	l	1.15	km
Densidad de Drenaje	Dd	0.80	u/km²
Índice de pendiente	Ip	0.67	S/N
Índice de alargamiento	Ia	6.80	S/N
Extensión media	E	1.09	S/N
Sinuosidad	S	1.09	S/N

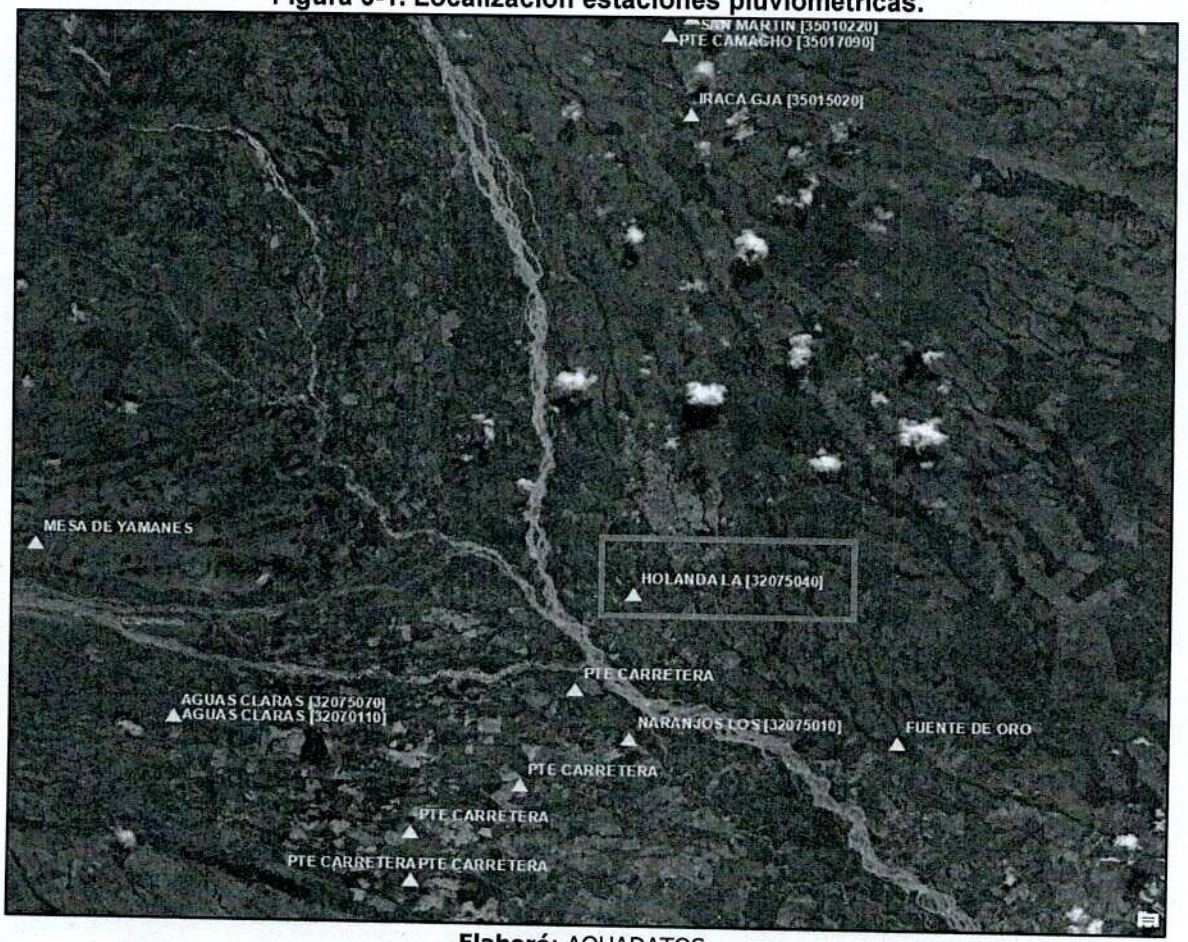
Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

6 *ANÁLISIS CLIMATOLÓGICO – PLUVIOMÉTRICO*

6.1 INFORMACIÓN HIDROMETEREOLÓGICA

Para realizar un estudio hidrológico, es necesaria la obtención de los registros históricos de precipitaciones anuales y precipitaciones máximas con el paso de los años en la zona de estudio, haciendo uso de los datos suministrados de la estación pluviométrica La Holanda a cargo del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia (IDEAM) mediante el radicado " 20232010101931" con información entre los años 1979 y 2016, sin embargo el rango de 2009 y 2016 se obtienen de acuerdo con el plan básico de ordenamiento territorial, debido a que los datos registrados en esa época por la estación, son datos incoherentes de acuerdo al registro de los años anteriores. Para obtener los caudales de crecientes de diseño, primeramente, se ubicaron las estaciones pluviométricas de la zona que bordea el proyecto y posteriormente se realizó el análisis con la que tiene mayor influencia en la zona de estudio.

Figura 6-1. Localización estaciones pluviométricas.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: IDEAM-Datos Abiertos

Se observa en la figura previa que las precipitaciones en el área de drenaje se ven influenciadas por la estación pluviométrica: **Estación La Holanda [32075040].**

Tabla 6-1. Características estación pluviométrica.

Características Estación	
Código Estación	32075040
Nombre	La Holanda
Tipo	Convencional
Categoría	Meteorológica
Estado	Activa
Departamento	Meta
Municipio	Granada
Latitud	3.516
Longitud	-73.716
Altitud	360

Fecha Instalación	15/11/1978
Fecha Suspensión	-

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos.

Es importante conocer gráficamente el comportamiento de las precipitaciones en la zona de estudio a través de los años; la mejor herramienta para representar dicho comportamiento es haciendo uso de histogramas, donde se relacionen las variables producidas históricamente junto con los años y los meses, para así entender la distribución que podría llegar a seguir en esta zona. Dicho esto, a continuación, se muestran los histogramas que se han creado haciendo uso de la información recolectada por el IDEAM y el plan básico de ordenamiento territorial del municipio de Granada 2022.

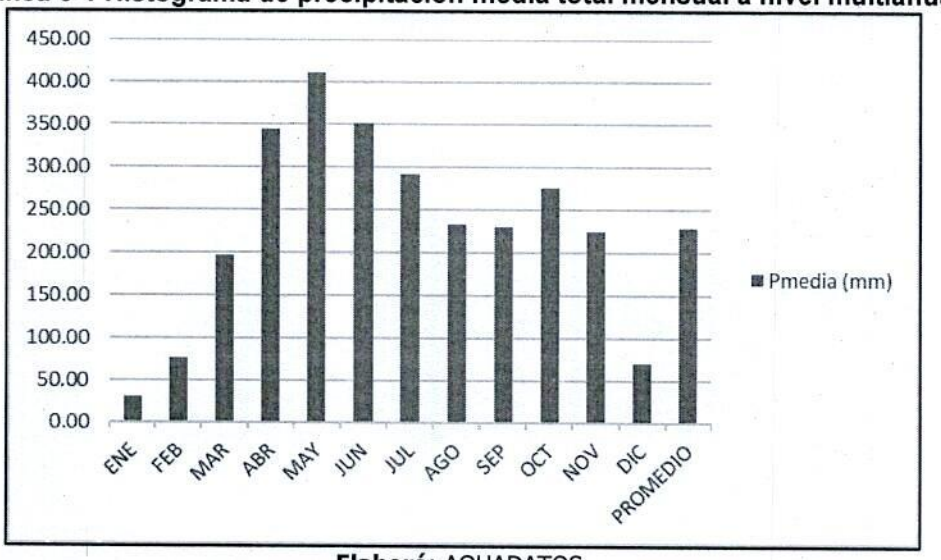
6.1.1 PRECIPITACIÓN MEDIA TOTAL MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-2. Precipitación media total mensual a nivel multianual.

ESTACIÓN LA HOLANDA	
MES	**Pmedia (mm)**
ENE	31.84
FEB	77.53
MAR	197.73
ABR	344.72
MAY	411.44
JUN	351.82
JUL	292.32
AGO	233.39
SEP	231.20
OCT	276.76
NOV	225.27
DIC	71.35
PROMEDIO	228.78
ANUAL	2711.50

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos.

Gráfica 6-1 Histograma de precipitación media total mensual a nivel multianual.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores promedios de las precipitaciones totales mensuales medidas a lo largo de la historia en la Estación La Holanda, se puede observar entonces que en promedio el periodo en el que se presentan mayores lluvias corresponde a **abril – mayo,** alcanzando un máximo de **411.44 mm** para el mes de **mayo** y el periodo con menos lluvias corresponde a **diciembre – febrero,** siendo **enero** el más seco con un valor de **31.84 mm**.

6.1.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

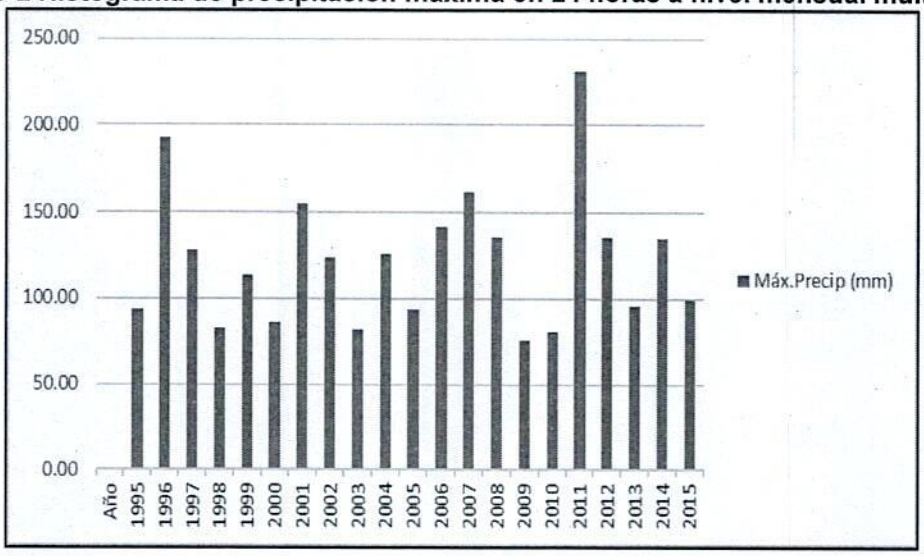
Tabla 6-3. Precipitación máxima en 24 horas mensual a nivel multianual.

Precipitación Máxima Anual en 24h	
Año	Máx.Precip (mm)
1995	93.80
1996	193.00
1997	128.40
1998	83.00
1999	113.60
2000	86.00
2001	155.00
2002	124.00
2003	82.00
2004	126.00
2005	94.00

Precipitación Máxima Anual en 24h	
Año	Máx.Precip (mm)
2006	142.00
2007	162.00
2008	136.00
2009	76.00
2010	81.00
2011	231.00
2012	136.00
2013	96.00
2014	135.00
2015	99.00

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-2 Histograma de precipitación máxima en 24 horas a nivel mensual multianual.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores promedios de las precipitaciones máximas producidas en 24 horas medidas a lo largo de la historia, se observa que en promedio el periodo en el que se presentan las lluvias con mayor intensidad corresponde a la registrada en el año 2011 con un valor de 231mm; Adicional las lluvias con menor intensidad corresponde a la registrada en el año 2009 con un valor de 76mm. Estos factores deben ser tenidos en cuenta a la hora de obtener los caudales máximos que puedan llegar a afectar la estabilidad de las obras proyectadas.

6.1.3 PRECIPITACIÓN ACUMULADA A NIVEL MULTIANUAL

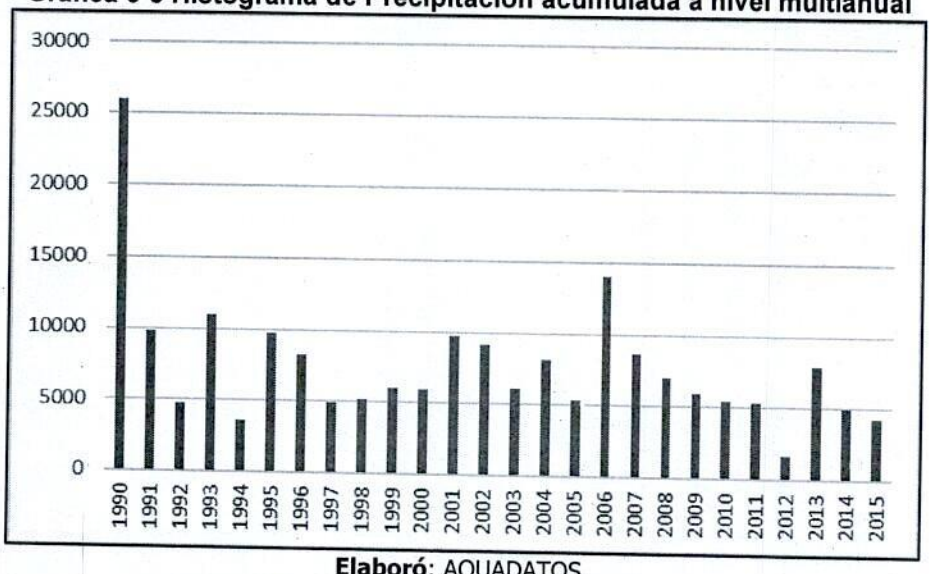
Tabla 6-4. Precipitación acumulada a nivel multianual

Precipitación Máxima Multianual	
Año	Prec Acum (mm)
1990	26000
1991	9781
1992	4726
1993	10990
1994	3651
1995	9702
1996	8230
1997	4928
1998	5144
1999	6026
2000	5953
2001	9678
2002	9149

Precipitación Máxima Multianual	
Año	Prec Acum (mm)
2003	6070
2004	8111
2005	5306
2006	14044
2007	8621
2008	6989
2009	5900
2010	5397
2011	5367
2012	1610
2013	7920
2014	4996
2015	4264

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia - IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-3 Histograma de Precipitación acumulada a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores acumulados a nivel multianual de las precipitaciones máximas producidas a lo largo de la historia, se observa que el año con mayor precipitación fue en 1990 con un valor de 26000mm; Adicional el año con menor precipitación fue en el 2012 con un valor de 1610mm.

6.1.4 TEMPERATURA MEDIA A NIVEL MULTIANUAL

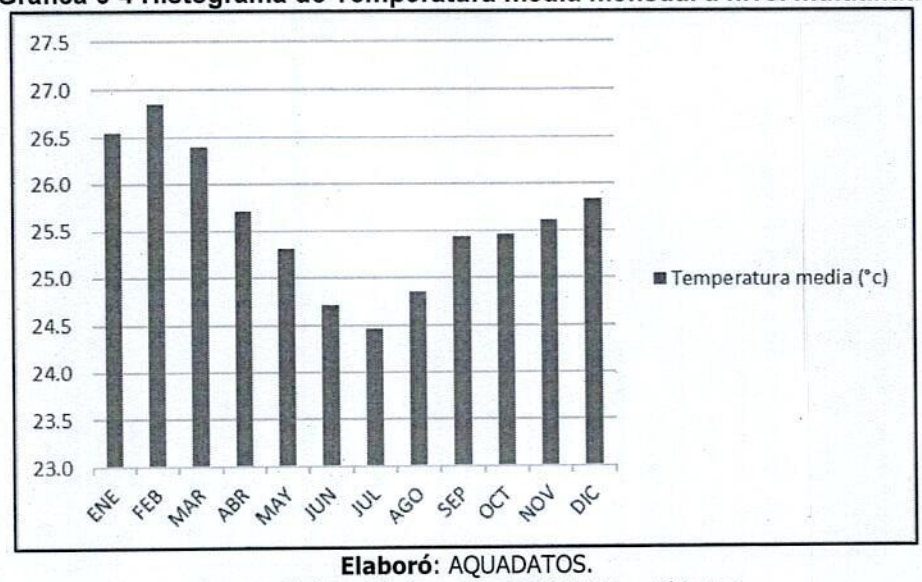
Tabla 6-5. Temperatura media mensual a nivel multianual

Año	Temperatura media (°c)
ENE	26.6
FEB	26.9
MAR	26.4
ABR	25.7
MAY	25.3
JUN	24.7
JUL	24.5
AGO	24.8
SEP	25.4
OCT	25.5
NOV	25.6
DIC	25.8

Elaboró: AQUADATOS.

Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-4 Histograma de Temperatura media mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de temperatura media mensual a nivel multianual producidas a lo largo de la historia, se observa que el mes con la media mensual más alta de temperatura es Febrero con un valor de 26.9°C; Adicional el mes con la media mensual más baja de temperatura es Julio con un valor de 24.7°C.

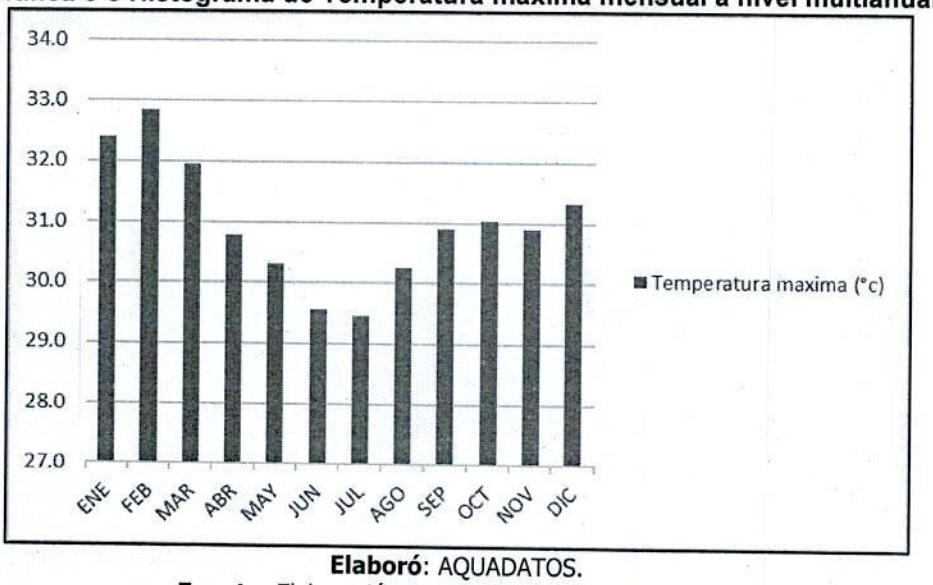
6.1.5 TEMPERATURA MAXIMA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-6. Temperatura máxima mensual a nivel multianual

Año	Temperatura máxima (°c)
ENE	32.4
FEB	32.8
MAR	32.0
ABR	30.8
MAY	30.3
JUN	29.6
JUL	29.5
AGO	30.3
SEP	30.9
OCT	31.0
NOV	30.9
DIC	31.3

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-5 Histograma de Temperatura máxima mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de temperatura máxima mensual a nivel multianual producidas a lo largo de la historia, se observa que el mes con la máxima mensual más alta de temperatura es Febrero con un valor de 32.8°C; Adicional el mes con la media mensual más baja de temperatura es Julio con un valor de 29.5°C.

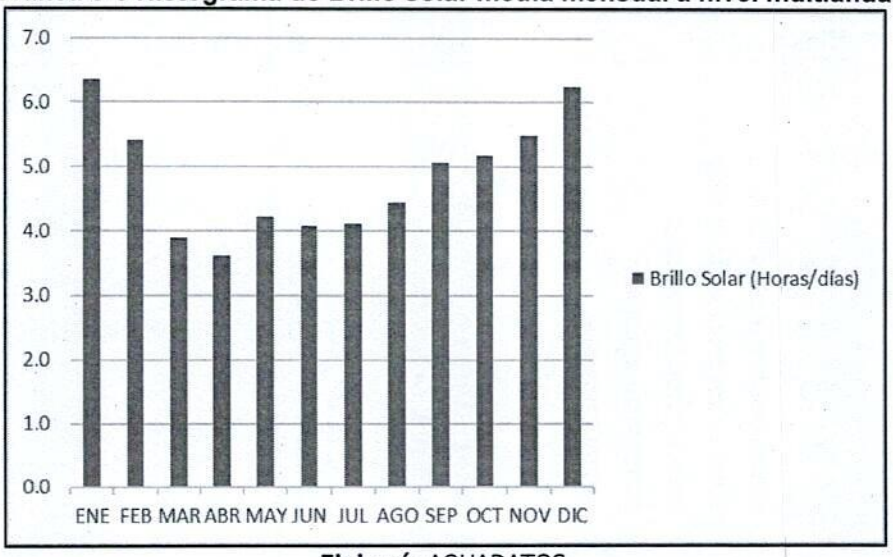
6.1.6 BRILLO SOLAR MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-7. Brillo solar media mensual a nivel multianual

Año	Brillo Solar (horas/día)
ENE	6.4
FEB	5.4
MAR	3.9
ABR	3.6
MAY	4.2
JUN	4.1
JUL	4.1
AGO	4.5
SEP	5.1
OCT	5.2
NOV	5.5
DIC	6.2

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-6 Histograma de Brillo solar media mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de brillo solar media mensual a nivel multianual producidas a lo largo de la historia, se observa que el mes con el brillo solar media mensual más alta es enero con un valor de 6.4 horas/dia; Adicional el mes con la media mensual más baja de brillo es abril con un valor de 3.6°C.

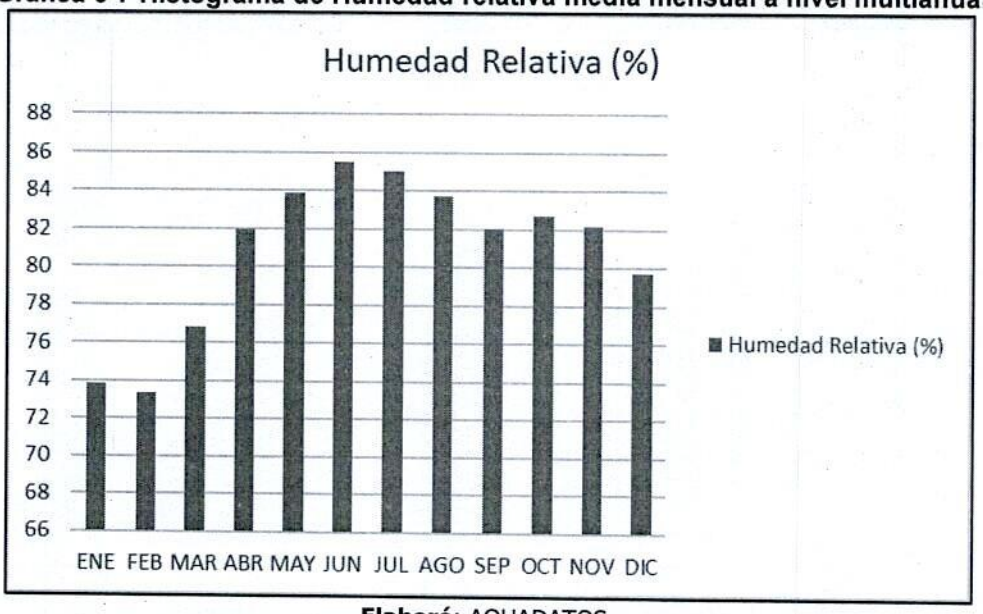
6.1.7 HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-8. Humedad relativa media mensual a nivel multianual

Año	Humedad Relativa (%)
ENE	74
FEB	73
MAR	77
ABR	82
MAY	84
JUN	86
JUL	85
AGO	84
SEP	82
OCT	82.7
NOV	82
DIC	80

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-7 Histograma de Humedad relativa media mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de humedad relativa media mensual a nivel multianual producidas a lo largo de la historia, se observa que el mes con la humedad relativa media mensual más alta es Mayo con un valor de 84%; Adicional el mes con la media mensual más baja de humedad relativa es febrero con un valor de 73%.

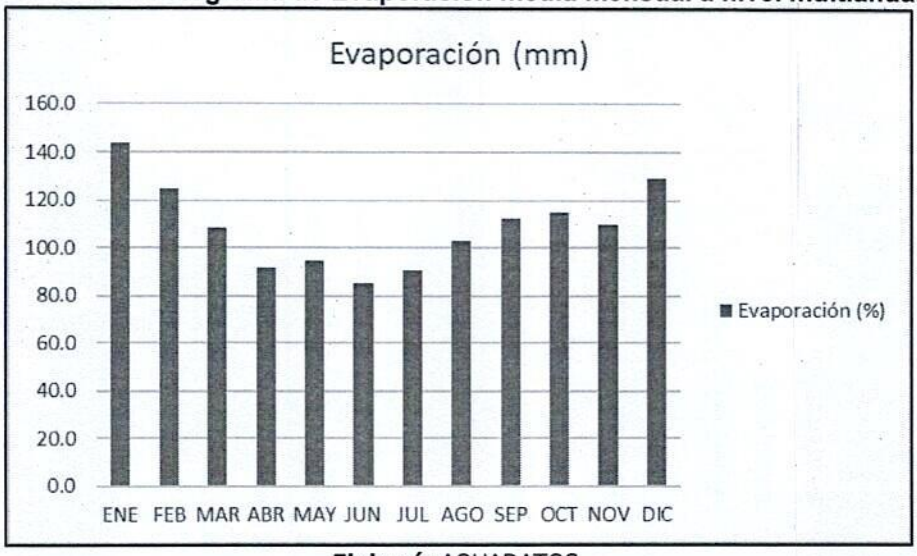
6.1.8 EVAPORACIÓN MEDIA MENSUAL A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-9. Evaporación media mensual a nivel multianual

Año	Evaporación (mm)
ENE	143.9
FEB	124.7
MAR	108.4
ABR	91.6
MAY	94.4
JUN	85.4
JUL	90.6
AGO	103.1
SEP	112.5
OCT	114.8
NOV	109.9
DIC	129.3

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-8 Histograma de Evaporación media mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de evaporación media mensual a nivel multianual producida a lo largo de la historia, se observa que el mes con la evaporación media mensual más alta es enero con un valor de 143,9mm; Adicional el mes con la media mensual más baja de evaporación es junio con un valor de 85.4mm.

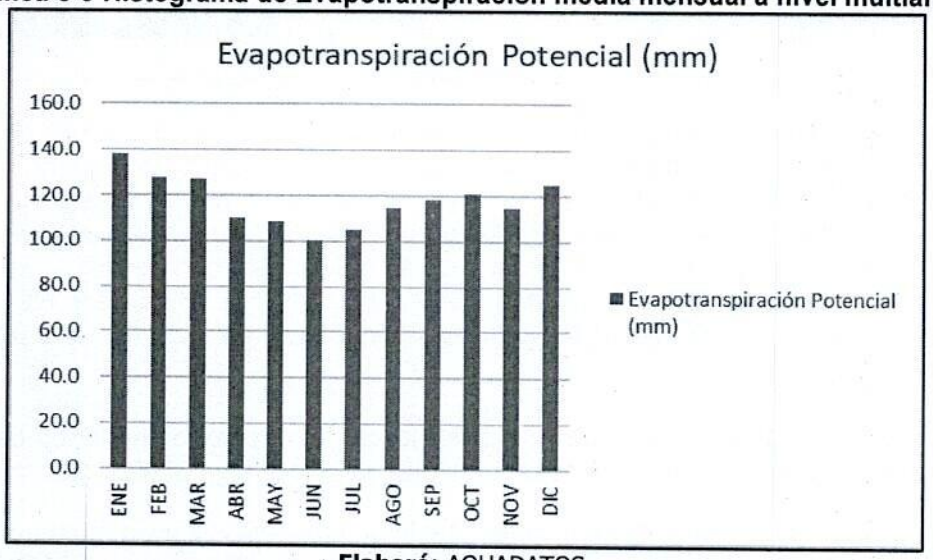
6.1.9 EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL MEDIA A NIVEL MULTIANUAL

Tabla 6-10. Evapotranspiración media mensual a nivel multianual

Año	Evapotranspiración Potencial (mm)
ENE	138.1
FEB	127.6
MAR	127.0
ABR	110.4
MAY	108.5
JUN	100.2
JUL	105.2
AGO	114.8
SEP	118.3
OCT	121.1
NOV	115.1
DIC	125.4

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

Gráfica 6-9 Histograma de Evapotranspiración media mensual a nivel multianual



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – IDEAM Datos Abiertos

La gráfica anterior muestra los valores de evapotranspiración media mensual a nivel multianual producida a lo largo de la historia, se observa que el mes con la evaporación media mensual más alta es junio con un valor de 100,2mm; Adicional el mes con la media mensual más baja de evapotranspiración es enero con un valor de 138.1mm.

7 CAUDALES DE DISEÑO

Teniendo en cuenta la magnitud del área de la cuenca, para el cálculo de los caudales máximos de crecientes de diseño, se hizo uso de la metodología del hidrograma unitario del Soil Conservation Service (SCS), siendo así, se procedió con el ajuste de funciones de probabilidad de las precipitaciones máximas presentadas previamente para las series de datos históricas, luego haciendo uso de las curvas de intensidad – duración – frecuencia y del método de los bloques alternos, se efectuó la simulación en el software HEC – HMS y se encontraron los caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno para la corriente.

De acuerdo con lo anterior se realiza un análisis de datos para los registros de precipitación máxima anual en 24horas de la estación La Holanda con código 32075040.

Tabla 7-1. Registros analizados máximos mensuales a nivel multianual

Año	En	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago.	Sep.	Oct	Nov	Dic	Máx.Precip (mm)
1979	35.00	8.00	110.10	88.10	31.00	37.30	18.20	34.20	44.40	85.00	29.70	34.00	110.10
1980	14.20	0.80	61.00	50.00	55.00	0.00	0.00	92.10	79.90	52.00	58.00	0.00	92.10
1981	0.00	0.00	0.00	0.00	58.00	110.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	49.70	110.00
1982	6.60	17.00	78.50	138.50	128.20	34.30	39.90	50.00	33.90	160.00	88.20	7.30	160.00
1983	0.00	0.00	0.00	0.00	64.40	25.40	30.30	32.50	48.10	0.00	0.00	0.00	64.40
1984	0.00	66.10	48.20	112.30	49.30	51.70	30.60	31.30	54.20	81.90	0.00	37.40	112.30
1985	0.00	5.00	10.00	91.30	79.40	91.90	44.60	47.90	51.50	64.50	68.50	28.50	91.90
1986	6.90	22.80	70.80	62.90	58.80	79.60	91.80	31.10	79.70	45.40	36.30	47.50	91.80
1987	12.40	42.90	77.20	127.50	75.50	67.20	61.20	102.40	38.30	86.70	53.70	96.80	127.50
1988	0.10	45.60	41.50	42.10	112.80	68.60	47.60	49.00	62.70	80.80	51.20	48.90	112.80
1989	12.10	41.20	49.00	51.20	88.70	49.10	32.70	52.30	72.20	32.80	38.20	7.70	88.70
1990	18.70	43.50	35.40	65.90	66.80	45.20	62.20	121.30	81.50	20.50	55.50	9.80	121.30
1991	0.00	36.00	111.80	64.00	67.10	60.00	44.50	33.00	162.10	25.60	31.00	1.00	162.10
1992	7.00	16.00	25.00	45.00	50.00	51.00	47.30	53.00	56.00	28.10	58.20	12.00	58.20
1993	19.00	41.00	50.00	88.80	83.00	73.00	77.00	90.00	38.20	70.70	60.00	17.00	90.00
1994	9.00	29.00	66.00	53.00	47.00	115.00	104.00	76.00	68.00	85.00	48.00	22.00	115.00
1995	93.80	18.00	34.00	68.00	75.00	65.00	65.00	47.60	93.70	53.00	53.00	29.00	93.80
1996	5.00	25.00	74.00	46.00	56.00	51.00	193.00	32.50	66.00	125.00	42.00	26.00	193.00
1997	3.00	27.00	40.00	86.00	128.40	42.00	15.00	0.00	62.00	53.00	51.00	0.00	128.40
1998	39.00	37.00	23.00	52.00	76.00	59.00	29.30	21.00	0.00	102.00	41.00	35.00	102.00
1999	22.00	34.00	24.00	113.60	74.00	52.00	54.00	19.00	111.00	95.00	95.00	34.00	113.60
2000	32.00	49.00	34.00	65.00	64.00	35.00	109.00	65.50	29.00	45.00	28.80	77.00	109.00
2001	0.00	18.00	42.00	51.00	73.50	53.00	55.70	49.00	155.00	45.00	47.00	18.00	155.00
2002	1.00	1.00	37.00	58.70	96.00	140.00	32.80	29.50	38.00	48.00	54.50	3.00	140.00
2003	0.00	11.00	78.00	106.30	56.00	63.00	34.00	68.00	37.00	34.00	78.00	81.00	106.30
2004	5.00	68.00	35.00	42.00	126.00	68.00	85.00	48.00	76.00	64.00	74.00	46.20	126.00
2005	5.00	67.00	36.00	57.00	92.00	66.00	33.00	75.00	34.00	94.00	91.60	3.00	94.00
2006	27.00	28.00	84.80	49.00	26.60	142.00	52.00	63.20	25.70	62.60	93.00	9.20	142.00

Año	En	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago.	Sep.	Oct	Nov	Dic	Máx.Precip (mm)
2007	1.00	32.00	162.00	77.20	93.20	48.00	42.00	54.00	38.00	68.00	39.00	7.00	162.00
2008	0.00	12.00	18.00	53.40	78.00	54.00	94.00	43.10	71.00	75.00	136.00	28.00	136.00
2009	26.00	29.00	54.00	67.00	52.00	73.00	62.00	76.00	43.00	66.00	51.00	8.00	76.00
2010	0.00	74.00	66.00	56.00	39.00	72.00	48.00	49.00	29.00	81.00	31.00	75.00	81.00
2011	5.00	31.00	23.00	231.00	84.00	123.00	27.00	43.00	62.00	49.00	62.00	33.00	231.00
2012	0.00	21.00	0.00	0.00	0.00	54.00	33.00	36.00	61.00	26.00	25.00	136.00	136.00
2013	0.00	25.00	56.00	96.00	76.00	39.00	35.00	39.00	56.00	74.00	93.00	5.00	96.00
2014	4.30	46.50	43.00	129.00	72.00	64.00	38.00	58.00	21.00	28.00	135.00	94.00	135.00
2015	99.00	24.00	68.00	95.00	55.00	45.00	37.00	53.00	65.00	43.00	27.00	8.00	99.00
2016	0.00	0.00	0.00	0.00	78.00	89.00	100.00	56.00	33.00	0.00	0.00	0.00	100.00

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Documento Técnico IDEAM-PBOT 2022 Granada-Meta

Se realiza un análisis estadístico en base al registro de la estación La Holanda con el objetivo de identificar la presencia de valores atípicos elevados o bajos en los datos registrados. A continuación, se obtienen las siguientes características y resultados:

Tabla 7-2. Parámetros y resultados estadísticos

PARÁMETROS ESTADISTICOS	Pmáx 24h	Log(Pmáx-24h)
Número de datos (n)	38.000	38.000
Sumatoria	4463.300	78.010
Valor máximo	231.000	2.364
Valor mínimo	58.200	1.765
Media	117.455	2.053
Varianza	1187.800	0.015
Desviación Estándar	34.464	0.122
Coef Variación	0.293	0.060
Coef de Sesgo	1.132	0.117
Datos dudosos altos		
n=	38.000	
Kn=	2.661	
Kn=	Valor recomendado, varía según el valor de n (significativamente 10%	
Umbral de datos dudosos altos (Xh: Und. Log)		
Formula=	$x_H = \tilde{x} + K_n * s$	
xH=	2.378	
Pmáx aceptada=	238.916	mm
No Existen Datos Dudosos		
Umbral de datos dudosos bajos (XL: Und. Log)		

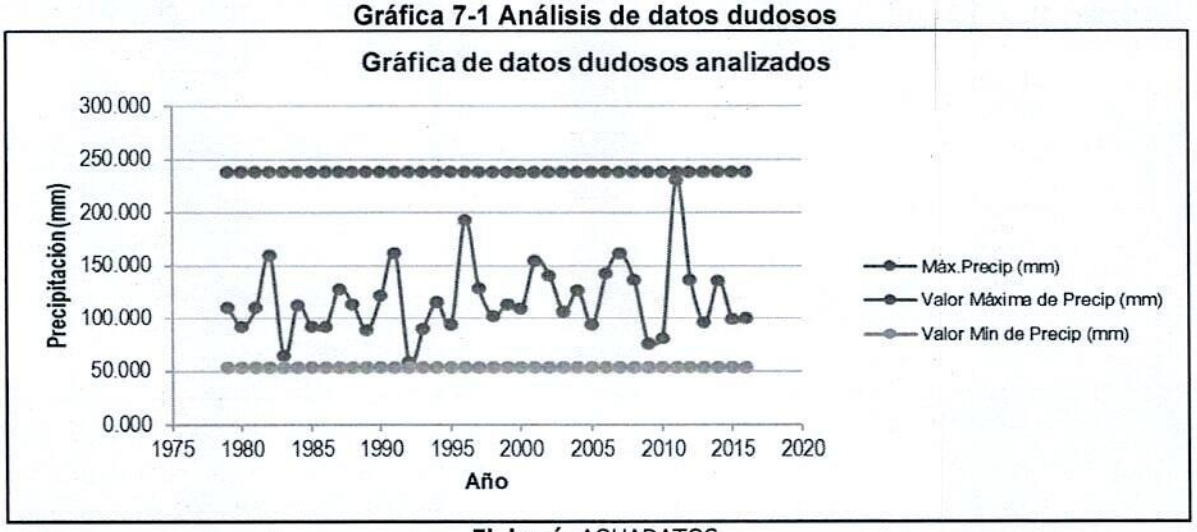
PARÁMETROS ESTADISTICOS	Pmáx 24h	Log(Pmáx-24h)
Formula=	$x_l = \tilde{x} - K_n * s$	
xL=	1.728	
Pmín aceptada=	53.403	mm
No Existen Datos Dudosos		

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Según los resultados del análisis de Umbral alto y Umbral bajo, se lleva a cabo la evaluación conforme a los siguientes criterios:

- Si la asimetría de la estación es mayor que +0.4, se prioriza la aplicación de pruebas para identificar datos atípicos de valores elevados.
- Si la asimetría de la estación es menor que 0.4, se da preferencia a las pruebas destinadas a detectar datos atípicos de valores bajos.
- En caso de que la asimetría de la estación se sitúe entre -0.4 y +0.4, se procede a realizar pruebas para la detección de datos atípicos tanto elevados como bajos antes de considerar la eliminación de algún dato sospechoso del conjunto de datos.

Gráfica 7-1 Análisis de datos dudosos



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD DE VALORES MÁXIMOS

Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas.

Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea), log-Normal y log-Pearson Tipo III (escuela americana).

7.1.1 PRUEBAS DE BONDAD DEL AJUSTE SEGÚN KOLMOGOROV – SMIRNOV

Para escoger la mejor distribución probabilística, a continuación, se realiza una prueba de bondad de ajuste de los datos históricos y utilizando en este caso el método Kolmogorov-Smirnov y la función de distribución probabilística Weibull.

7.1.2 RESUMEN DE LA PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

En la siguiente tabla se muestra un resumen de la prueba Kolmogorov – Smirnov según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dando 1 a la de "mejor" ajuste.

Tabla 7-3. Resultados de la prueba de Kolmogórov-Smirnov

FUNCIÓN	KOLMOGOROV	S	$C_{crítico}$	Chequeo, S < C
GUMBEL	1	0.09486	0.28920	El ajuste es correcto, y se ajusta la función de distribución que se está analizando
LOG-NORMAL	2	0.09594	0.28920	El ajuste es correcto, y se ajusta la función de distribución que se está analizando
LOG-PEARSON III	3	0.18660	0.28920	El ajuste es correcto, y se ajusta la función de distribución que se está analizando

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con los resultados obtenidos de la prueba de Kolmogórov-Smirnov, el método que mejor se adaptó para el cálculo de las curvas de intensidad, duración y frecuencia con los datos de la estación La Holanda en el municipio de Granada, fue el método de Gumbel.

7.2 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

El análisis de curvas IDF se refiere a la evaluación y estudio de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), que son utilizadas en hidrología para caracterizar la lluvia en una región específica. Estas curvas describen la relación entre la intensidad de la lluvia, la duración de la lluvia y la frecuencia con la que se espera que ocurra.

- Intensidad (I): La tasa de precipitación pluvial, es decir, la cantidad de lluvia que cae por unidad de tiempo.
- Duración (D): El tiempo total durante el cual ocurre la lluvia.
- Frecuencia (F): La probabilidad de que ocurra una cierta intensidad de lluvia durante un período de tiempo específico.

El análisis de curvas IDF implica examinar y modelar estas relaciones para comprender mejor el comportamiento de la lluvia en una ubicación determinada. Este análisis es esencial en la

ingeniería hidrológica y el diseño de infraestructuras hidráulicas, ya que proporciona información crucial para dimensionar adecuadamente sistemas de drenaje, alcantarillado, presas y otros elementos de control de agua. Además, el análisis de curvas IDF es fundamental en la evaluación de riesgos asociados con eventos de lluvia intensa, como inundaciones, lo que contribuye a la planificación y gestión adecuada de recursos hídricos y la mitigación de desastres.

El método de Gumbel es un enfoque utilizado en hidrología para calcular las curvas de intensidad, duración y frecuencia (IDF) de las precipitaciones. Las curvas IDF son herramientas importantes en ingeniería hidrológica y diseño de infraestructuras para estimar la magnitud y frecuencia de eventos de lluvia de diferentes duraciones.

7.2.1.1 Distribución de probabilidades pluviométricas

A continuación, se realiza la distribución de acuerdo con las probabilidades pluviométricas de la estación La Holanda.

Tabla 7-4. Distribución de probabilidades pluviométricas

Nº	Año	Precipitación (mm)	
		xi	(xi - x)^2
1	1979	110.10	54.10
2	1980	92.10	642.89
3	1981	110.00	55.58
4	1982	160.00	1810.05
5	1983	64.40	2814.86
6	1984	112.30	26.58
7	1985	91.90	653.07
8	1986	91.80	658.19
9	1987	127.50	100.90
10	1988	112.80	21.67
11	1989	88.70	826.87
12	1990	121.30	14.78
13	1991	162.10	1993.15
14	1992	58.20	3511.19
15	1993	90.00	753.79
16	1994	115.00	6.03
17	1995	93.80	559.57
18	1996	193.00	5707.01
19	1997	128.40	119.79
20	1998	102.00	238.87
21	1999	113.60	14.86
22	2000	109.00	71.49
23	2001	155.00	1409.61
24	2002	140.00	508.27
25	2003	106.30	124.44
26	2004	126.00	73.01
27	2005	94.00	550.15
28	2006	142.00	602.44
29	2007	162.00	1984.23
30	2008	136.00	343.91
31	2009	76.00	1718.54
32	2010	81.00	1328.99
33	2011	231.00	12892.41
34	2012	136.00	343.91
35	2013	96.00	460.33
36	2014	135.00	307.82
37	2015	99.00	340.60
38	2016	100.00	304.69
38	***Suma***	**4463.3**	**43948.61**

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.2 Cálculo de variables probabilísticas

Se lleva a cabo el cálculo de variables probabilísticas conforme a la distribución de probabilidades pluviométricas, y a continuación se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 7-5. Cálculo de variables probabilísticas

1.2 Cálculo variables probabilísticas		
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	117.46	mm
$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} =$	34.46	mm
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s =$	26.87	mm
$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha =$	101.94	mm

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.3 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias de retorno

Se lleva a cabo el cálculo de precipitaciones diarias máximas probables de acuerdo con las variables probabilísticas anteriormente calculadas, y a continuación se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 7-6. Cálculo de precipitaciones diarias máximas

Periodo Retorno Años	*Variable Reducida YT*	*Precip. (mm) XT'(mm)*	*Prob. de ocurrencia F(xT)*	*Corrección intervalo fijo XT (mm)*
2	0.3665	99.9218	0.3402	112.9116
3	0.9027	112.8005	0.5129	127.4646
5	1.4999	127.1446	0.6760	143.6734
10	2.2504	145.1685	0.8186	164.0404
15	2.6738	155.3375	0.8719	175.5313
20	2.9702	162.4575	0.9001	183.5770
25	3.1985	167.9418	0.9178	189.7742
50	3.9019	184.8363	0.9553	208.8650
100	4.6001	201.6060	0.9758	227.8148
500	6.2136	240.3584	0.9942	271.6050

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Teniendo en cuenta que para la corrección de intervalo fijo se tiene en cuenta el concepto de la organización meteorológica mundial, en su guía de prácticas hidrológicas, explica que estudios de miles de años - estaciones de datos pluviométricos indican que al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observaciones de una a 24 horas por el valor de 1.13, se producirán valores que aproximan mucho a los que se obtendrán de un análisis de los máximos reales. Se requieren ajustes

menores cuando las cantidades máximos observador se determinan de dos o más intervalos de observación fija. Para el estudio de los datos de la estación la Holanda, se usó el valor de 1.13 para la corrección de intervalo fijo.

7.2.1.4 Cálculo de precipitaciones máximas e Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración de lluvia

Se lleva a cabo el cálculo de precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvia, de acuerdo con los coeficientes para las relaciones a las lluvias con duración de 24 horas, y a continuación se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 7-7. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos en un día

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración									
		2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	112.9	127.5	143.7	164.0	175.5	183.6	189.8	208.9	227.8	271.6
18 hr	X18 = 91%	102.7	116.0	130.7	149.3	167.1	159.7	172.7	190.1	207.3	247.2
12 hr	X12 = 80%	90.3	102.0	114.9	131.2	140.4	146.9	151.8	167.1	182.3	217.3
8 hr	X8 = 68%	76.8	86.7	97.7	111.5	119.4	124.8	129.0	142.0	154.9	184.7
6 hr	X6 = 61%	68.9	77.8	87.6	100.1	107.1	112.0	115.8	127.4	139.0	165.7
5 hr	X5 = 57%	64.4	72.7	81.9	93.5	100.1	104.6	108.2	119.1	129.9	154.8
4 hr	X4 = 52%	58.7	66.3	74.7	85.3	91.3	95.5	98.7	108.6	118.5	141.2
3 hr	X3 = 46%	51.9	58.6	66.1	75.5	80.7	84.4	87.3	96.1	104.8	124.9
2 hr	X2 = 39%	44.0	49.7	56.0	64.0	68.5	71.6	74.0	81.5	88.8	105.9
1 hr	X1 = 30%	33.9	38.2	43.1	49.2	52.7	55.1	56.9	62.7	68.3	81.5

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Consecutivamente se realiza el cálculo de las intensidades de lluvia a partir de Pd, según la duración de precipitación y frecuencia de la misma, anteriormente calculada, a continuación, se presentan los datos obtenidos:

Tabla 7-8. Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno									
Hr	min	2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	4.7	5.3	6.0	6.8	7.3	7.6	7.9	8.7	9.5	11.3
18 hr	1080	5.7	6.4	7.3	8.3	9.3	8.9	9.6	10.6	11.5	13.7
12 hr	720	7.5	8.5	9.6	10.9	11.7	12.2	12.7	13.9	15.2	18.1
8 hr	480	9.6	10.8	12.2	13.9	14.9	15.6	16.1	17.8	19.4	23.1
6 hr	360	11.5	13.0	14.6	16.7	17.8	18.7	19.3	21.2	23.2	27.6
5 hr	300	12.9	14.5	16.4	18.7	20.0	20.9	21.6	23.8	26.0	31.0
4 hr	240	14.7	16.6	18.7	21.3	22.8	23.9	24.7	27.2	29.6	35.3
3 hr	180	17.3	19.5	22.0	25.2	26.9	28.1	29.1	32.0	34.9	41.6
2 hr	120	22.0	24.9	28.0	32.0	34.2	35.8	37.0	40.7	44.4	53.0
1 hr	60	33.9	38.2	43.1	49.2	52.7	55.1	56.9	62.7	68.3	81.5

Elaboró: AQUADATOS.

Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.5 Regresiones I-D-T

De acuerdo con los resultados obtenidos en el cálculo de la intensidad lluvia según el periodo de retorno, se obtiene la representación matemática de las regresiones para las curvas IDF:

Tabla 7-9. Regresión IDT para TR=2 años

Periodo de retorno para T = 2 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	4.7047	7.2724	1.5486	11.2617	52.8878
2	1080	5.7083	6.9847	1.7419	12.1668	48.7863
3	720	7.5274	6.5793	2.0186	13.2806	43.2865
4	480	9.5975	6.1738	2.2615	13.9620	38.1156
5	360	11.4793	5.8861	2.4405	14.3653	34.6462
6	300	12.8719	5.7038	2.5550	14.5734	32.5331
7	240	14.6785	5.4806	2.6864	14.7231	30.0374
8	180	17.3131	5.1930	2.8515	14.8075	26.9668
9	120	22.0178	4.7875	3.0918	14.8022	22.9201
10	60	33.8735	4.0943	3.5226	14.4229	16.7637
10	**4980**	**139.7720**	58.1555	24.7185	138.3656	346.9435
Ln (d) =	**6.0565**	**d =**	**426.8652**	**n =**	**-0.6164**	

Elaboró: AQUADATOS.

Tabla 7-10. Regresión IDT para TR=3 años

Periodo de retorno para T = 3 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	5.3110	7.2724	1.6698	12.1433	52.8878
2	1080	6.4440	6.9847	1.8632	13.0136	48.7863
3	720	8.4976	6.5793	2.1398	14.0782	43.2865
4	480	10.8345	6.1738	2.3827	14.7105	38.1156
5	360	12.9589	5.8861	2.5618	15.0789	34.6462
6	300	14.5310	5.7038	2.6763	15.2649	32.5331
7	240	16.5704	5.4806	2.8076	15.3875	30.0374
8	180	19.5446	5.1930	2.9727	15.4371	26.9668
9	120	24.8556	4.7875	3.2131	15.3826	22.9201
10	60	38.2394	4.0943	3.6439	14.9192	16.7637
10	**4980**	**157.7870**	58.1555	25.9308	145.4160	346.9435
Ln (d) =	**6.1777**	**d =**	**481.8830**	**n =**	**-0.6164**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-11. Regresión IDT para TR=5 años

Periodo de retorno para T = 5 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	5.9864	7.2724	1.7895	13.0139	52.8878
2	1080	7.2635	6.9847	1.9829	13.8497	48.7863
3	720	9.5782	6.5793	2.2595	14.8658	43.2865
4	480	12.2122	6.1738	2.5024	15.4495	38.1156

Periodo de retorno para T = 5 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
5	360	14.6068	5.8861	2.6815	15.7835	34.6462
6	300	16.3788	5.7038	2.7960	15.9477	32.5331
7	240	18.6775	5.4806	2.9273	16.0436	30.0374
8	180	22.0299	5.1930	3.0924	16.0587	26.9668
9	120	28.0163	4.7875	3.3328	15.9557	22.9201
10	60	43.1020	4.0943	3.7636	15.4094	16.7637
10	**4980**	**177.8517**	58.1555	27.1278	152.3774	346.9435
Ln (d) =	**6.2974**	**d =**	**543.1610**	**n =**	**-0.6164**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-12. Regresión IDT para TR=10 años

Periodo de retorno para T = 10 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	6.8350	7.2724	1.9221	13.9780	52.8878
2	1080	8.2932	6.9847	2.1154	14.7757	48.7863
3	720	10.9360	6.5793	2.3921	15.7380	43.2865
4	480	13.9434	6.1738	2.6350	16.2680	38.1156
5	360	16.6774	5.8861	2.8141	16.5638	34.6462
6	300	18.7006	5.7038	2.9286	16.7038	32.5331
7	240	21.3253	5.4806	3.0599	16.7702	30.0374
8	180	25.1529	5.1930	3.2250	16.7471	26.9668
9	120	31.9879	4.7875	3.4654	16.5904	22.9201
10	60	49.2121	4.0943	3.8961	15.9521	16.7637
10	**4980**	**203.0638**	58.1555	28.4535	160.0871	346.9435
Ln (d) =	**6.4300**	**d =**	**620.1590**	**n =**	**-0.6164**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-13. Regresión IDT para TR=15 años

Periodo de retorno para T = 15 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	7.3138	7.2724	1.9898	14.4704	52.8878
2	1080	9.2808	6.9847	2.2280	15.5616	48.7863
3	720	11.7021	6.5793	2.4598	16.1834	43.2865
4	480	14.9202	6.1738	2.7027	16.6860	38.1156
5	360	17.8457	5.8861	2.8818	16.9623	34.6462
6	300	20.0106	5.7038	2.9963	17.0900	32.5331
7	240	22.8191	5.4806	3.1276	17.1412	30.0374
8	180	26.9148	5.1930	3.2927	17.0987	26.9668
9	120	34.2286	4.7875	3.5331	16.9145	22.9201
10	60	52.6594	4.0943	3.9638	16.2293	16.7637
10	**4980**	**217.6951**	58.1555	29.1754	164.3375	346.9435
Ln (d) =	**6.4673**	**d =**	**643.7352**	**n =**	**-0.6104**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-14. Regresión IDT para TR=20 años

Periodo de retorno para T = 20 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	7.6490	7.2724	2.0346	14.7963	52.8878
2	1080	8.8741	6.9847	2.1831	15.2486	48.7863
3	720	12.2385	6.5793	2.5046	16.4783	43.2865
4	480	15.6040	6.1738	2.7475	16.9627	38.1156
5	360	18.6637	5.8861	2.9266	17.2261	34.6462
6	300	20.9278	5.7038	3.0411	17.3456	32.5331
7	240	23.8650	5.4806	3.1724	17.3869	30.0374
8	180	28.1485	5.1930	3.3375	17.3315	26.9668
9	120	35.7975	4.7875	3.5779	17.1291	22.9201
10	60	55.0731	4.0943	4.0087	16.4128	16.7637
10	**4980**	**226.8411**	58.1555	29.5339	166.3178	346.9435
Ln (d) =	**6.5729**	**d =**	**715.4345**	**n =**	**-0.6224**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-15. Regresión IDT para TR=25 años

Periodo de retorno para T = 25 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	7.9073	7.2724	2.0678	15.0377	52.8878
2	1080	9.5941	6.9847	2.2612	15.7935	48.7863
3	720	12.6516	6.5793	2.5378	16.6967	43.2865
4	480	16.1308	6.1738	2.7807	17.1676	38.1156
5	360	19.2937	5.8861	2.9598	17.4216	34.6462
6	300	21.6343	5.7038	3.0743	17.5350	32.5331
7	240	24.6706	5.4806	3.2056	17.5688	30.0374
8	180	29.0987	5.1930	3.3707	17.5039	26.9668
9	120	37.0060	4.7875	3.6111	17.2880	22.9201
10	60	56.9323	4.0943	4.0419	16.5488	16.7637
10	**4980**	**234.9194**	58.1555	29.9108	168.5617	346.9435
Ln (d) =	**6.5757**	**d =**	**717.4462**	**n =**	**-0.6164**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-16. Regresión IDT para TR=50 años

Periodo de retorno para T = 50 años						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	1440	8.7027	7.2724	2.1636	15.7348	52.8878
2	1080	10.5593	6.9847	2.3570	16.4630	48.7863
3	720	13.9243	6.5793	2.6336	17.3274	43.2865
4	480	17.7535	6.1738	2.8766	17.7594	38.1156
5	360	21.2346	5.8861	3.0556	17.9858	34.6462
6	300	23.8106	5.7038	3.1701	18.0817	32.5331
7	240	27.1525	5.4806	3.3015	18.0942	30.0374
8	180	32.0260	5.1930	3.4665	18.0016	26.9668
9	120	40.7287	4.7875	3.7069	17.7469	22.9201
10	60	62.6595	4.0943	4.1377	16.9412	16.7637
10	**4980**	**258.5517**	58.1555	30.8693	174.1360	346.9435

Periodo de retorno para T = 50 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
Ln (d) =	6.6716	d =	789.6194	n =	-0.6164	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-17. Regresión IDT para TR=100 años

Periodo de retorno para T = 100 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	9.4923	7.2724	2.2505	16.3664	52.8878
2	1080	11.5173	6.9847	2.4439	17.0696	48.7863
3	720	15.1877	6.5793	2.7205	17.8987	43.2865
4	480	19.3643	6.1738	2.9634	18.2956	38.1156
5	360	23.1612	5.8861	3.1425	18.4969	34.6462
6	300	25.9709	5.7038	3.2570	18.5771	32.5331
7	240	29.6159	5.4806	3.3883	18.5701	30.0374
8	180	34.9316	5.1930	3.5534	18.4526	26.9668
9	120	44.4239	4.7875	3.7938	18.1627	22.9201
10	60	68.3444	4.0943	4.2246	17.2968	16.7637
10	4980	282.0094	58.1555	31.7377	179.1865	346.9435
Ln (d) =	6.7584	d =	861.2597	n =	-0.6164	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-18. Regresión IDT para TR=500 años

Periodo de retorno para T = 500 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	11.3169	7.2724	2.4263	17.6450	52.8878
2	1080	13.7311	6.9847	2.6197	18.2976	48.7863
3	720	18.1070	6.5793	2.8963	19.0555	43.2865
4	480	23.0864	6.1738	3.1392	19.3810	38.1156
5	360	27.6132	5.8861	3.3183	19.5318	34.6462
6	300	30.9630	5.7038	3.4328	19.5799	32.5331
7	240	35.3086	5.4806	3.5641	19.5337	30.0374
8	180	41.6461	5.1930	3.7292	19.3656	26.9668
9	120	52.9630	4.7875	3.9696	19.0044	22.9201
10	60	81.4815	4.0943	4.4004	18.0167	16.7637
10	4980	336.2168	58.1555	33.4959	189.4112	346.9435
Ln (d) =	6.9342	d =	1026.8094	n =	-0.6164	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.6 Regresión potencial

A continuación, se reflejarán los resultados de la regresión potencial de la cuenca, a partir de los resultados obtenidos en las regresiones IDT para distintos periodos de retorno:

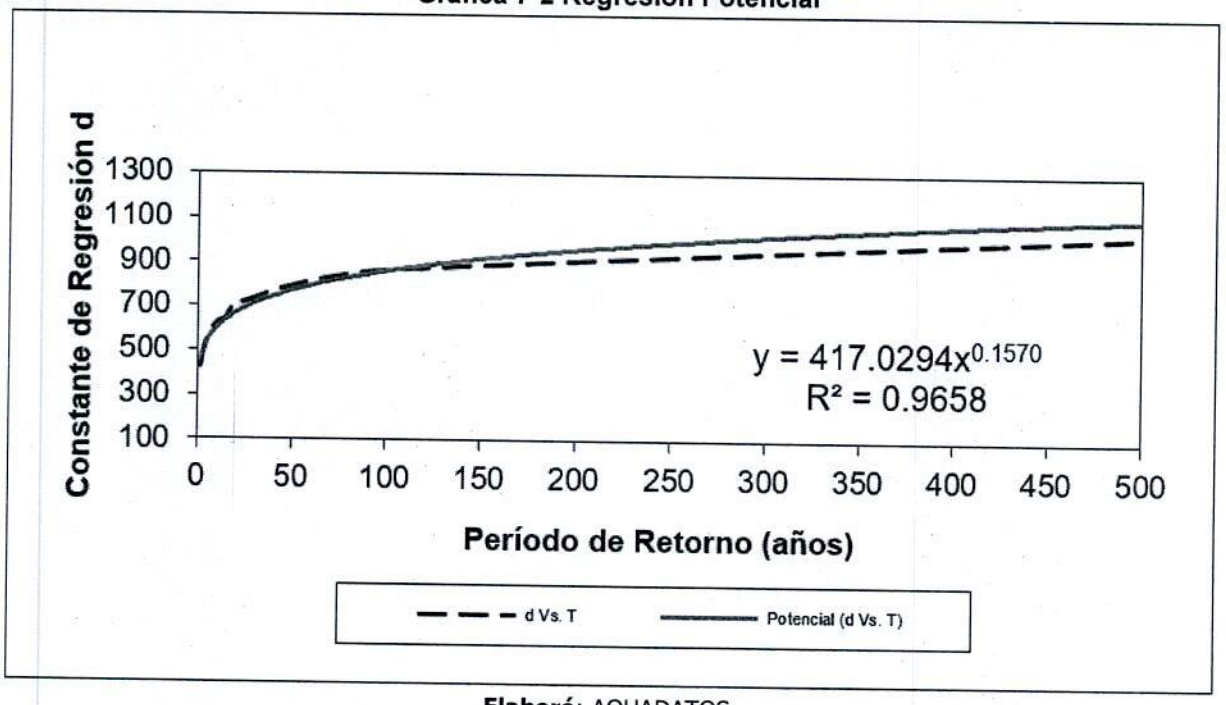
Tabla 7-19. Regresión potencial

Regresión potencial						
N°	**x**	**y**	**ln x**	**ln y**	**ln x*ln y**	**(lnx)^2**
1	2	426.8652	0.6931	6.0565	4.1980	0.4805
2	3	481.8830	1.0986	6.1777	6.7869	1.2069
3	5	543.1610	1.6094	6.2974	10.1353	2.5903
4	10	620.1590	2.3026	6.4300	14.8056	5.3019
5	15	643.7352	2.7081	6.4673	17.5137	7.3335
6	20	715.4345	2.9957	6.5729	19.6906	8.9744
7	25	717.4462	3.2189	6.5757	21.1664	10.3612
8	50	789.6194	3.9120	6.6716	26.0993	15.3039
9	100	861.2597	4.6052	6.7584	31.1236	21.2076
10	500	1026.8094	6.2146	6.9342	43.0934	38.6214
10	**730**	**6826.3727**	**29.3582**	**64.9416**	**194.6127**	**111.3816**
Ln (K) =	**6.0332**	**K =**	**417.0294**	**m =**	**0.1570**	

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, el término de constante de regresión (K) es **417,0294** y el coeficiente de regresión (m) es **0,1570.**

Gráfica 7-2 Regresión Potencial



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.2.1.7 Ecuación obtenida para las curvas IDF de la estación La Holanda

De acuerdo con la metodología de Gumbel descrita a detalle anteriormente, se obtiene la siguiente ecuación de intensidad:

Ecuación 1. Ecuación de intensidad obtenida

$$I = \frac{417.0294 * T^{0.157026}}{t^{0.61639}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Donde:
I = intensidad de precipitación (mm/hr)
T = Periodo de Retorno (años)
t = Tiempo de duración de precipitación (min)

7.2.1.8 Curvas de intensidad, duración y frecuencia

Se mostrará a continuación la tabla de las curvas IDF correspondientes a la estación La Holanda con el código 32075040, siguiendo la metodología del método Gumbel.

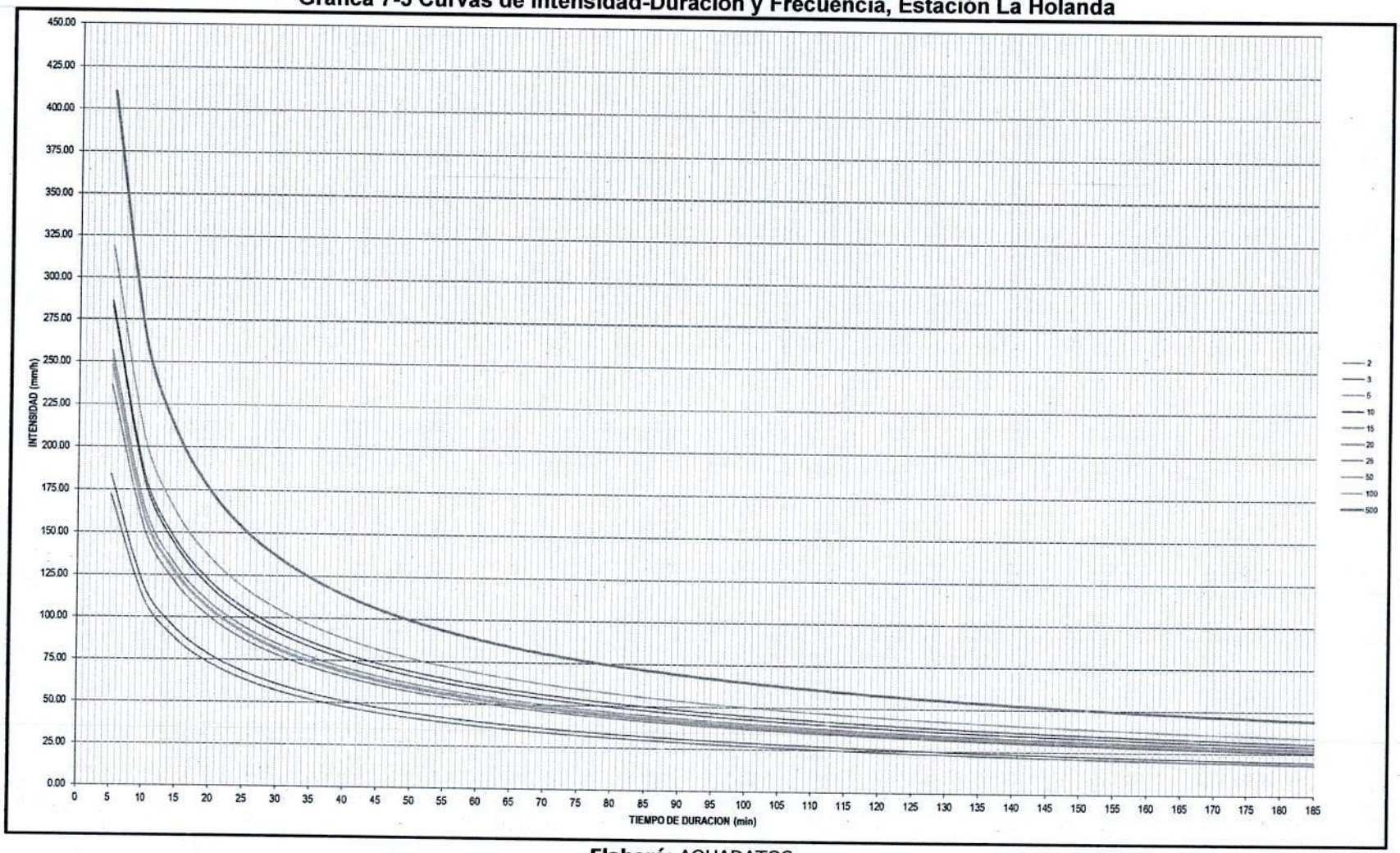
Tabla 7-20. Curvas IDF Estación La Holanda

CURVAS "I-D-F" ESTACIÓN LA HOLANDA - CODIGO: 32075040										
INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hora)										
TIEMPO (Minutos)	PERIODO DE RETORNO (Años)									
	2	3	5	10	15	20	25	50	100	500
5	172.43	183.76	199.11	222.00	236.60	247.53	256.36	285.83	318.70	410.34
10	112.47	119.87	129.88	144.81	154.33	161.46	167.22	186.45	207.89	267.66
15	87.60	93.36	101.16	112.79	120.20	125.76	130.24	145.22	161.92	208.47
20	73.37	78.19	84.72	94.46	100.67	105.32	109.08	121.62	135.61	174.60
25	63.94	68.14	73.83	82.32	87.74	91.79	95.06	105.99	118.18	152.16
30	57.14	60.90	65.99	73.57	78.41	82.03	84.96	94.73	105.62	135.99
35	51.96	55.38	60.00	66.90	71.30	74.60	77.26	86.14	96.05	123.66
40	47.86	51.00	55.26	61.62	65.67	68.70	71.15	79.33	88.46	113.89
45	44.51	47.43	51.39	57.30	61.07	63.89	66.17	73.78	82.26	105.92
50	41.71	44.45	48.16	53.70	57.23	59.87	62.01	69.14	77.09	99.26
55	39.33	41.91	45.41	50.64	53.96	56.46	58.47	65.20	72.69	93.59
60	37.27	39.72	43.04	47.99	51.15	53.51	55.42	61.79	68.90	88.71
65	35.48	37.81	40.97	45.68	48.68	50.93	52.75	58.82	65.58	84.43
70	33.90	36.12	39.14	43.64	46.51	48.66	50.39	56.19	62.65	80.66
75	32.48	34.62	37.51	41.82	44.57	46.63	48.30	53.85	60.04	77.31
80	31.22	33.27	36.05	40.19	42.84	44.82	46.41	51.75	57.70	74.29
85	30.07	32.05	34.73	38.72	41.26	43.17	44.71	49.85	55.58	71.57
90	29.03	30.94	33.52	37.38	39.84	41.68	43.16	48.13	53.66	69.09
95	28.08	29.93	32.43	36.15	38.53	40.31	41.75	46.55	51.90	66.82
100	27.21	28.99	31.42	35.03	37.33	39.06	40.45	45.10	50.29	64.74
105	26.40	28.14	30.49	33.99	36.23	37.90	39.25	43.76	48.80	62.83
110	25.65	27.34	29.62	33.03	35.20	36.83	38.14	42.53	47.42	61.05
115	24.96	26.60	28.82	32.14	34.25	35.83	37.11	41.38	46.14	59.40
120	24.31	25.91	28.08	31.31	33.36	34.90	36.15	40.31	44.94	57.86
125	23.71	25.27	27.38	30.53	32.53	34.04	35.25	39.30	43.82	56.42

CURVAS "I-D-F" ESTACIÓN LA HOLANDA - CODIGO: 32075040										
INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hora)										
TIEMPO (Minutos)	PERIODO DE RETORNO (Años)									
	2	3	5	10	15	20	25	50	100	500
130	23.14	24.67	26.73	29.80	31.76	33.22	34.41	38.37	42.78	55.08
135	22.61	24.10	26.11	29.11	31.03	32.46	33.62	37.48	41.79	53.81
140	22.11	23.56	25.53	28.47	30.34	31.74	32.87	36.65	40.87	52.62
145	21.64	23.06	24.99	27.86	29.69	31.06	32.17	35.87	39.99	51.49
150	21.19	22.58	24.47	27.28	29.08	30.42	31.50	35.13	39.17	50.43
155	20.77	22.13	23.98	26.74	28.49	29.81	30.87	34.42	38.38	49.42
160	20.36	21.70	23.51	26.22	27.94	29.23	30.28	33.76	37.64	48.46
165	19.98	21.29	23.07	25.73	27.42	28.68	29.71	33.12	36.93	47.55
170	19.62	20.91	22.65	25.26	26.92	28.16	29.17	32.52	36.26	46.68
175	19.27	20.54	22.25	24.81	26.44	27.66	28.65	31.94	35.62	45.86
180	18.94	20.18	21.87	24.38	25.99	27.19	28.16	31.39	35.00	45.07
185	18.62	19.84	21.50	23.97	25.55	26.73	27.68	30.87	34.42	44.31
190	18.32	19.52	21.15	23.58	25.13	26.29	27.23	30.36	33.86	43.59
195	18.03	19.21	20.82	23.21	24.73	25.88	26.80	29.88	33.32	42.90
200	17.75	18.91	20.49	22.85	24.35	25.48	26.39	29.42	32.80	42.23
205	17.48	18.63	20.18	22.50	23.98	25.09	25.99	28.97	32.31	41.60
210	17.22	18.35	19.89	22.17	23.63	24.72	25.60	28.55	31.83	40.98
215	16.97	18.09	19.60	21.85	23.29	24.37	25.23	28.14	31.37	40.39
220	16.73	17.83	19.32	21.55	22.96	24.02	24.88	27.74	30.93	39.82
225	16.50	17.59	19.06	21.25	22.65	23.69	24.54	27.36	30.50	39.28
230	16.28	17.35	18.80	20.96	22.34	23.37	24.21	26.99	30.09	38.75
235	16.07	17.12	18.55	20.69	22.05	23.07	23.89	26.64	29.70	38.24
240	15.86	16.90	18.31	20.42	21.76	22.77	23.58	26.29	29.32	37.74

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 7-3 Curvas de Intensidad-Duración y Frecuencia, Estación La Holanda



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.3 HIETOGRAMAS DE DISEÑO

Para la determinación del caudal de diseño asociado a los diferentes periodos de retorno, es necesario encontrar una serie de datos para poder ingresarlos al software HEC-HMS, llamados comúnmente "incrementos de lluvias puntuales", los cuales corresponden al total de lluvia generado en cada intervalo de duración para cada periodo de retorno. Para dar una secuencia más crítica del aguacero es posible hacer uso del método usado generalmente conocido como "bloque alterno", el cual se encarga de ajustar los incrementos de lluvia de los hietogramas de diseño hallados a partir de las curvas de masas. La precipitación máxima es representativa del centro de las tormentas, es decir, la precipitación promedio en la totalidad del área de drenaje es menor, dependiendo de las características morfométricas de la cuenca, por lo tanto, se ha adoptado un factor de reducción de lluvia para determinar un valor más real. Teniendo en cuenta la magnitud e importancia de la cuenca y las condiciones climáticas de la región se ha definido una lluvia de diseño con duración de **3h.**

Tabla 7-21. Hietogramas de precipitaciones de diseño, tiempo 3 horas

INCREMENTOS ARREGLADOS DE LLUVIAS ESPACIALES 3 HORAS										
[Valores en mm]										
TIEMPO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)									
(min)	2	3	5	10	15	20	25	50	100	500
0 a 5	0.62	0.66	0.72	0.80	0.85	0.89	0.92	1.03	1.15	1.48
5 a 10	0.64	0.69	0.74	0.83	0.88	0.93	0.96	1.07	1.19	1.53
10 a 15	0.67	0.71	0.77	0.86	0.92	0.96	1.00	1.11	1.24	1.60
15 a 20	0.70	0.75	0.81	0.90	0.96	1.00	1.04	1.16	1.29	1.66
20 a 25	0.73	0.78	0.84	0.94	1.00	1.05	1.09	1.21	1.35	1.74
25 a 30	0.77	0.82	0.89	0.99	1.05	1.10	1.14	1.27	1.42	1.83
30 a 35	0.81	0.86	0.93	1.04	1.11	1.16	1.20	1.34	1.50	1.92
35 a 40	0.86	0.91	0.99	1.10	1.18	1.23	1.27	1.42	1.58	2.04
40 a 45	0.91	0.97	1.05	1.18	1.25	1.31	1.36	1.51	1.69	2.17
45 a 50	0.98	1.04	1.13	1.26	1.34	1.41	1.46	1.62	1.81	2.33
50 a 55	1.06	1.13	1.22	1.37	1.46	1.52	1.58	1.76	1.96	2.52
55 a 60	1.16	1.24	1.34	1.50	1.59	1.67	1.73	1.93	2.15	2.77
60 a 65	1.29	1.38	1.49	1.67	1.78	1.86	1.92	2.15	2.39	3.08
65 a 70	1.47	1.57	1.70	1.90	2.02	2.12	2.19	2.44	2.73	3.51
70 a 75	1.74	1.85	2.01	2.24	2.39	2.50	2.59	2.89	3.22	4.14
75 a 80	2.19	2.33	2.52	2.81	3.00	3.14	3.25	3.62	4.04	5.20
80 a 85	3.15	3.36	3.64	4.06	4.33	4.53	4.69	5.23	5.83	7.51
85 a 90	14.37	15.31	16.59	18.50	19.72	20.63	21.36	23.82	26.56	34.19
90 a 95	4.38	4.66	5.05	5.64	6.01	6.28	6.51	7.26	8.09	10.42
95 a 100	2.56	2.72	2.95	3.29	3.51	3.67	3.80	4.24	4.72	6.08
100 a 105	1.93	2.06	2.23	2.48	2.65	2.77	2.87	3.20	3.57	4.59
105 a 110	1.59	1.70	1.84	2.05	2.19	2.29	2.37	2.64	2.94	3.79
110 a 115	1.38	1.47	1.59	1.77	1.89	1.98	2.05	2.28	2.54	3.28
115 a 120	1.22	1.30	1.41	1.58	1.68	1.76	1.82	2.03	2.26	2.91
120 a 125	1.11	1.18	1.28	1.43	1.52	1.59	1.65	1.84	2.05	2.64
125 a 130	1.02	1.08	1.18	1.31	1.40	1.46	1.51	1.69	1.88	2.42
130 a 135	0.94	1.01	1.09	1.22	1.30	1.36	1.40	1.57	1.75	2.25
135 a 140	0.88	0.94	1.02	1.14	1.21	1.27	1.31	1.46	1.63	2.10

INCREMENTOS ARREGLADOS DE LLUVIAS ESPACIALES 3 HORAS [Valores en mm]										
TIEMPO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)									
(min)	2	3	5	10	15	20	25	50	100	500
140 a 145	0.83	0.89	0.96	1.07	1.14	1.19	1.24	1.38	1.54	1.98
145 a 150	0.79	0.84	0.91	1.01	1.08	1.13	1.17	1.31	1.46	1.87
150 a 155	0.75	0.80	0.86	0.96	1.03	1.07	1.11	1.24	1.38	1.78
155 a 160	0.71	0.76	0.83	0.92	0.98	1.03	1.06	1.18	1.32	1.70
160 a 165	0.68	0.73	0.79	0.88	0.94	0.98	1.02	1.13	1.27	1.63
165 a 170	0.66	0.70	0.76	0.85	0.90	0.94	0.98	1.09	1.22	1.56
170 a 175	0.63	0.67	0.73	0.81	0.87	0.91	0.94	1.05	1.17	1.51
175 a 180	0.61	0.65	0.71	0.79	0.84	0.88	0.91	1.01	1.13	1.45
TOTAL	56.81	60.55	65.60	73.15	77.96	81.56	84.47	94.18	105.01	135.20

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

7.4 PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño fue seleccionado teniendo en cuenta las especificaciones de la Resolución 0330 de junio de 2017 y del Manual de Drenaje para Carreteras INVIAS, las cuales, dependiendo del tipo de obra y las características de drenaje, adoptan un determinado periodo de retorno.

Tabla 7-22. Periodos de retorno Resolución 0330.

Características obra de drenaje	TR (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 hectáreas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 hectáreas	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Resolución 0330 de junio de 2017.

Tabla 7-23. Periodos de retorno INVIAS.

Tipo de obra	TR (años)
Cunetas	5
Zanjas de Coronación	10
Estructuras de Caída	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100

Tipo de obra	TR (años)
Drenaje subsuperficial	2

Elaboró: AQUADATOS.

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras INVIAS.

De acuerdo con la clasificación presentada para el presente proyecto y la importancia de las obras que se proyectaran se ha definido un periodo de diseño de **100 años** para el cálculo del caudal de creciente para la zona de estudio. Sin embargo, se analizan todos los periodos de diseño para los caudales de creciente.

7.5 CN Y ABSTRACCIONES INICIALES

El valor de (CN) para cada condición de humedad antecedente es propio de cada cuenca y se obtiene con base en el tipo de suelo y la condición hidrológica, que es un indicador de la cobertura vegetal y de la capacidad de infiltración del suelo. El método establece que los suelos de la microcuenca en estudio deben clasificarse dentro de los siguientes grupos:

Se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ Grupo Hidrológico de Suelo: Se ha seleccionado los grupos de suelos tipo A y C, correspondiente al grupo hidrológico de suelo tipo A como arena, arenas margosa o marga arenosa (capacidad de infiltración mayor a 7.62 mm/h), y al grupo hidrológico tipo C a margas arcillo arenosas (capacidad de infiltración de 1.278 a 3.81 mm/h).

- ✓ Tratamiento y Uso del Terreno: Los usos de terreno de la cuenca en estudio, se pueden evidenciar usos de tierra cultivada sin tratamientos de conservación y con tratamientos de conservación, pastizales en condiciones pobres y condiciones óptimas, bosques con cubierta buena y parte de la cabecera municipal.

Tabla 7-24. Valores de números adimensionales de curva CN para diferentes usos de la tierra y condición antecedente de humedad II

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 tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Condiciones pobres	68	79	86	89
	Condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos	Condiciones optimas	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, campos de golf, cementerios, etc.	Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
	Condiciones 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

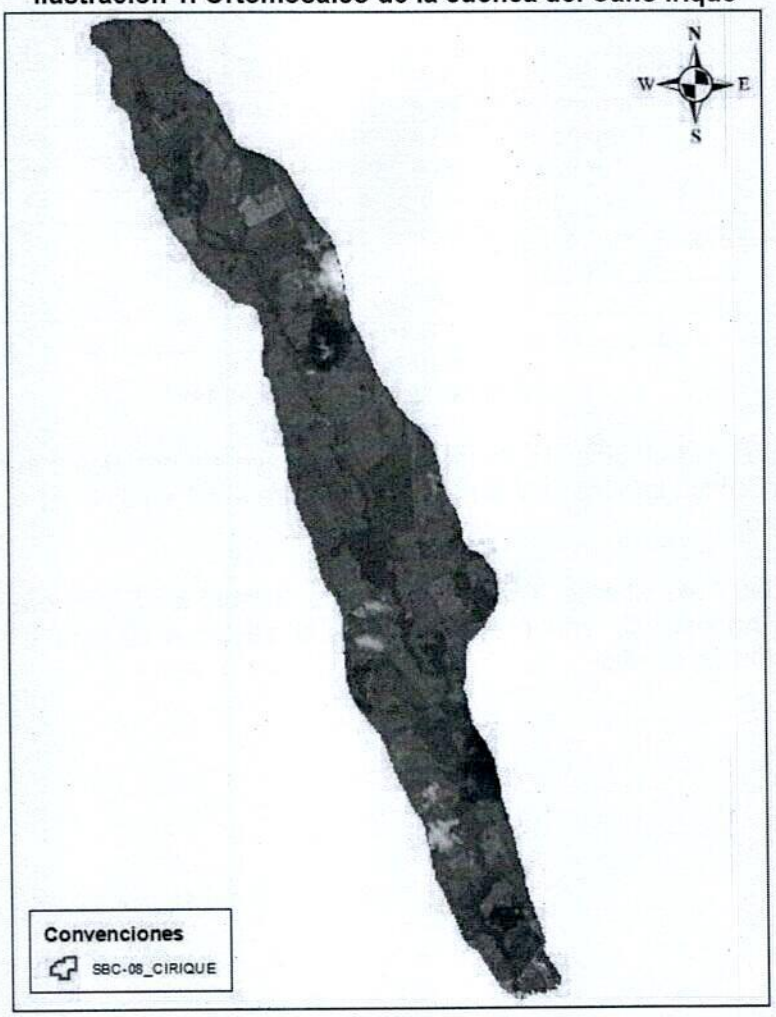
Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Residencial	Tamaño de 1/8 acre o menos y 65% impermeable	77	85	90	92
	Tamaño de 1/4 acre y 38% impermeable	61	75	83	87
	Tamaño de 1/3 acre y 30% impermeable	57	72	81	86
	Tamaño1/2 acre y 25% impermeable	54	70	80	85
	Tamaño 1 acre y 20% impermeable	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

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Ven Te Chow et al, 1994

- ✓ Condición Hidrológica: Se define para esta hoya hidrográfica una condición hidrológica regular, lo que implica un cubrimiento de entre el 50 – 75 % del suelo y un pastoreo no intensivo.

- ✓ Humedad Antecedente: Tipo II. Indica que durante los 5 días previos a la tormenta de diseño ha existido una precipitación total de 36 a 53 mm y es aconsejada para proyectos de diseño.

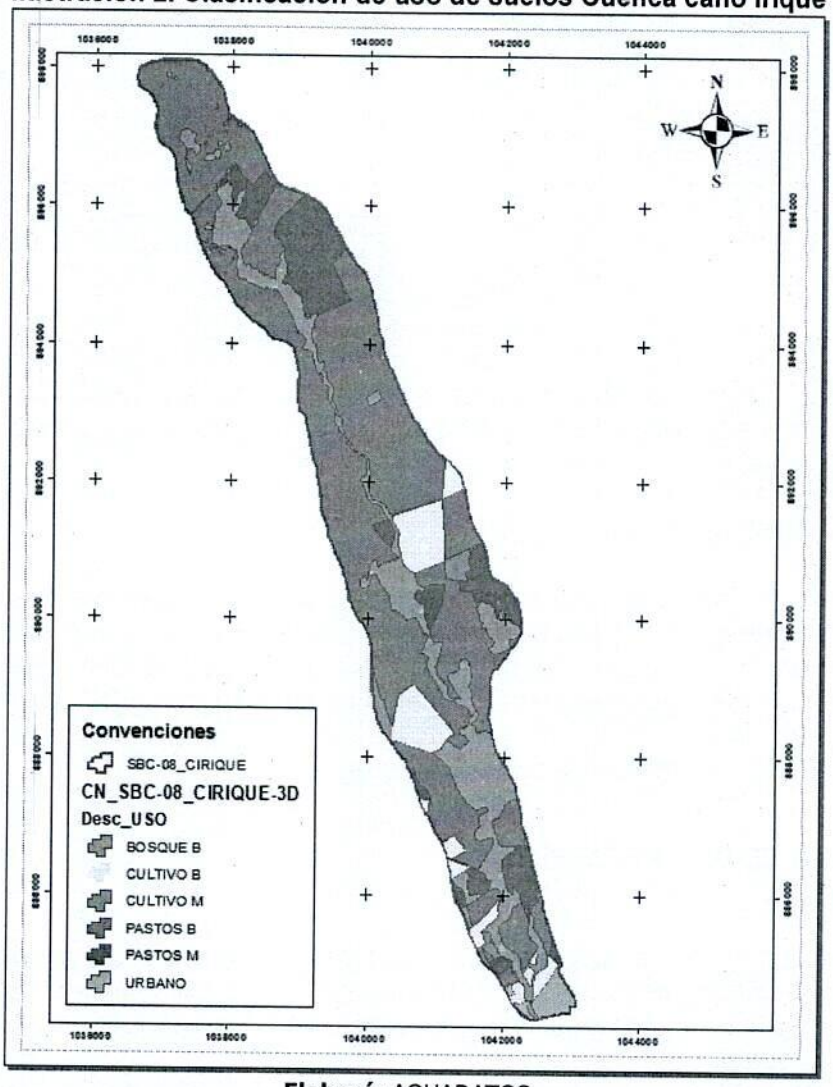
Ilustración 1. Ortomosaico de la cuenca del Caño Irique



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: SASPLANET.

De acuerdo con la información obtenida en los datos abiertos del IGAC en la vocación del uso de suelo, PBOT del municipio de Granada con las zonas de expansión urbana, Ortomosaico del programa de SASPLANET de la zona de estudio, se ha obtenido la siguiente clasificación de los tipos de suelos dentro de la cuenca.

Ilustración 2. Clasificación de uso de suelos Cuenca caño Irique



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Propia.

Tabla 7-25. Tipos de suelo cuenca caño Irique.

TIPO DE USO	NC
Bosque de cobertura buena	25
Cultivo de cobertura buena	62
Cultivo de cobertura mala	72
Pastos de cobertura buena	74
Pastos de cobertura mala	86
Zona urbana	89

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 7-26. Tipos de suelo cuenca caño Irique.

TIPO DE USO	ÁREA (HA)	NC	GRUPO	%	CN SIN CORREGIR
Bosque de cobertura buena	384.790	25	A	17.20%	4.2989
Cultivo de cobertura buena	164.265	62	A	7.45%	4.6196
Cultivo de cobertura mala	33.402	72	A	1.52%	1.0909
Pastos de cobertura buena	1340.088	74	C	60.79%	44.9817
Pastos de cobertura mala	278.039	86	C	12.61%	10.8461
Zona urbana	42.014	98	C	0.44%	0.4318
	2242.598				66.269

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores y realizando las correcciones por humedades antecedentes al coeficiente de infiltración, el valor de CN para la cuenca de estudio seria alrededor de:

- ✓ CN – 81.88 (Microcuenca caño Irique)

Las abstracciones iniciales, son un dato clave a la hora de ingresar el Hietograma de diseño al software de modelación, ya que estas nos indican cuánta agua verdaderamente escurre y cuanta se infiltra. Se emplearon ecuaciones definidas experimentalmente por el U.S. S.C.S. las cuales están en función del encharcamiento potencial máximo "S" y del coeficiente "CN".

- ✓ S – 56.211 mm (Microcuenca caño Irique)

7.6 CAUDALES DE CRECIENTE

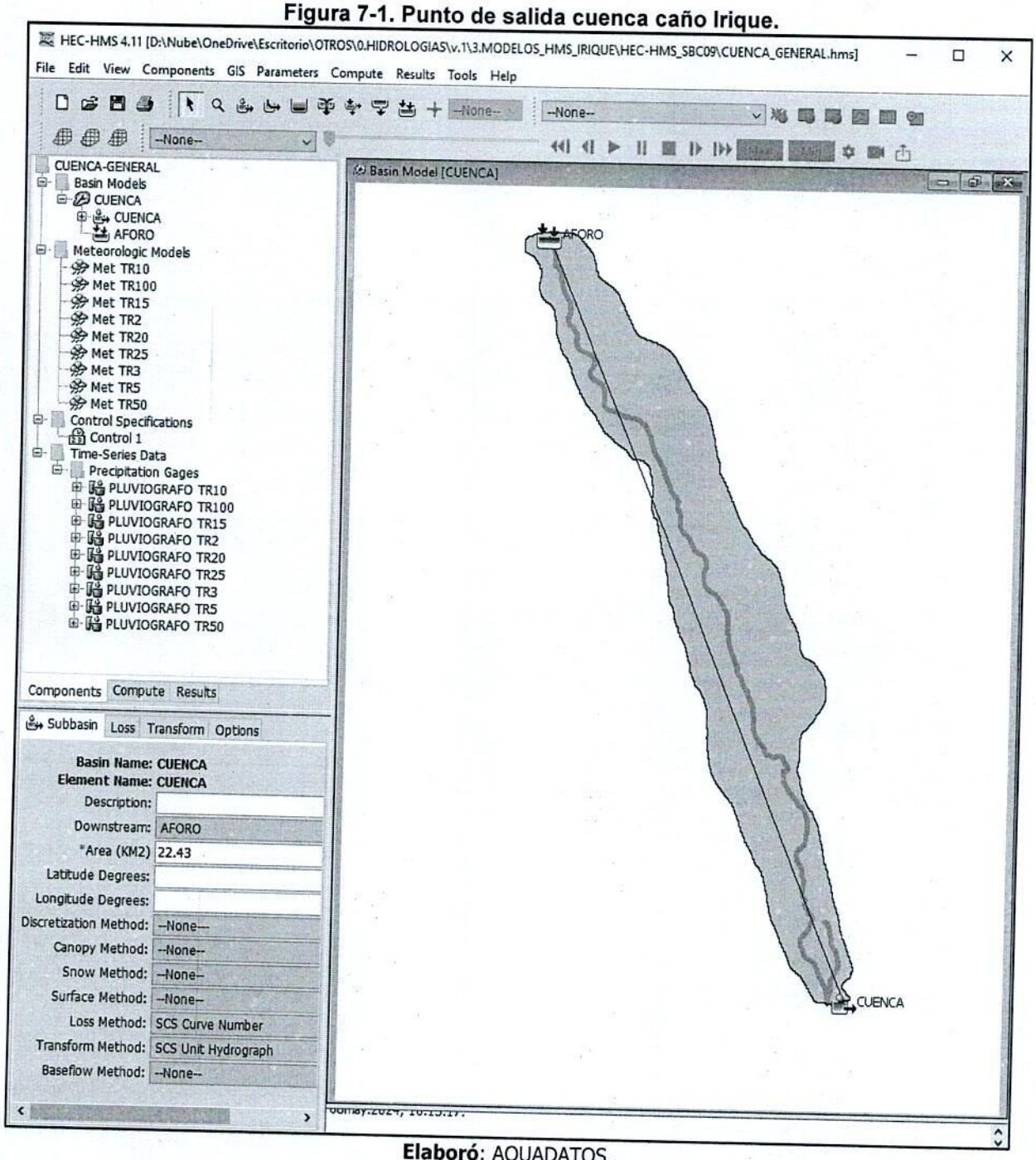
Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se procedió con el cálculo del caudal de diseño para un periodo de retorno de **100 años** por medio del software HEC – HMS. De igual manera, se muestran a continuación los valores obtenidos para cada uno de los periodos de retorno de la cuenca:

Tabla 7-27. Caudales de creciente Caño Irique.

TR(Años)	Q(m^3/s)
2	36.72
3	40.57
5	48.12
10	58.48
15	65.27
20	70.43
25	74.64
50	89.04
100	**105.60**

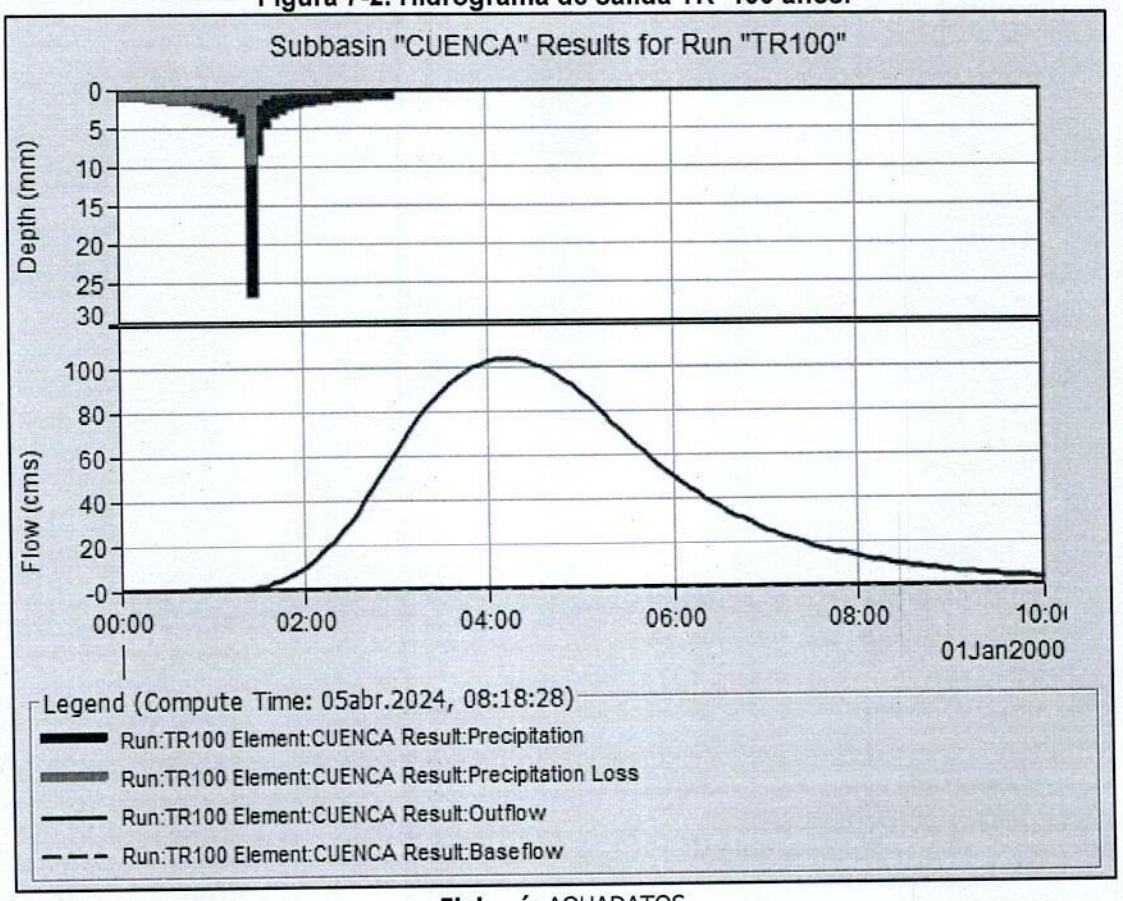
Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7-1. Punto de salida cuenca caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC HMS.

Figura 7-2. Hidrograma de salida TR=100 años.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC HMS.

8 MODELACIÓN HIDRAULICA

Para llevar a cabo las modelaciones hidráulicas de la cuenca sobre el caño Irique en el punto de estudio de la descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias en el municipio de Granada, departamento del Meta, se seleccionó el modelo de simulación hidráulica unidimensional HEC – RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del cuerpo de Estados Unidos.

8.1 SIMULACIÓN HEC – RAS

8.1.1 COEFICIENTE DE MANNING

El coeficiente de Manning es un coeficiente que mide la rugosidad de los materiales de lecho y de las bancas de un cauce, ya sea natural o artificial y a lo largo de los años, diversos autores han definido diferentes fórmulas y métodos para encontrar su valor más aproximado en base a variables representativas del cauce, como lo son la rugosidad absoluta o la granulometría de los materiales del lecho. Si bien se efectuaron sondeos y apiques en el punto del paso subfluvial definido para conocer las propiedades granulométricas del sitio, las condiciones a lo largo del cauce presentan variaciones en toda su zona, por lo que se ha optado por definir el coeficiente de Manning con base en la siguiente tabla guía usada generalmente para este tipo de proyectos:

Tabla 8-1. Coeficiente Manning.

Tipo de Canal y descripción	$n_{mín}$	n_{prom}	$n_{máx}$
Cursos de agua menores (ancho crecida < 30 m)			
Cursos de agua en planicie			
1. Limpio, recto, con el caudal máximo y sin montículos ni pozas profundas.	0.025	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con mayor presencia de piedras y maleza.	0.03	0.035	0.04
3. Limpio, serpenteante, con algunas pozas y bancos de arena.	0.033	0.04	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.05
5. Igual al anterior, pero con niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.04	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras.	0.04	0.05	0.06
7. Tramos lentos con malezas y pozas profundas.	0.045	0.07	0.08
8. Tramos con muchas malezas, pozas profundas y canales de crecientes con muchos árboles y arbustos bajos	0.075	0.1	0.15
Torrentes de montaña sin vegetación en el cauce, orillas generalmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las orillas sumergidas en niveles altos.			
9. Fondo: grava, guijarros y algunas rocas.	0.03	0.04	0.05
10. Fondo: guijarros y rocas grandes.	0.04	0.05	0.07
Planicies de inundación			
Pastizales sin matorrales			
11. Con pasto corto.	0.025	0.03	0.035

Tipo de Canal y descripción	$n_{mín}$	n_{prom}	$n_{máx}$
12. Con pasto alto.	0.03	0.035	0.05
Áreas cultivadas			
13. Sin cultivo.	0.02	0.03	0.04
14. Cultivos en hileras maduros.	0.025	0.035	0.045
15. Campos de cultivo maduros.	0.03	0.04	0.05
Matorrales			
16. Matorrales esparcidos, mucha maleza.	0.035	0.05	0.07
17. Pocos matorrales y árboles, en invierno.	0.034	0.05	0.06
18. Pocos matorrales y árboles, en verano.	0.04	0.06	0.08
19. Matorrales medios a densos, en invierno.	0.045	0.07	0.11
20. Matorrales medios a densos, en verano.	0.07	0.1	0.16
Árboles			
21. Sauces densos, rectos y en verano.	0.11	0.15	0.2
22. Terreno limpio, con troncos sin retoños.	0.03	0.04	0.05
23. Igual al anterior, pero con una gran cantidad de retoños.	0.05	0.06	0.08
24. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, poco crecimiento de matorrales y nivel del agua por debajo de las ramas.	0.8	0.1	0.12
25. Igual al anterior, pero con nivel del agua por encima de las ramas.	0.1	0.12	0.16
Cursos de agua mayores (ancho crecida>30 m)			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni materiales.	0.025	-	0.06
b. Sección irregular y rugosa.	0.035	-	0.1

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Ven Te Chow (2004).

El coeficiente obtenido es el correspondiente al lecho del cauce que teniendo en cuenta los factores adicionales a la rugosidad y las condiciones de vegetación del sitio, se optó para este análisis el tipo número 6, se fijó en **0.055** para la modelación de la sección del cauce, y se adoptó una rugosidad de **0.045** a las bancas.

8.1.2 DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES

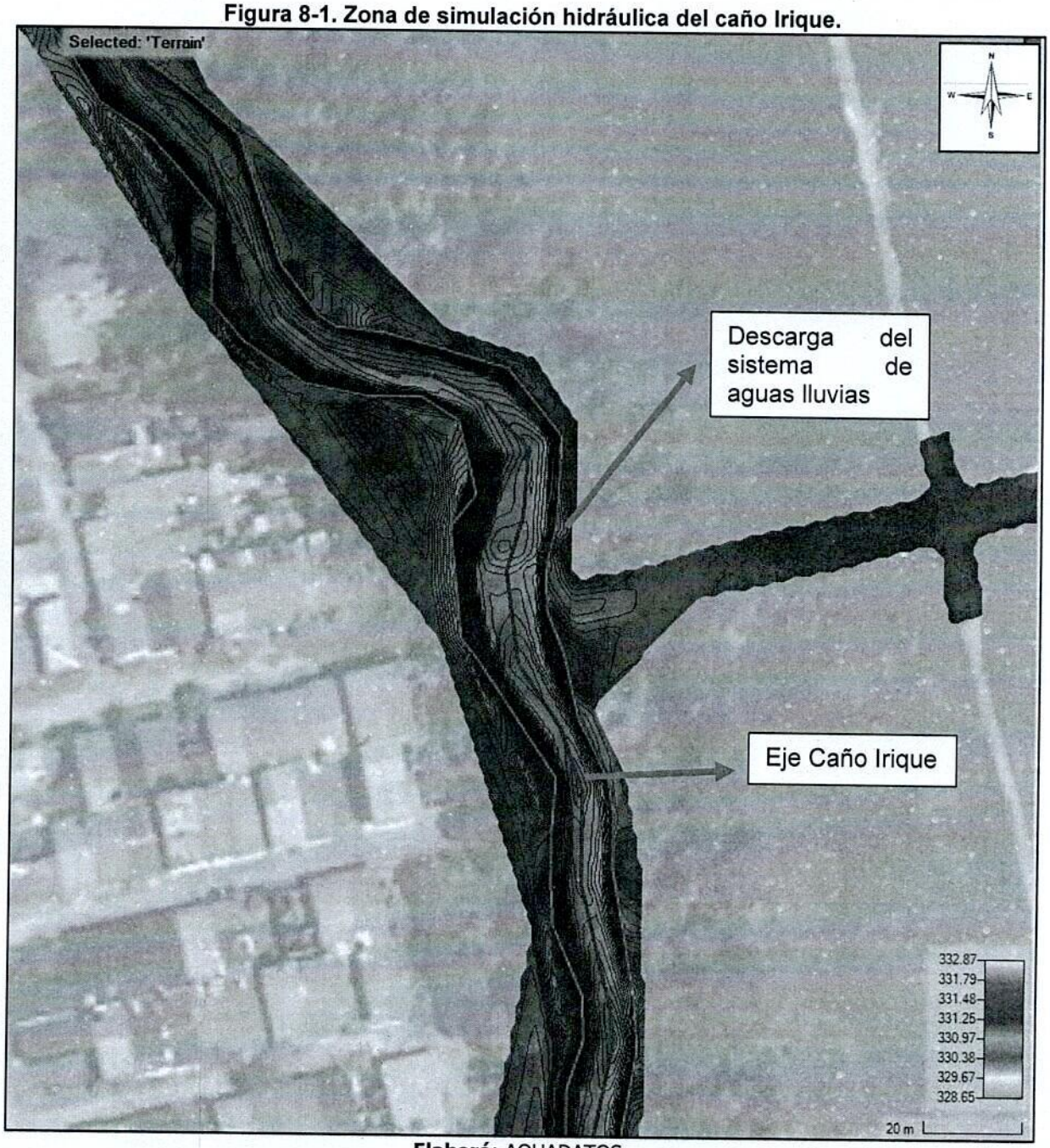
Teniendo en cuenta que el punto donde se localizara la descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias sobre el cuerpo de agua del caño Irique, se deberá evaluar la corriente principal del Caño Irique, y se analizaran las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo del punto de estudio con el caudal de creciente a un periodo de retorno de 100 años, teniendo en cuenta que la cuenca del caño Irique al punto de estudio, supera el área de 1000 hectáreas, se caracterizó como un canal abierto en zonas planas, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas, de acuerdo con la normatividad de la resolución 0330 de 2017, que fue modificada con la resolución 0799 de 2021.

8.1.3 SECCIONES TRANSVERSALES

Para construir el modelo hidráulico en el programa de HEC-RAS versión 6.4.1, sobre el punto de estudio en el que se localizara la descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias sobre el Caño Irique, se contó con el levantamiento topográfico del cauce, con una longitud

aproximada de **1710 m**. Para la simulación del cuerpo principal se generaron secciones transversales cada **5 m**, con extensiones promedio a los lados de **40 m**.

Figura 8-1. Zona de simulación hidráulica del caño Irique.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – RAS-MAPPER

Figura 8-2. Modelación de la corriente principal y terreno generado.



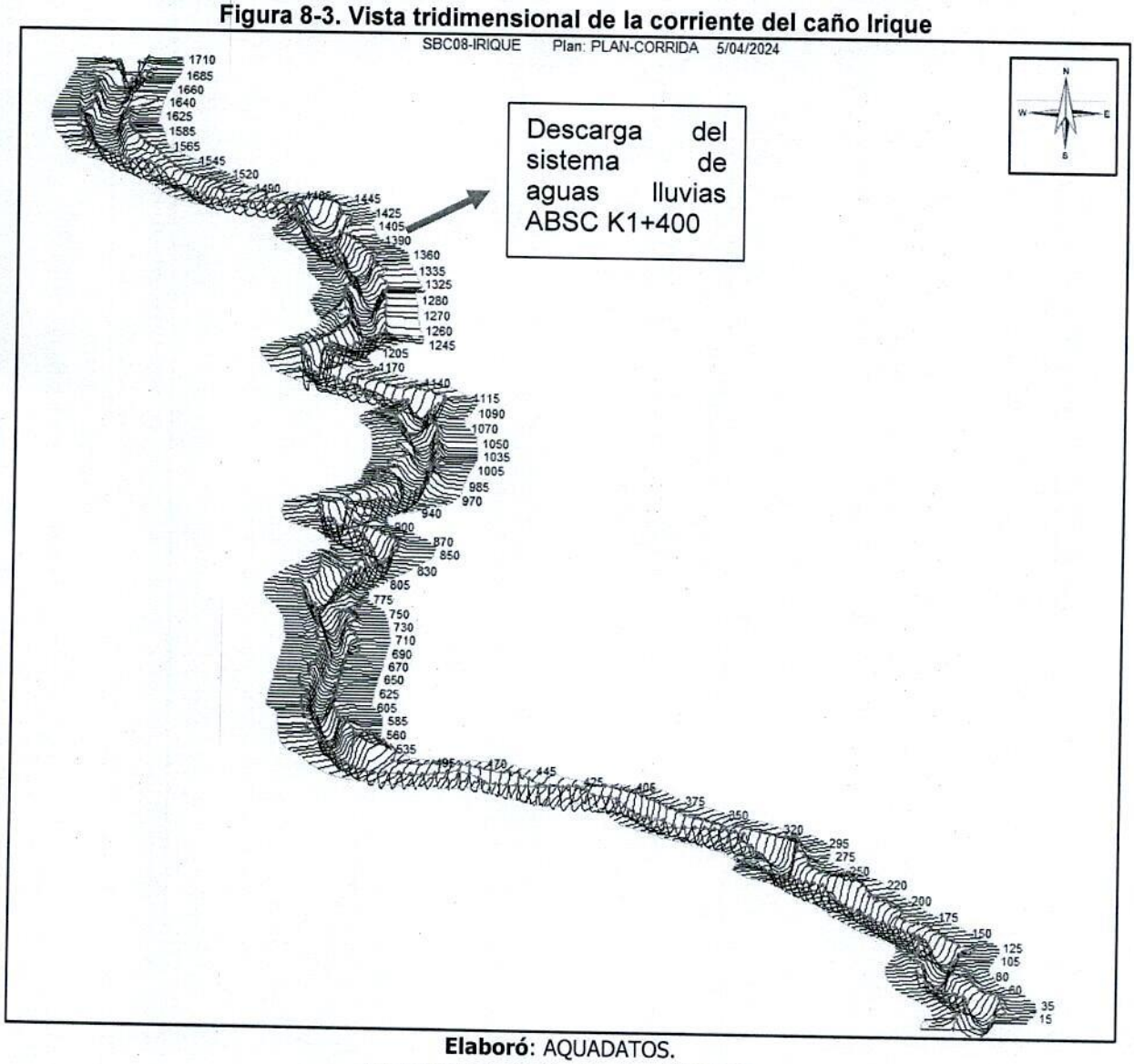
Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – RAS-MAPPER

Para definir las condiciones de frontera se analizaron las características del cauce de acuerdo con la topografía realizada en el sector, se procedió a simular un régimen supercrítico, estableciendo las condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo, se efectuó la simulación evaluando los caudales de creciente diseño obtenidos mediante el programa hidráulico especializado de HEC-HMS.

8.1.4 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

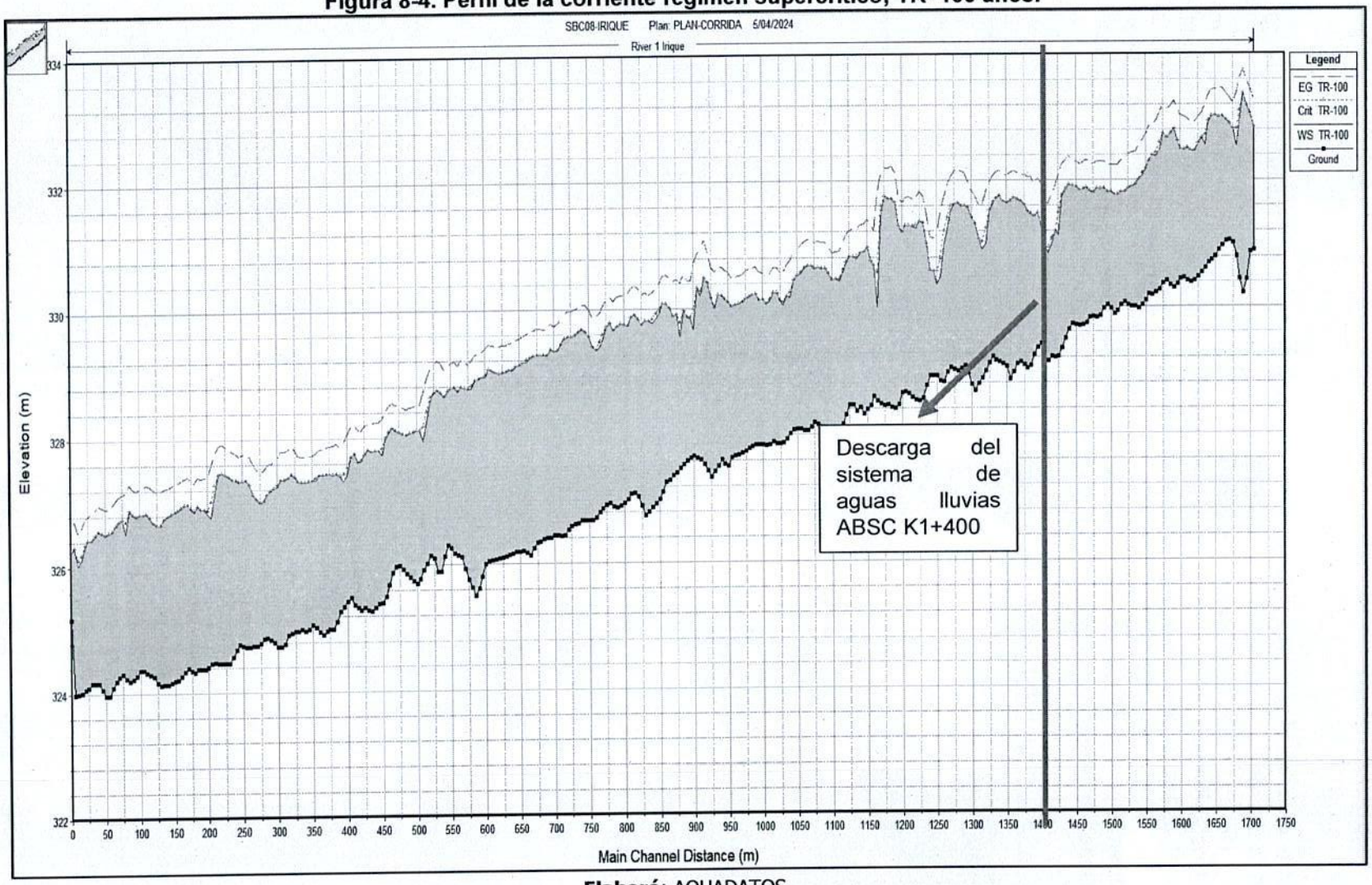
Teniendo en cuenta el objetivo de estudio, se llevó a cabo la simulación de la corriente utilizando diferentes caudales de diseño correspondientes a periodos de 2, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años. Se enfocó especialmente en el periodo de retorno de 100 años en régimen mixto. Posteriormente, se realizó la simulación para calcular la socavación general utilizando el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años. Esta simulación se llevó a cabo utilizando la herramienta RAS MAPPER del HEC-RAS, lo que permitió observar el comportamiento hidráulico de la zona del cauce analizada y analizar las propiedades hidráulicas del sector. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Figura 8-3. Vista tridimensional de la corriente del caño Irique



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

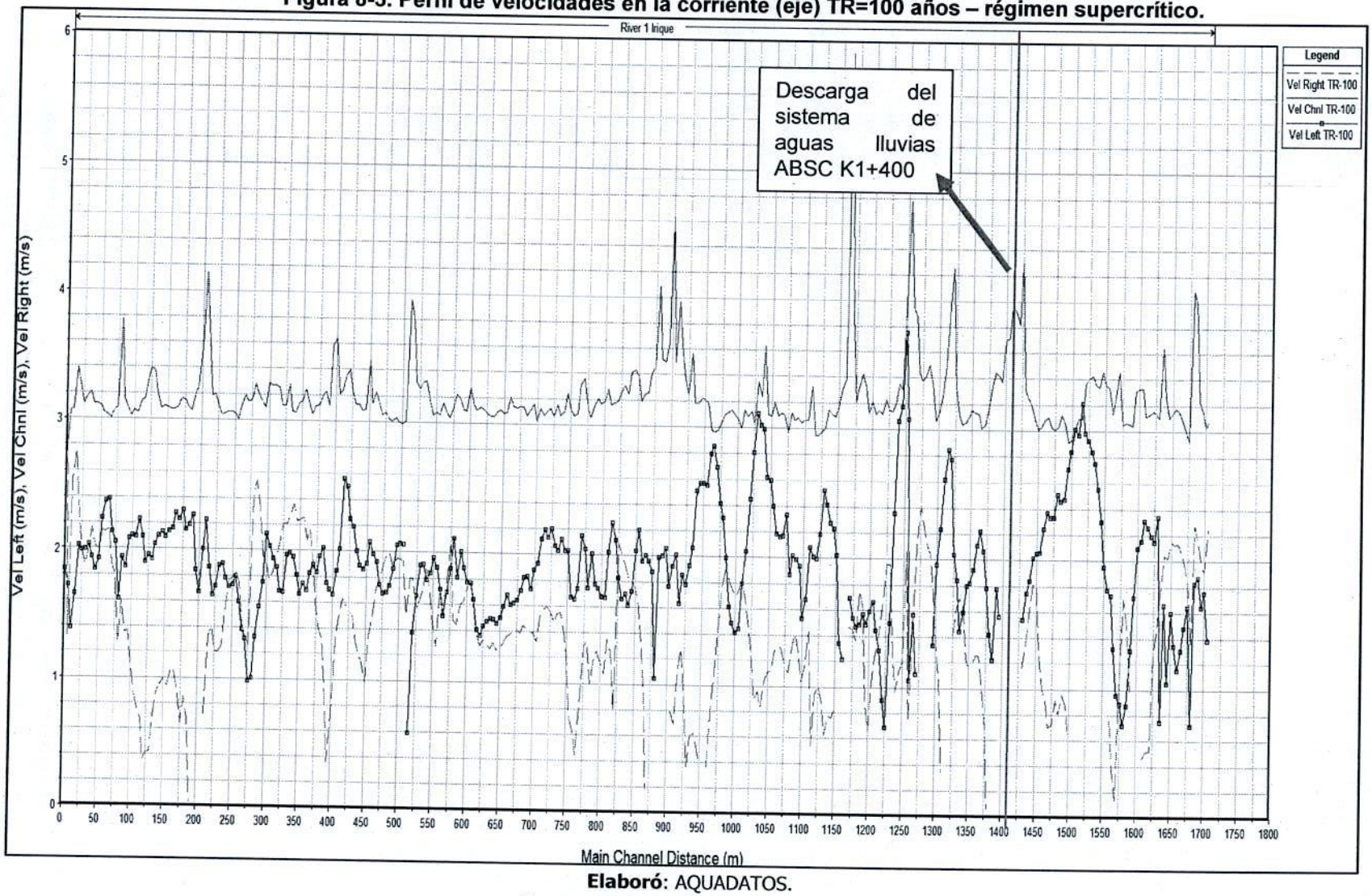
Figura 8-4. Perfil de la corriente régimen supercrítico; TR=100 años.



Elaboró: AQUADATOS.

Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

Figura 8-5. Perfil de velocidades en la corriente (eje) TR=100 años – régimen supercrítico.



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

8.1.5 ANALISIS DE RESULTADOS

Con base en los resultados obtenidos previamente en la simulación se pueden realizar las siguientes observaciones y análisis de resultados acordes al objetivo del proyecto:

- ✓ Se observa que para las condiciones críticas evaluadas se presentan desbordamientos sobre los "hombros" del cauce en estudio sobre la abscisa **K1+400**, en la zona donde se ubicara el cabezal de descarga del sistema de aguas lluvias, se presenta un evento de inundación que se sobrepone en alrededor de **31.35 m**, sobre la sección de descarga del sistema de alcantarillado.

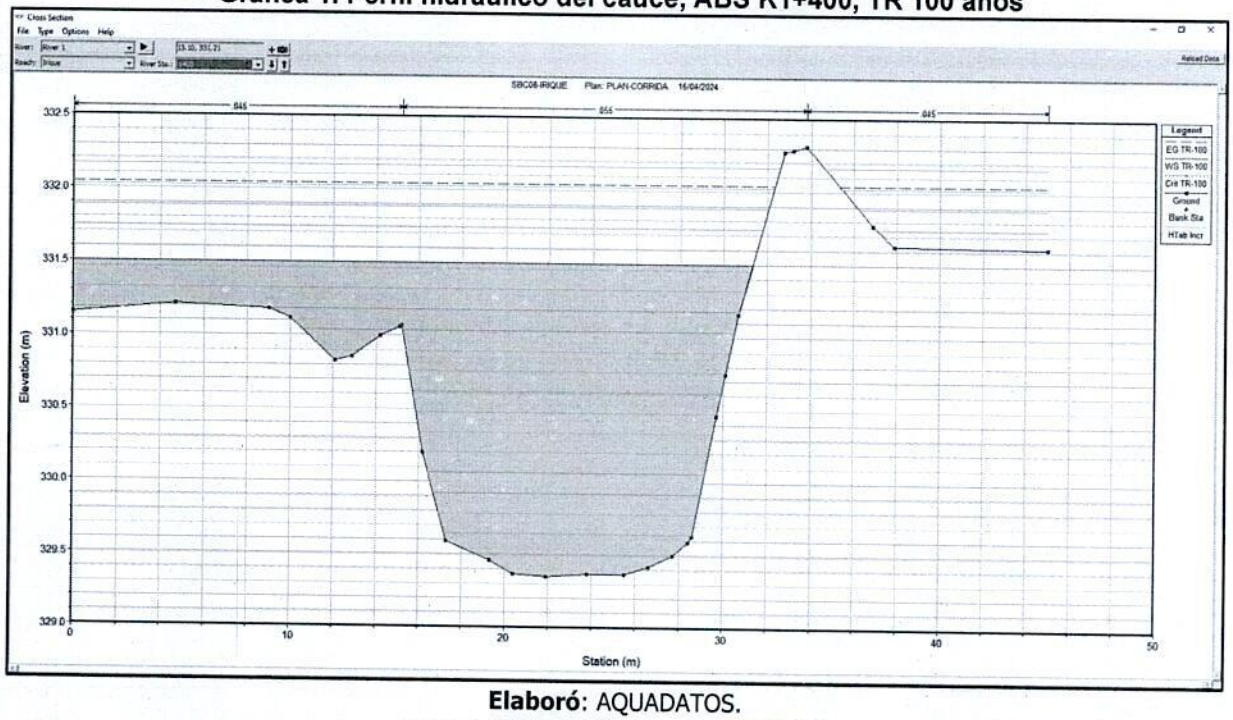
- ✓ En el perfil de la corriente se observa que la distancia de la línea de energía presenta variaciones medias con respecto a la superficie de la lámina de agua, lo que significa que el valor de la expresión $V^2/2g$ es medio, evidenciando un régimen supercrítico.

- ✓ Se realiza un análisis en un tramo de **60 m** aguas arriba y **20 m** aguas abajo de la sección transversal donde se ubicará la descarga del sistema de alcantarillado de aguas pluviales, considerando un periodo de retorno de **100 años**. La profundidad crítica promedio en esta área es de **2.16** m. Respecto a la sección transversal **K1+400** de la descarga del sistema de alcantarillado de aguas pluviales, la profundidad crítica hidráulica es de **2.15 m**. Las velocidades en el cauce, para las abscisas analizadas, alcanzan los **4.30 m/s**, mientras que sobre la sección transversal **K1+400** de la descarga para el sistema de alcantarillado de aguas pluviales, la velocidad es de **3.06 m/s**.

- ✓ Para la sección en la abscisa **K1+400** se estima un nivel máximo de agua con cota **331.50 msnm,** con un periodo de retorno de **100 años**.

Mediante el programa de hidráulica versión libre de HEC – RAS se presenta a continuación las tablas de propiedades hidráulicas generadas mediante el programa de hidráulica HEC-RAS en su versión gratuita, para las abscisas **K1+460**, y **K1+380**. Estas tablas tienen como objetivo evaluar los parámetros hidráulicos a una distancia de **60 m** aguas arriba y **20 m** aguas abajo de la sección donde se ubicará la descarga del alcantarillado de aguas pluviales

Grafica 1. Perfil hidráulico del cauce, ABS K1+400, TR 100 años



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

8.1.6 TABLAS DE RESUMEN

Las tablas resumen son probablemente la opción más completa y flexible para mostrar los resultados. En esta tabla se muestra para todas las secciones el valor de las principales variables hidráulicas asociadas a un caudal determinado.

- ✓ Min. Ch El (m): Altura mínima del cauce principal.
- ✓ W.S. Elev (m): Cota de la lámina de agua.
- ✓ Crit W.S. (m): Calado crítico.
- ✓ E.G. Elev (m): Elevación de la línea de energía.
- ✓ Vel Chnl (m/s): Velocidad media en el cauce principal.
- ✓ Flow Área (m²): Área de flujo.
- ✓ Top Width (m): Ancho de la superficie del agua.
- ✓ Max Chl Depth (m): Profundidad máxima hidráulica sobre el canal.

Tabla 8-2. Resultados hidráulicos de la corriente. TR 100 años

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Top Width	Max Chl Depth
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m)	(m)
1460	105.6	329.70	331.85	331.85	332.27	0.0178	3.03	45.00	2.15
1455	105.6	329.71	331.92	331.92	332.31	0.0196	3.00	45.00	2.21

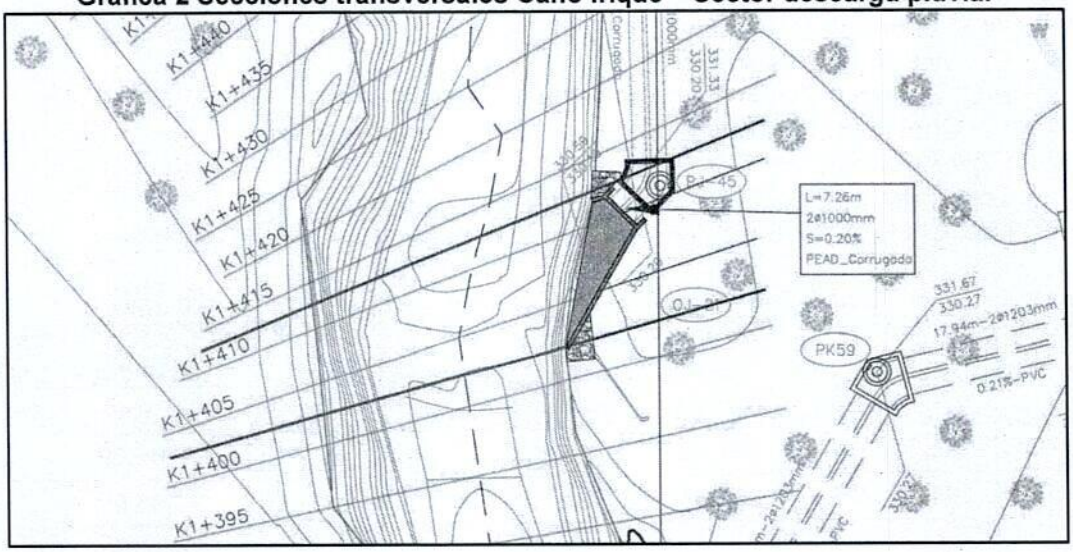
River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Top Width	Max Chl Depth
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m)	(m)
1450	105.6	329.72	331.92	331.92	332.34	0.0200	3.09	44.39	2.20
1445	105.6	329.64	331.95	331.95	332.40	0.0185	3.20	42.94	2.31
1440	105.6	329.49	331.86	331.88	332.33	0.0176	3.24	39.83	2.37
1435	105.6	329.34	331.76	331.78	332.27	0.0181	3.31	36.67	2.42
1430	105.6	329.21	331.16	331.50	332.10	0.0379	4.30	17.58	1.95
1425	105.6	329.20	331.21	331.21	331.95	0.0279	3.82	18.81	2.01
1420	105.6	329.21	331.01	331.11	331.80	0.0341	3.92	20.72	1.80
1415	105.6	329.14	330.85	330.96	331.65	0.0345	3.95	20.53	1.71
1410	105.6	329.12	330.98	330.98	331.68	0.0279	3.72	20.23	1.86
1405	**105.6**	**329.41**	**331.29**	**331.29**	**331.98**	**0.0285**	**3.69**	**20.78**	**1.88**
1400	105.6	329.35	331.50	331.50	332.04	0.0176	3.38	31.35	2.15
1395	105.6	329.24	331.42	331.44	331.97	0.0194	3.42	31.38	2.18
1390	105.6	329.07	331.49	331.49	332.07	0.0186	3.45	30.46	2.42
1385	105.6	329.03	331.55	331.55	332.08	0.0173	3.32	36.27	2.52

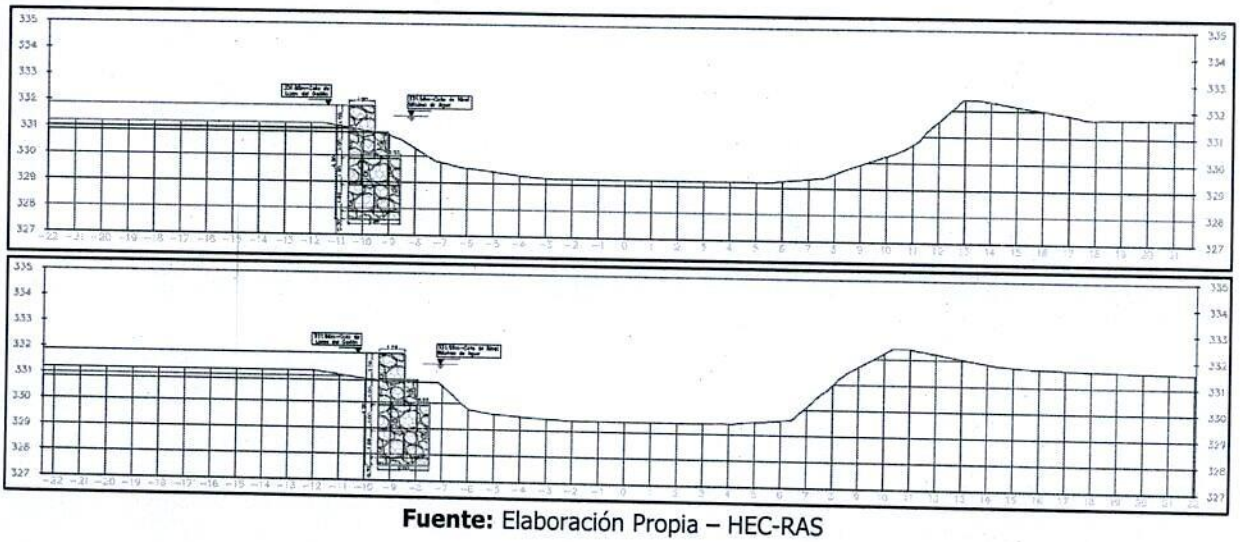
Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

8.1.7 MODELACION CON ESTRUCTURA DE CABEZAL DE DESCARGA

Para realizar una protección de posibles efectos de inundación que afecten puntualmente esta abscisa, se proponen las obras de protección y cabezal de descarga con muros a una elevación que mitigue esta posible situación.

Grafica 2 Secciones transversales Caño Irique – Sector descarga pluvial

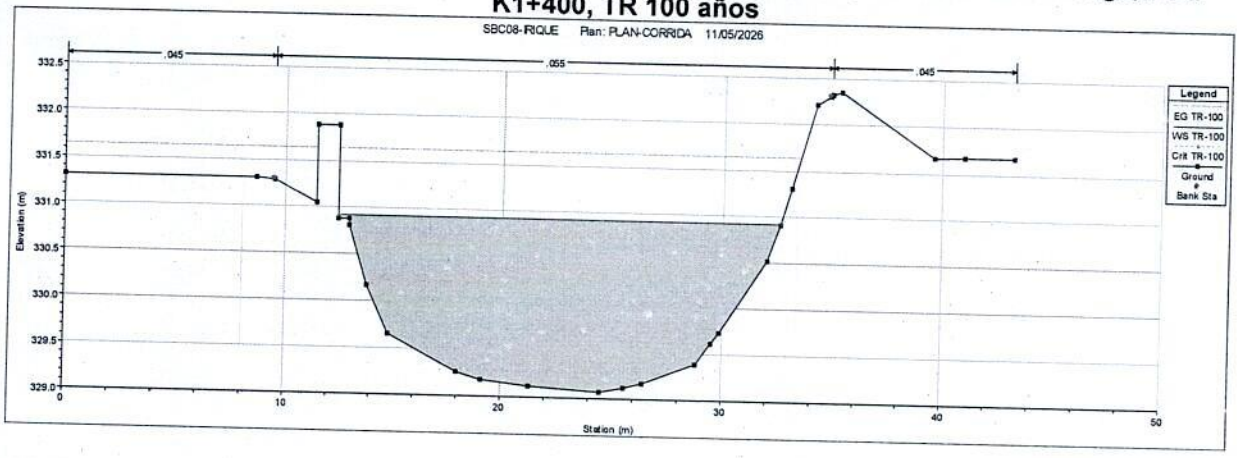


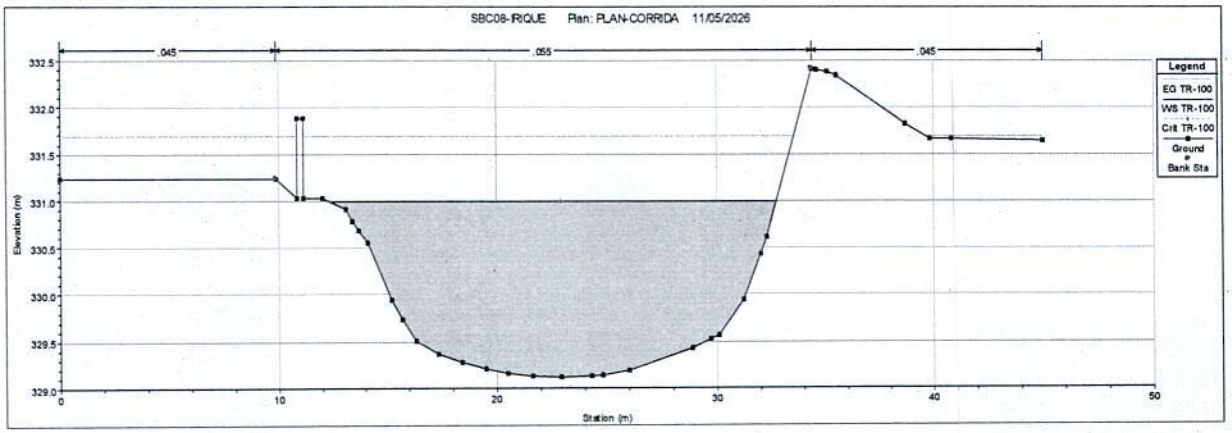


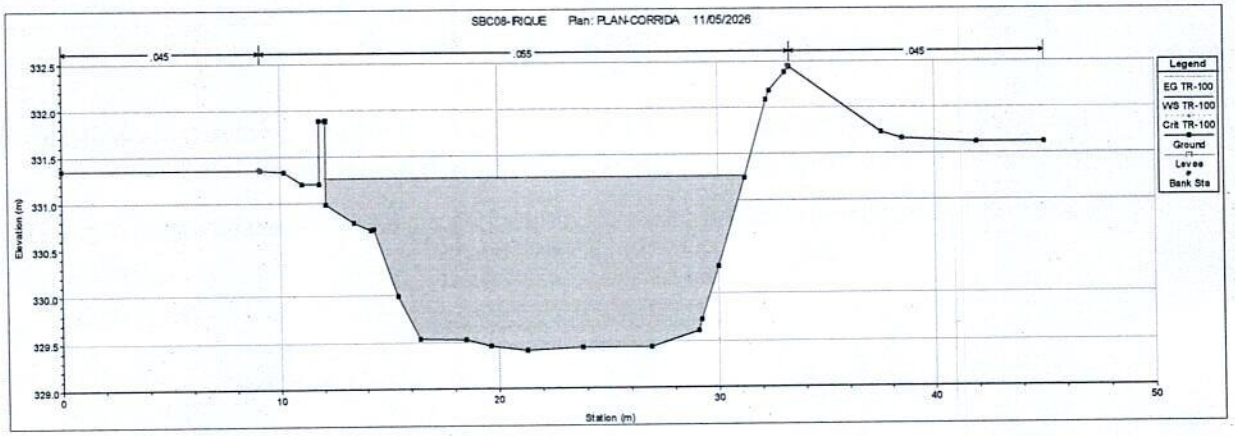
Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

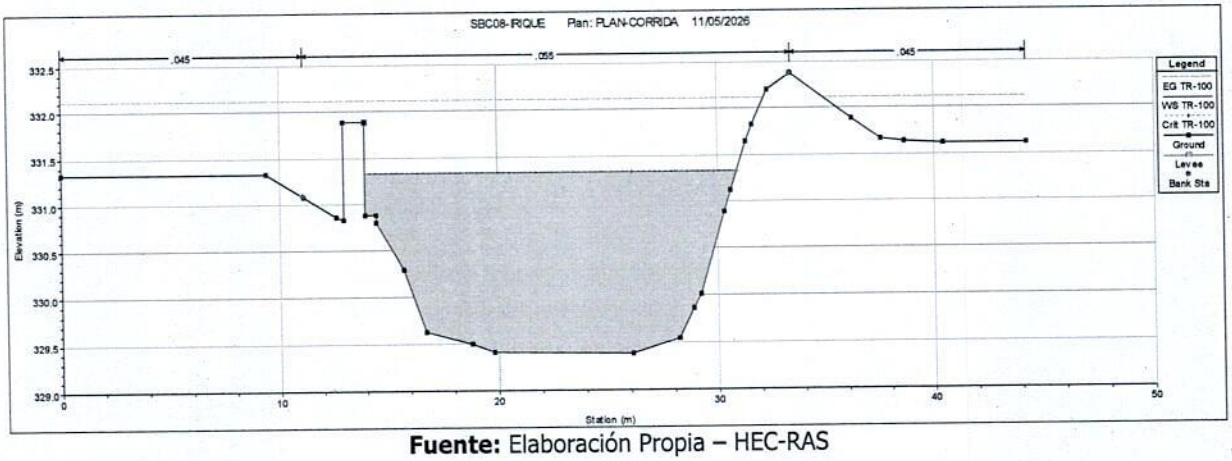
De esta manera se configura las secciones contemplando la implantación de las estructuras de gavión y cabezal de descarga. Obteniendo las siguientes secciones de flujo.

Grafica 3 Perfil hidráulico del cauce con estructuras de gavión y cabezal de descarga, ABS K1+400, TR 100 años









Fuente: Elaboración Propia – HEC-RAS

Se observa que en este sector de ubicación del cabezal de descarga, abscisa K1+400, las obras de gavión y altura del cabezal, no permiten que los niveles de flujo incidan hacia la marquen izquierda sobre el cabezal de descarga.

9 SOCAVACIÓN

La socavación se refiere al aumento de la profundidad del lecho de un curso de agua, provocado por el incremento del nivel del agua durante crecidas, cambios en la forma del cauce o la construcción de elementos como puentes o espigones en el lecho del curso de agua. Esta socavación ocurre en el cauce independientemente de la existencia o no de un puente u otra estructura pues su acción se extiende a todo lo largo y ancho del río donde la tendencia de arrastrar es mayor que a la de depositar.

Por lo tanto, es necesario realizar el estudio correspondiente para encontrar dicha socavación, ya que cambios en la profundidad, ancho y alineamiento del cauce, en forma súbita o progresiva, pueden alterar la estabilidad de la obra proyectada.

La socavación se origina por diversas razones, entre las cuales destacan las siguientes:

- Aumento del caudal durante las crecientes: Durante los periodos invernales, el cauce experimenta un incremento en su caudal, generando una mayor velocidad del agua y, por ende, una socavación más pronunciada en el lecho del río.
- Disminución de la rugosidad del lecho: La pérdida de vegetación en el entorno del río reduce la rugosidad de las laderas del cauce, lo que conlleva a un aumento en la velocidad del agua, así como al arrastre y transporte más significativos de sedimentos.
- Transvase de cuencas: La transferencia de agua de una cuenca a otra modifica la capacidad de arrastre y transporte de sedimentos en las corrientes, alterando así el equilibrio natural del lecho del río.

Para el presente proyecto, la socavación fue calculada con un caudal de creciente de **105.60 m^3/s** para un periodo de retorno de 100 años, de acuerdo con las características de la cuenca Irique sobre el punto de la descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias, por lo tanto, para las secciones de estudio en el cálculo de la socavación se deberá tener en cuenta los resultados de láminas obtenidas de la modelación hidráulica y de los análisis realizados al estudio de suelos.

9.1 SOCAVACIÓN

9.1.1 MÉTODOLOGIA SOCAVACIÓN GENERAL DE LISCHTVAN-LEVEDIEV (1956)

El método propuesto por Lischtvan-Levediev es el más usado en Colombia para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (Vr) y la velocidad media erosiva (Ve). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

Según Lischtvan-Levediev las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para suelos granulares:

$$Ys = \left[\frac{\alpha\, Yo^{5/3}}{0.68\, Dm^{0.28}\beta}\right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Qd}{(Hm)^{5/3}\, Be\, \mu}$$

Ys= Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado.
Ys , Yo = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.
Ho= Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).
Ym= Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre Be.
Wo= Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida.
Qd= Caudal de diseño.
Dm= Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.
ys = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.
x,z= Exponentes en función de Dm o ys según el tipo de material del fondo.
ψ = Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión.
β = Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño.
μ = Coeficiente que depende de la contracción del cauce.

Tabla 9-1. Valores de coeficiente de contracción

Velocidad media en m/s	Luz libre entre dos pilas, en metros											
	10	13	16	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente											
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Maza, 1967

Tabla 9-2. Valores de x y z

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
Yd	X	1/(1+X)	Yd	X	1/(1+X)	d (mm)	z	1/(1+z)	d (mm)	z	1/(1+z)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
Yd	X	1/(1+X)	Yd	X	1/(1+X)	d (mm)	z	1/(1+z)	d (mm)	z	1/(1+z)
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.5	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.5	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.5	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	0.52	0.33	0.75	4	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6	0.35	0.74	30.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25	0.31	0.76			

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Maza, 1967

Tabla 9-3. Valores de β

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente B
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Maza, 1967

9.1.2 MÉTODO DE JOSÉ ANTONIO MAZA ÁLVAREZ

El investigador mexicano José Antonio Maza ha propuesto calcular el tirante o profundidad critica para la condición de equilibrio que ocurre, dentro de un proceso de socavación, cuando la velocidad media del flujo iguala a la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el materia del lecho, dicha condición teórica de equilibrio se representa por:

Ecuación 2. Velocidad media del flujo = velocidad media máxima

$$UE = UR$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Donde: UR= Velocidad media real del flujo, en m/s, en una franja o línea vertical, y UE= Velocidad media del flujo para empezar a erosionar un material dado del fondo, en m/s.

La metodología de José Antonio Maza Álvarez asocia un caudal de diseño **(Qd)** de acuerdo al periodo de retorno especifico, y considera un escenario en la que la velocidad media del flujo disminuye a media que se profundiza el fondo del cuerpo de agua y aumenta el área hidráulica de la sección. El parea aumenta debido al incremento de la profundidad del cauce, pero no por la erosión lateral o ampliación del ancho el cual se considera constante durante todo el paso de la avenida torrencial.

9.1.2.1 Velocidad media del flujo, UR[1]

Para la deducción de la velocidad media del flujo, Maza parte de la ecuación de Manning aplicada para una franja vertical de la sección transversal de un rio en condiciones de equilibrio con un nivel de aguas máximas constante, dada por:

Ecuación 3. Velocidad media del flujo

$$V_i = \frac{1}{n} * {d_{io}}^{\frac{2}{3}} * s^{1/2}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Por continuidad, para un análisis de una franja vertical se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 4. Caudal inicial de una franja vertical, simplificada

$$Q_i = V_i * A_i$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Donde el área de la franja está dada por el producto de la profundidad por el ancho, se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 5. Área inicial de una franja vertical

$$A_i = d_{io} * B_i$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Reemplazando la Ecuación 3 y Ecuación 5, en la Ecuación 4, se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 6. Caudal inicial de una franja vertical, detallada

$$Q_i = \frac{1}{n} * {d_{io}}^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * d_{io} * B_i = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} * {d_{io}}^{\frac{5}{3}} * B_i$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Suponiendo constante la relación entre pendiente y rugosidad, se obtiene la siguiente ecuación:

[1] Comparación de fórmulas para calcular la socavación general en cauces aluviales

Ecuación 7. Constante la relación entre la pendiente y rugosidad, simplificada

$$\alpha = Cte = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q_i}{{d_{io}}^{5/3} * B_i}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Adicionalmente es posible expresar la Ecuación 7, de la siguiente forma:

Ecuación 8. Constante la relación entre la pendiente y rugosidad, detallada

$$\frac{Q_i}{B_i} = \frac{S^{1/2}}{n} * {d_{io}}^{\frac{5}{3}} = \alpha * {d_{io}}^{\frac{5}{3}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

De donde se puede obtener una expresión de profundidad inicial en función de caudal:

Ecuación 9. Profundidad inicial en función de caudal

$$d_{io} = \left(\frac{n * Q_i}{S^{\frac{1}{2}} * B_i}\right)^{3/5}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

"α" puede ser expresado también como un función del tirante medio de la sección antes de la erosión de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño, como se expresa en la siguiente ecuación:

Ecuación 10. Caudal de diseño a base de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño, simplificada

$$Q_d = \frac{S^{1/2}}{n} * {d_m}^{\frac{5}{3}} * B_e$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Donde d_m es el tirante medio de la sección original que contiene la franja particular, d_{io}, se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 11. Tirante medio de la sección

$$d_m = \frac{A}{B_e}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

B_e es el ancho de la sección transversal en metros y Q_d es el caudal de diseño en m^3/s. Despejando en forma conveniente en la Ecuación 10, se obtiene para la sección entera la siguiente ecuación:

Ecuación 12. Tirante medio de la sección entera

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q_d}{B_e * {d_m}^{5/3}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Al aumentar d_{io} en una franja vertical (i), alcanzando un valor socavado d_{is}, la velocidad baja a U_{iR}; entonces procediendo como en la deducción de las Ecuación 3 y Ecuación 9, para una franja vertical (i), pero para la profundidad de socavación d_{is}, se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 13. Caudal de diseño a base de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño, detallada

$$Q_i = A_i * U_{Ri} = (d_{is} * B_i) * U_{Ri}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Reemplazando la Ecuación 13 con la relación de la Ecuación 8, se obtiene la siguiente ecuación:

Ecuación 14. Ajuste de ecuación 8 "Constante la relación entre la pendiente y rugosidad, detallada"

$$U_{ri} = \alpha * \frac{{d_{io}}^{5/3}}{d_{is}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Luego en forma general, Maza expresa $U_R = U_{Ri}$ para obtener la siguiente ecuación:

Ecuación 15. Velocidad media del flujo = velocidad media máxima, detallada

$$U_R = \frac{\alpha * {d_{io}}^{5/3}}{d_s}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

En donde U_R es la velocidad media real de flujo en m/s, d_0 es la profundidad normal antes de la socavación en metros y d_s es la profundidad de socavación en metros.
La inclusión del valor constante α dentro de la ecuación, trasciende el que sea igual para todas las franjas de una sección, y el que sea constante para todos los causales y todas las secciones del canal, ya que esto no puede cumplirse a menos que se redefina el proceso de socavación general como un proceso que no implica realmente desequilibrio morfológico; es decir que el proceso propuesto por Maza se define mejor por el criterio de Ordoñez que por el de Maza, que implica socavación pro desequilibrio morfológico.

La Ecuación 15, da la profundidad de socavación de Maza, considerando que el proceso erosivo se detendrá cuando el valor de d_s sea tal que, U_R sea igual al valor de U_E para la partícula representativa del material del lecho. En la Ecuación 12 y Ecuación 15 deben respetarse las unidades señaladas, ya que α es adimensional.

9.1.2.2 Velocidad media máxima para no erosionar, U_E, Criterio de Lischtvan Lebediev

En 1959, los investigadores de origen soviético Lischtvan y Lebediev, presentaron las velocidad máximas permisibles o máximas velocidades medias no erosivas U_E para suelos no cohesivos y para un intervalo amplio de partículas y de tirantes medios, el resumen de los datos presentados por estos autores se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 9-4. Velocidades críticas no erosivas para suelos no cohesivos en m/s

Diámetro medio de partículas Dm (mm)	Tirante medio de la corriente, d (m)					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	10.00
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.2	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.5	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5.0	0.8	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10.0	0.9	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15.0	1.1	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25.0	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40.0	1.5	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75.0	2	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100.0	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150.0	3	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200.0	3.5	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300.0	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400.0	-	4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500.0	-		5.35	5.50	6.00	6.20

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Los anteriores datos pueden ser expresados como parámetros adimensionales para generalizar los resultados, por lo cual fue planteado el parámetro adimensional denominado Froude del grano, cuya expresión es la siguiente:

Ecuación 16. Froude del grano

$$F_{grano} = \frac{U_E}{\sqrt{(S_s - 1) * g * D}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

El cual suele analizarse en función del parámetro adimensional denominado sumersión o profundidad relativas, cuya expresión es la siguiente:

Ecuación 17. Profundidad relativa

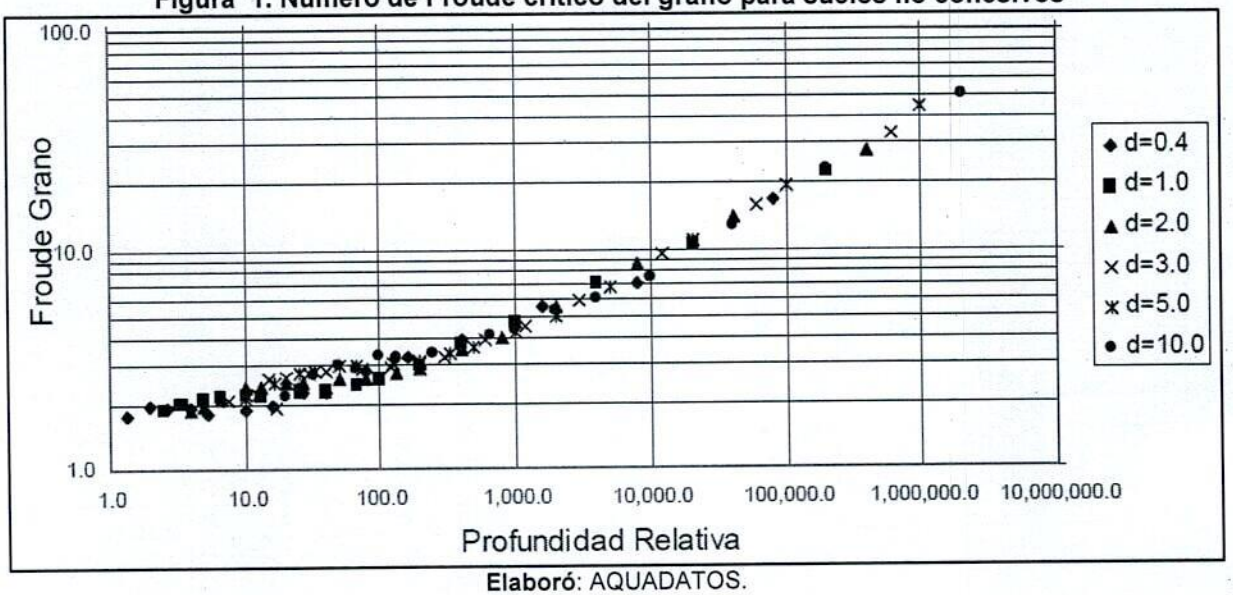
$$Prof.Relativa = \frac{d}{D}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

U_E es la velocidad máxima permisible en m/s; "**d**" es la profundidad o tirante del flujo, en metros; **"D"** es el diámetro característico de las partículas del lecho, en metros; **"Ss"** es la densidad relativa de las partículas y "**g**" es la aceleración de la gravedad en m/s².

Si se asume como valor de la densidad relativa 2.65, los datos de Lischtvan Lebediev pueden representarse en términos de dichos parámetros adimensionales como se presenta en la siguiente figura, en donde se observa que existen dos tendencias:

Figura 1. Número de Froude crítico del grano para suelos no cohesivos



Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Los datos tienden a alinearse en torno a dos rectas, para los intervalos de profundidad relativa (d/D)<=745 y (d/D) >=745, cuyas ecuaciones son según García Flores:

Ecuación 18. Si (d/D)<=745

$$\frac{U_E}{\sqrt{(S_s-1)*g*D}} = 1.63*(\frac{d}{D})^{0.128}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 19. Si (d/D)>=745

$$\frac{U_E}{\sqrt{(S_s-1)*g*D}} = 0.45*(\frac{d}{D})^{0.322}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Las anteriores ecuaciones son la base para la obtención de las ecuaciones de velocidad máxima no erosiva presentar por José Antonio Maza, cuyas expresiones son:

Ecuación 20. Si 0.00005 < D_{84} < 0.0028 m

$$U_E = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.322/{D_{84}}^{0.03}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 21. Si 0.0028 < D_{84} < 0.182 m

$$U_E = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.223/{D_{84}}^{0.092}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 22. Si 0.182 < D_{84} < 1.0 m

$$U_E = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.191/{D_{84}}^{0.187}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

En donde el coeficiente de β, es un coeficiente asociado al periodo de retorno (T) introducido por maza, cuya ecuación es la siguiente:

Ecuación 23. Coeficiente β para suelos no erosivos

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * \mathrm{Ln(T)}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

9.1.2.3 Profundidad de la socavación Método Maza

Como fue planteado el método propone que las velocidades reales U_R y máxima no erosiva U_E deben ser iguales para que se produzca el proceso erosivo, entonces se igualan las ecuaciones para la velocidad real del flujo, donde $\alpha = S^{1/2}$, obteniendo las siguientes ecuaciones :

Ecuación 24. Si 0.00005 < D_{84} < 0.0028 m, con α

$$\frac{\alpha * {d_o}^{5/3}}{d_s} = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.322/{D_{84}}^{0.03}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 25. Si 0.0028 < D_{84} < 0.182 m, con α

$$\frac{\alpha * {d_o}^{5/3}}{d_s} = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.223/{D_{84}}^{0.092}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 26. Si 0.182 < D_{84} < 1.0 m, con α

$$\frac{\alpha * {d_o}^{5/3}}{d_s} = 4.7 * \beta * {D_{84}}^{0.28} * {d_S}^{0.191/{D_{84}}^{0.187}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Despejando de las anteriores ecuaciones la profundidad (ds), se obtienen las siguientes ecuaciones de profundidad:

Ecuación 27. Profundidad de socavación cuando 0.00005 < D_{84} < 0.0028 m

$$d_s = \left(\frac{a y^{\frac{5}{3}}}{4.7 {d_{84}}^{0.28} \beta}\right)^{\frac{{d_{84}}^{0.03}}{0.322 + {d_{84}}^{0.03}}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 28. Profundidad de socavación cuando 0.0028 < D_{84} < 0.182m

$$d_s = \left(\frac{a y^{\frac{5}{3}}}{4.7 {d_{84}}^{0.28} \beta}\right)^{\frac{{d_{84}}^{0.092}}{0.223 + {d_{84}}^{0.092}}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Ecuación 29. Profundidad de socavación cuando 0.182 < D_{84} < 1.0 m

$$d_s = \left(\frac{a y^{\frac{5}{3}}}{4.7 {d_{84}}^{0.28} \beta}\right)^{\frac{{d_{84}}^{0.187}}{0.191 + {d_{84}}^{0.187}}}$$

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: José Antonio Maza

Por lo tanto, esas son las ecuaciones originales del ingeniero José Antonio Maza, con el criterio de Lischtvan Lebediev, donde sugiere seguir los lineamientos establecidos por Lischtvan, este método se basa en las ecuaciones de la velocidad mínima necesaria para erosionar el material de fondo, en función del diámetro d84 de la muestra del lecho; diámetro que permite considerar las condiciones de acorazamiento que se pueden presentar en el cauce.

9.1.3 MÉTODO DE CAMPO – ORDOÑEZ

Para conocer los factores que inducen la profundización de la sección transversal al influjo de un caudal dado, los investigadores Germán Del Campo, Jaime A. Vargas y María del Rosario Gutiérrez, bajo la dirección de J.I. Ordóñez, investigaron más de 3.000 aforos líquidos y sólidos en estaciones de primer orden de cuencas hidrográficas en Colombia. Un aforo líquido en una estación hidrométrica de primer orden consiste en un grupo de 15 a 20 valores de profundidad (pi) y caudal (qi), y el registro completo de aforos en cada estación genera un conjunto más amplio de parejas pi, qi, que se puede interpretar independientemente de los valores absolutos de Q y P. Mientras que los valores de velocidad Vi y de número de Froude Fi se pueden considerar como variables derivadas de las dos anteriores de acuerdo con las ecuaciones (24) y (25) deducidas teóricamente como a continuación se presenta.

El caudal por unidad de ancho en un sector cualquiera de una sección se expresa por:

$$qi = \frac{Qi}{Bi}$$

El número de Froude en la franja cualquiera i se puede expresar por:

$$Fi = \frac{Vi}{\sqrt{gPi}}$$

Los investigadores encontraron que, sistemáticamente cada aforo presenta la máxima profundidad, y por lo tanto el mínimo nivel del lecho, (máxima "socavación general"), en la franja de máximo caudal unitario qi max o q max por simplificación; haciendo un nuevo conjunto con las parejas qmáx, Pmax, encontraron que estas cumplen con una relación biunívoca, independientemente del valor de Q y de la sección transversal o estación utilizada en ríos con una gama amplia de tamaño de sedimento, siempre y cuando los números de Froude del flujo sean similares; de hecho encontraron relaciones diferentes para ríos de llanura, (F<0.4), y ríos de característica torrencial, (F>0.4).

Las ecuaciones obtenidas permiten calcular la máxima profundidad de flujo Pmáx para un cierto valor de qmáx, de acuerdo con la ecuación general de número de Froude correspondiente, llamado por simplicidad Fm, aun cuando obviamente no es el máximo valor del número de Froude en la sección sino el correspondiente a la franja de qmáx y Pmáx.

después de analizar estadísticamente los aforos, los investigadores encuentran una relación relativamente buena entre Fmáx y el valor promedio del número de Froude para toda la sección Fprom, así:

$$Fmax = 0.71Fprom + 0.10 \qquad para\ (F > 0.4)$$

Igualmente obtuvieron una relación aceptable para qmax en función de qprom= Q/T así:

$$qmax = 1.271\left({}^{Q}/_{T}\right)^{1.271} \qquad para\ (F > 0.4)$$

Mientras que la mejor correlación obtenida para Pmax es:

$$Pmax = 0.4671qmax^{0.706}\ Fmax^{-0.512}$$

Así, aplicando las ecuaciones de cada uno de los métodos, se obtuvieron las siguientes profundidades de socavación en todo el tramo evaluado.

Tabla 9-5. Profundidades de socavación de la corriente principal TR=100 AÑOS

Abscisa	Cota de lámina de agua máxima (m)	Área (m^2)	Ancho (m)	Ho (m)	Hm (m)	Froud	Lischtvan-Levediev Ys 1 (m)	Maza Ys 2 (m)	Ordoñez Ys 3 (m)
1460.00	331.85	39.38	45.00	2.15	0.88	0.81	1.1810	0.9014	1.468
1455.00	331.92	39.53	45.00	2.21	0.88	0.83	1.2164	0.9295	1.448
1450.00	331.92	38.91	44.39	2.20	0.88	0.84	1.2252	0.9365	1.455
1445.00	331.95	38.26	42.94	2.31	0.89	0.82	1.3077	1.0022	1.517
1440.00	331.86	37.37	39.83	2.37	0.94	0.81	1.3392	1.0273	1.628
1435.00	331.76	35.65	36.67	2.42	0.97	0.82	1.3987	1.0748	1.734
1430.00	331.16	24.58	17.58	1.95	1.40	1.16	1.1777	0.8988	2.642
1425.00	331.21	27.64	18.81	2.01	1.47	1.01	1.0930	0.8316	2.708
1420.00	331.01	26.92	20.72	1.80	1.30	1.10	1.0331	0.7843	2.372
1415.00	330.85	26.73	20.53	1.71	1.30	1.11	0.9733	0.7372	2.378
1410.00	330.98	28.41	20.23	1.86	1.40	1.00	0.9944	0.7538	2.560
1405.00	331.29	28.63	20.78	1.88	1.38	1.00	1.0115	0.7673	2.503
1400.00	**331.50**	**34.51**	**31.35**	**2.15**	**1.10**	**0.81**	**1.1627**	**0.8869**	**1.994**
1395.00	331.42	34.12	31.38	2.18	1.09	0.85	1.2003	0.9167	1.939
1390.00	331.49	32.95	30.46	2.42	1.08	0.83	1.4067	1.0811	2.016
1385.00	331.55	34.56	36.27	2.52	0.95	0.81	1.5207	1.1724	1.763
1380.00	331.63	37.26	41.85	2.55	0.89	0.79	1.5091	1.1631	1.583

Fuente: Elaboración Propia – HEC RAS.

Se observa en la tabla anterior las profundidades obtenidas para las secciones evaluadas en el Caño Irique corriente, hay que tener en cuenta que dicha socavación obedece únicamente a la producida por acción del lecho del cauce.

Se realiza un análisis para el periodo de retorno de **100 años** mediante el método de cuartiles y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 9-6. análisis de socavación TR=100 AÑOS, Cauce Principal

Abscisa	Cuartil 1(20%)	Cuartil 2 (50%)	Cuartil 3 (70%)
1460.0	1.325	1.041	1.181
1455.0	1.332	1.073	1.216
1450.0	1.340	1.081	1.225
1445.0	1.412	1.155	1.308
1440.0	1.484	1.183	1.339
1435.0	1.566	1.237	1.399
1430.0	1.910	1.038	1.178
1425.0	1.900	0.962	1.093
1420.0	1.703	0.909	1.033
1415.0	1.676	0.855	0.973
1410.0	1.777	0.874	0.994
1405.0	1.757	0.889	1.012
1400.0	**1.579**	**1.025**	**1.163**
1395.0	1.570	1.059	1.200
1390.0	1.711	1.244	1.407

1385.0	1.642	1.347	1.521
1380.0	1.546	1.336	1.509

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia.

10 *CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES*

CONCLUSIONES

- ✓ El presente documento contiene los resultados derivados para los estudios y diseños de la urbanización el Paraíso de las redes de alcantarillado proyectadas para el municipio de Granada; asociado al proyecto con objeto : "**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONTRUCCIÓN DE LA RED DE ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO SANITARIO Y ALCANTARILLADO PLUVIAL SECTOR EL PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA**".

- ✓ Se llevó a cabo el análisis hidrológico de la zona utilizando datos proporcionados por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). Estos datos fueron obtenidos a través del radicado 20232010101931 y del Plan Básico de Ordenamiento Territorial para los años 2009 a 2016. La información procede de la estación pluviométrica que circunda el proyecto, en particular, de la Estación La Holanda, que se encarga de registrar mediciones de lluvia en la zona de estudio.

- ✓ Para el cálculo de las curvas de intensidad, duración y frecuencia, se optó la metodología de Gumbel, de acuerdo con los resultados obtenidos mediante el análisis realizado en la prueba de Kolmogórov-Smirnov.

- ✓ Para el cálculo de los caudales de creciente se hizo uso del método del SCS por medio del modelo lluvia escorrentía del hidrograma unitario y el curve number en el software HEC – HMS. Así, se obtuvieron los siguiente caudales de creciente:

Tabla 10-1. Resumen de caudales de creciente

Caudales de creciente (m^3/s)								
Tr 2 (años)	Tr 3 (años)	Tr 5 (años)	Tr 10 (años)	Tr 15 (años)	Tr 20 (años)	Tr 25 (años)	Tr 50 (años)	Tr 100 (años)
36.72	40.57	48.12	58.48	65.27	70.43	74.64	89.04	105.60

Elaboró: AQUADATOS.
Fuente: Elaboración Propia

- ✓ Se efectuó la modelación hidráulica para un periodo de retorno de 100 años en el tramo del Caño Irique, por medio del software HEC – RAS para entender las características hidrodinámicas y el comportamiento y respuesta del cauce cuando se presenten las crecientes de diseño obteniendo los mapas de profundidades y velocidades. **Ver análisis y resultados.** Teniendo en cuenta los resultados obtenidos a partir de ambas modelaciones, se estima un nivel máximo de agua con cota **331.50 msnm**.

- ✓ La socavación calculada para la sección proyectada en el punto del cabezal de descarga del sistema de alcantarillado de aguas lluvias sobre Caño Irique en la abscisa **K1+400** es de aproximadamente **1.58 m,** como profundidad mínima a partir del lecho del caño, para realizar las debidas protecciones a las estructuras proyectadas o en su

defecto asociar la profundidad de socavación a la abscisa correspondiente, obteniendo una cota de socavación sobre la sección del cabezal de descarga de **327.77 m.**

11 *ANEXOS*

- **ANEXO 1.** RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 2.** CALCULOS HIDROLOGICOS (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 3.** MODELOS HEC-HMS (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 4.** SHAPEFILES (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 5.** MODELACIONES HIDRÁULICAS. EN HEC-RAS (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 6.** CALCULOS DE SOCAVACIÓN (VER EN DIGITAL)
- **ANEXO 7.** PLANO MANCHA DE INUNDACIÓN (VER EN DIGITAL Y FISICO)

12 *BIBLIOGRAFÍA*

- ✓ Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays, (1994). Hidrología Aplicada. McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- ✓ Ven Te Chow, (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- ✓ Ricardo Alfredo López Cualla, I (1995). ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS. Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia.
- ✓ Rodrigo Vargas M, Mario Diaz Granados, (1998). CURVAS SINTÉTICAS REGIONALIZADAS E INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA PARA COLOMBIA. Universidad de los Andes, Santa Fe de Bogotá D.C.
- ✓ Víctor Miguel Ponce, (1999). [En línea]. Disponible en: http://ponce.sdsu.edu/.
- ✓ MINISTERIO DE TRANSPORTE, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, (2009). Manual de Drenaje para Carreteras.
- ✓ VALIDACIÓN DE LAS FORMULAS DE EVAPOTRANSPIRACIÓN DE REFERENCIA (Eto) PARA COLOMBIA, (2017). Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM.
- ✓ Methodology for the estimation of minimum flows of a hydrographic basin with little hydrometeorological information, (2017). Sánchez, C; Vera, F; Luna, A; Espinoza, J; Bustamante; A; Cárdenas, J; Lucero, W. Universidad Técnica de Machala.
- ✓ Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, (2017). RESOLUCIÓN NUMERO 0330 DE 2017.
- ✓ Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM.

	EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS DEL META EDESA S.A. E.S.P.	GOBERNACIÓN DEL META	CL – FT – 23
edesa S.A. E.S.P.			Versión: 03
	CERTIFICACION		Mayo 13 de 2020
			Página 1 de 1

CARTA DE RESPONSABILIDAD INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE SOCAVACIÓN DEL CAÑO IRIQUE

CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL ZONA NOROCCIDENTAL DEL SECTOR PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA, META

FECHA:	30 DE MAYO DE 2026
NOMBRE:	ING. MIGUEL ANGEL BETANCUR CRUZ
CEDULA:	86.082.073 de Villavicencio
PROFESIÓN:	INGENIERO AMBIENTAL Y SANITARIO
MATRÍCULA PROFESIONAL:	25260161559 CND
CORREO ELECTRÓNICO:	miguelbetancur@hotmail.com

Por este conducto me permito certificar que el informe de estudio hidrológico, hidráulico y de socavación del caño Irique para el proyecto "CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL ZONA NOROCCIDENTAL DEL SECTOR PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA, META", garantiza el cumplimiento de la normativa y reglamentos vigentes, teniendo como base todos soportes jurídicos y técnicos del documento de diagnóstico hidráulico, del sub-proyecto denominado "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO SANITARIO Y ALCANTARILLADO PLUVIAL SECTOR EL PARAÍSO DEL MUNICIPIO DE GRANADA, META." elaborado por la empresa AQUADATOS S.A.S. Nit. 830.062.201-0 mediante el contrato de consultoría No. 081/2023. Cuyo objeto consistió en: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE OBRAS DE REDES E INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO EN LOS MUNICIPIOS DEL DEPARTAMENTO DEL META"

Que, como complemento a lo anterior y en cumplimiento de lo establecido en el Acuerdo 012 de 2024 expedido por la Comisión Rectora del Sistema General de Regalías, se certifica que los estudios y diseños elaborados para el proyecto cumplen con la normativa técnica y reglamentación vigente aplicable a cada una de las especialidades mencionadas. Y que estos no pueden ser modificados sin su autorización una vez sea viabilizado el proyecto.

Cordialmente,

Ing. MIGUEL ANGEL BETANCUR CRUZ
Ing. Ambiental y Sanitario
T.P **N°** 25260161559 CND

