

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**Estimación del caudal máximo de diseño para obras de
defensa ribereña en Cuenca quebrada Fernández,
Tumbes 2025**

TESIS

para optar el Título Profesional de Ingeniero Agrícola

Autor: Br. Clint Anderson Herrera Urizar

Tumbes 2026

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**Estimación del caudal máximo de diseño para obras de defensa
ribereña en Cuenca quebrada Fernández, Tumbes 2025**

Tesis aprobada en forma y estilo por:

Dr. José Modesto Carrillo Sarango (Presidente)

Código ORCID: 0000-0003-0841-3064

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'José M. Carrillo', written over a horizontal line.

Mg. Felix Enrique Alcoser Torres (Secretario)

Código ORCID: 0000-0001-9929-4763

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Felix E. Alcoser', written over a horizontal line.

Dr. Napoleon Puño Lecarnaque (Vocal)

Código ORCID: 0000-0002-5008-8085

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Napoleon Puño', written over a horizontal line.

Tumbes, 2026

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**Estimación del caudal máximo de diseño para obras de
defensa ribereña en Cuenca quebrada Fernández, Tumbes
2025**

**Los suscritos declaramos que el proyecto de tesis es original
en su contenido y forma**

Br. Clint Anderson Herrera Urizar (autor)

Dr. Napoleón Puño Lecarnaqué (asesor)

Código ORCID: 0000-0002-5008-8085

Ing. Reynaldo Chapoñan Suclupe (co asesor)

Código ORCID: 0009-0006-8859-9864

Tumbes, 2026

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



**Universidad Nacional
de Tumbes**



**Facultad de Ciencias Agrarias
Programa Académico de Ingeniería Agrícola
Ex Fundo Fiscal La Cruz – Campus Universitario**

"Año de la Esperanza y el Fortalecimiento de la Democracia"

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PRESENCIAL

En Tumbes, a los siete días del mes de Septiembre del dos mil veintiséis, siendo las veinte horas con dos minutos, en el Campus Universitario, de la Facultad de Ciencias Agrarias en el aula 3, del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto, de forma presencial, se reunieron los miembros del Jurado Calificador designados por RESOLUCIÓN N°091-2025/UNTUMBES-VRACAD-FCA-D, de fecha 06 de mayo del 2025, Dr. José Modesto Carrillo Sarango (Presidente); MSc. Ing. Felix Enrique Alcoser Torres (secretario); Dr. Napoleón Puño Lecarnaque (Vocal) y el Dr. Eber Gines Tafur (Accesitario); reconociendo en la misma resolución, al Dr. Napoleón Puño Lecarnaque como (Asesor), se procedió a evaluar, calificar y deliberar la sustentación del informe final de la tesis, titulada "Estimación del caudal máximo de diseño para obras de defensa ribereña en Cuenca quebrada Fernández, Tumbes 2025", presentado por el Br. Herrera Urizar Clint Anderson, del Programa Académico Profesional de Ingeniería Agrícola. Concluida la sustentación y absueltas las preguntas, por parte del sustentante y después de la deliberación, en concordancia con el artículo N° 75 del Reglamento de Tesis para Pregrado y Posgrado de la Universidad Nacional de Tumbes, Aprobado por Resolución N° 0714-2023/UNTUMBES-CU, con fecha 29 de mayo del 2023, declaró Aprobado, por Unánimidad, con el calificativo Satisfactorio. Se le hace conocer al sustentante, que deberá levantar las observaciones realizadas si las hubiera que el jurado calificador indique.

En consecuencia, queda Apto para continuar con los trámites correspondientes a la obtención del título profesional de **Ingeniero Agrícola**, de conformidad con lo estipulado en la Ley Universitaria N° 30220, el Estatuto, Reglamento General, Reglamento General de Grados y Títulos y Reglamento de Tesis de la Universidad Nacional de Tumbes.

Siendo las veinte horas con dos minutos del mismo día, mes y año se dio por terminado el acto académico, procediendo a firmar el acta en presencia del público asistente.

Tumbes, 07 de Septiembre del año 2026

 Dr. José Modesto Carrillo Sarango DNI N° 00223850 CODIGO ORCID: 0000-0008-0841-3064 Presidente	 MSc. Ing. Felix Enrique Alcoser Torres DNI N° 00210369 CODIGO ORCID: 0000-0001-9929-4763 Secretario
 Dr. Napoleón Puño Lecarnaque DNI N°: 00225904 CODIGO ORCID: 0000-0002-5008-8085 Vocal	

C.C. - JURADOS (03) -ASESOR Y(CO)
-INTERESADO- Decanato- Archivo

INFORME DE ORIGINALIDAD TURNITIN



Página 1 de 108 - Portada

Identificador de la entrega: trn:oid::3117:614642193

Clint Anderson Herrera Urizar

Tesis - Clint Anderson Herrera Urizar Turnitin

 Asesoría Para el Repositorio

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid::3117:614642193

Fecha de entrega

16 ago 2026, 3:22 GMT-5

Fecha de descarga

16 ago 2026, 4:04 GMT-5

Nombre del archivo

Tesis - Clint Anderson Herrera Urizar Turnitin.docx

Tamaño del archivo

16.7 MB

104 páginas

14.172 palabras

72.520 caracteres



Página 1 de 108 - Portada

Dr. Napoleón Puño Lecarnaque
CÓDIGO ORCID: 0000-0002-5008-8085

Identificador de la entrega: trn:oid::3117:614642193

17% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Coincidencias menores (menos de 15 palabras)

Exclusiones

- N.º de coincidencias excluidas

Fuentes principales

- 17%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 6%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Fuentes principales

17% Fuentes de Internet
1% Publicaciones
6% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	Internet	repositorio.untumbes.edu.pe	12%
2	Internet	www.slideshare.net	1%
3	Internet	1library.co	<1%
4	Internet	repositorio.unsa.edu.pe	<1%
5	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo on 2016-06-22	<1%
6	Internet	repositorio.unheval.edu.pe	<1%
7	Internet	www.slideserve.com	<1%
8	Trabajos del estudiante	Universidad Ricardo Palma on 2018-11-19	<1%
9	Internet	hdl.handle.net	<1%
10	Internet	repositorio.upao.edu.pe	<1%
11	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Hermilio Valdizan on 2024-07-02	<1%

12	Trabajos del estudiante	Universidad de San Martín de Porres on 2025-07-17	<1%
13	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo on 2025-01-15	<1%
14	Internet	repositorio.ucv.edu.pe	<1%
15	Publicación	#N/A. "DÍA del Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Protección contra Inun...	<1%
16	Internet	repositorio.unap.edu.pe	<1%
17	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo on 2016-06-20	<1%

DEDICATORIA

Con mucho amor a mi mamá Oriana Adela Urizar Cornejo y a mí papá Clint Jhesse Herrera Izquierdo a mis hermanos Jhesfer Herrera Urizar y Oriana Herrera Urizar, a mis abuelos Víctor Herrera Reyes y Elsa Izquierdo Medina, Fernando Urizar Dios y Betty Cornejo Estrada, a mis tías Zarela Herrera Izquierdo y Karina Urizar Cornejo quienes son mi motivación para ser un gran profesional. Con amor Clint

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios Todopoderoso por darme la vida, fortaleza y sabiduría para superar cada dificultad y permitirme alcanzar esta importante meta.

A mi madre, Oriana Adela Urizar Cornejo, por su amor incondicional, sus sacrificios, consejos y por ser mi mayor fuente de inspiración. Gracias por creer siempre en mí y enseñarme a nunca rendirme. Este logro también es tuyo, mamá. A mi padre, Clint Jhesse Herrera Izquierdo, por su amor, sus enseñanzas. Gracias por tus consejos y por acompañarme, de una u otra manera. Este logro también representa una parte de todo lo que has sembrado en mí. A mis hermanos, Jhesfer Herrera Urizar y Oriana Herrera Urizar, por su cariño, apoyo y compañía en cada momento de este camino. Gracias por ser parte importante de mi vida y por motivarme siempre a seguir adelante.

A mis queridos abuelitos, Elsa Izquierdo y Víctor Herrera, y Betty Cornejo y Fernando Urizar, por su amor, ternura, consejos y por cada enseñanza que ha dejado una huella especial en mi vida. Gracias por acompañarme y brindarme ese cariño tan sincero que siempre llevaré en mi corazón. Este logro también lleva un pedacito de ustedes.

A mi querido Peluche, mi hijo perruno, por acompañarme con su amor y alegría en tantos momentos durante este camino. Por esas pequeñas pausas, su compañía silenciosa y esa forma tan especial de hacer más llevaderos los días difíciles.

A mi asesor, Dr. Napoleón Puño Lecarnaque, y a mi coasesor, Ing. Reynaldo Chapoñan Suclupe, por su orientación, dedicación y valiosos aportes, fundamentales para el desarrollo y culminación de esta investigación.

A mis queridos amigos, por acompañarme durante este camino, compartir alegrías, dificultades y momentos que siempre recordaré. Gracias por su amistad sincera, por cada palabra de aliento y por estar presentes cuando más lo necesitaba.

Finalmente, agradezco a la Escuela de Ingeniería Agrícola y a todos sus docentes, por los conocimientos y enseñanzas brindados durante mi formación profesional, que hoy me permiten culminar con orgullo esta etapa.

ÍNDICE

RESUMEN	XVII
ABSTRACT.....	XVIII
CAPITULO I.....	19
1. INTRODUCCIÓN.....	19
CAPITULO II.....	20
2. REVISION DE LITERATURA.....	20
2.1. Antecedentes	20
2.2. Marco teórico	26
CAPITULO III.....	44
3. MATERIALES Y METODOS.....	44
3.1. Ubicación	44
3.2. Materiales y Métodos	45
3.3. Métodos, Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	46
CAPITULO IV	48
4. RESULTADOS Y DISCUSION.....	48
4.1. Resultados	48
4.2. Discusiones	103
CAPITULO V	110
5. CONCLUSIONES.....	110
CAPITULO VI	111
6. RECOMENDACIONES	111
7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	112
ANEXOS	115

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes y exponentes a usar en CREAGER.....	32
Tabla 2: Tiempos de retorno para diferentes estructuras hidráulicas.....	34
Tabla 3: Valores de γn , σn en función de n (número de datos)	35
Tabla 4: Valores de W, en función del periodo de retorno	35
Tabla 5: Valores de Skew	36
Tabla 6: Ubicación Geopolítica de la Cuenca Fernández	45
Tabla 7: Ubicación Geodésica de la Cuenca Fernández	45
Tabla 8: Clases de valores de longitud de cauce principal	67
Tabla 9: Clases de valores de orden de jerarquización	69
Tabla 10: Clase de valores escurrimientos	70
Tabla 11: Cotas de la Cuenca Fernández.....	71
Tabla 12: Clase de valores de elevación media (m)	71
Tabla 13: Clase de valores de pendiente de cauce	72
Tabla 14: Cuadro para el cálculo de la pendiente media de la cuenca	73
Tabla 15: Clase de valores de pendiente media de la cuenca.....	73
Tabla 16: Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica	74
Tabla 17: Datos para el perfil longitudinal	76
Tabla 18: Resultado de pendientes por tramos.....	76
Tabla 19: Rectángulo Equivalente	78
Tabla 20: Clase de valores de densidad de drenaje	79
Tabla 21: Clases de valores de compacidad	80
Tabla 22: Clases de valores de forma.....	80
Tabla 23: Datos obtenidos para el método de Creager.....	82
Tabla 24: Datos estimados de caudales por método de Creager	82
Tabla 25: Datos estimados de precipitaciones (según Hydrognomon) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años	85
Tabla 26: Precipitación máxima corregida sobre la cuenca	85
Tabla 27: Coeficientes de duración.....	86
Tabla 28: Intensidad máxima de la estación Cañaveral.....	86
Tabla 29: Datos estimados de caudales por método de Racional Modificado ..	87
Tabla 30: Precipitación máxima de 30 años (Estación de Cañaveral)	89

Tabla 31: Caudales estimados para cada año	90
Tabla 32: Datos estimados de caudales por método de Iszkowski	91
Tabla 33: Caudal de diseño	91
Tabla 34: Valores de k_i de acuerdo al tipo de Cauce.....	92
Tabla 35: Valores de F_b y F_s en función del material	93
Tabla 36: Cuadro comparativo del ancho estable	93
Tabla 37: Valores de x y $1/(x + 1)$ exponente para material no cohesivo en función al diámetro	95
Tabla 38: Coeficiente B para Socavación	96
Tabla 39: Valores para k_s	97
Tabla 40: Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del muro de encauzamiento.....	100

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1: Regiones hidráulicas Método de Creager	32
Fig. 2: Defensa ribereña permanente tipo dique enrocado.	39
Fig. 3: Defensa ribereña permanente tipo gaviones.....	40
Fig. 4: Defensa Ribereña Temporales tipo Espigones.	41
Fig. 5: Mecanismo de la erosión por agua	42
Fig. 6: Mapa de ubicación Cuenca Fernández.....	44
Fig. 7: Portal Geo GPS Perú	48
Fig. 8: Ventanas para descargar las cartas nacionales, en este caso será la ventana 9a y 9b.....	49
Fig. 9: Programa ArcGIS 10.8 donde se insertó las curvas de nivel	49
Fig. 10: Curvas 9a y 9b	50
Fig. 11: Unión de curvas 9a y 9b.....	50
Fig. 12: Creacion del TIN	51
Fig. 13: Resultado del TIN	51
Fig. 14: Conversión del TIN a DEM.....	52
Fig. 15: Resultado de la conversión del formato DEM	52
Fig. 16: Se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco)	53
Fig. 17: Herramienta Fill (llenar), para llenar los espacios vacíos del DEM	53
Fig. 18: Resultado de la herramienta Fill.....	54
Fig. 19: Herramienta Flow Direction (Dirección del flujo) para identificar la dirección del flujo de agua a base de la pendiente.	54
Fig. 20: Resultado de la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo)	55
Fig. 21: Herramienta Flow Accumulation (Acumulación de flujo) para identificar los principales cauces de agua.....	55
Fig. 22: Resultado de la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo)	56
Fig. 23: uso de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)	56
Fig. 24: Resultado de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)	57
Fig. 25: Usó de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo).....	57
Fig. 26: Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo)	58
Fig. 27: Usó de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red	

de captación).....	58
Fig. 28: Resultado de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación).....	59
Fig. 29: Delimitación de la cuenca Fernández	59
Fig. 30: Resultado de la delimitación de la cuenca Fernández	60
Fig. 31: Resultado de que la cuenca Fernández está conformada por 5 sub cuencas.....	60
Fig. 32: Conversión de raster a polígono de la cuenca Fernández	61
Fig. 33: Resultado del polígono de la cuenca Fernández	61
Fig. 34: Se realizó la unión de los ríos de las cartas nacionales 9a y 9b	62
Fig. 35: Resultado de la unión de los ríos de las cartas nacionales 9a y 9b	62
Fig. 36: Recorte de los ríos en la cuenca Fernández	63
Fig. 37: Resultado de los ríos en la cuenca Fernández	63
Fig. 38: Recorte de las curvas de nivel	64
Fig. 39: Resultado de las curvas en la cuenca Fernández.....	64
Fig. 40: resultado del Área en Km ² y el Perímetro en Km.	65
Fig. 41: Ubicación de la cuenca Fernández en el Google Earth	65
Fig. 42: Determinación del área y perímetro de la Cuenca Fernández	66
Fig. 43: Determinación de la longitud total del cauce.....	66
Fig. 44: Determinación de la longitud del cauce principal	67
Fig. 45: Determinación de la longitud de las curvas de nivel.	68
Fig. 46: Determinación del orden de jerarquización	69
Fig. 47: Determinación del número de escurrimientos	70
Fig. 48: Determinación de la pendiente media de la cuenca.....	72
Fig. 49: Determinación de la Curva Hipsométrica	74
Fig. 50: Curva Hipsométrica de la Cuenca Fernández.....	75
Fig. 51: Determinación del perfil longitudinal	75
Fig. 52: Pendiente por tramos	76
Fig. 53: Rectángulo Equivalente	78
Fig. 54: Mapa de método de Creager	81
Fig. 55: Esquema de dique longitudinal Quebrada Fernández – Escala 1/100	103

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Clasificación de Cuencas Hidrográficas.....	116
Anexo 2: Valores referenciales para Áreas de Cuencas.....	116
Anexo 3: Coeficientes de escorrentía método racional	116
Anexo 4: Datos de Precipitación de la Estación Cañaveral	117
Anexo 5: Creciente del mes de marzo del 2025.....	118
Anexo 6: Activación de la Cuenca Fernández 2025.....	118
Anexo 7: Reconocimiento de la Cuenca Fernández	119
Anexo 8: Reconocimiento de la parte baja de la Cuenca Fernández.....	119
Anexo 9: Valor del coeficiente de escorrentía de 0.2, ya que la cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa.	120
Anexo 10: Movilidad para llegar a la Cuenca Fernández	120
Anexo 11: Puente que indica la desembocadura de la Cuenca Fernández	121

RESUMEN

La presente investigación 'Estimación del caudal máximo de diseño para obras de defensa ribereña en Cuenca Quebrada Fernández, Tumbes 2025' tuvo como objetivo estimar el Caudal Máximo de Diseño en la Cuenca quebrada Fernández ubicada en el límite territorial entre las regiones de Tumbes y Piura, provincias de Contralmirante Villar y Talara. Se planteó bajo un diseño no experimental de nivel explicativo - aplicativo, de tipo aplicada usando el método científico inferencial inductivo en la técnica de recolección de datos sea información ya elaborada o de observación no experimental. Se usaron tres modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado e Iszkowski, teniendo como parámetro geomorfológico principal de la Cuenca el área que fue de 717.34 Km², y demostrándose la relación directa entre área y Caudal. El Caudal Máximo con el método de Creager fue de 1543.24 m³/seg, método Racional Modificado 1550.68 m³/seg e Iszkowski 500.45 m³/seg. Finalmente se concluyó que el Caudal Máximo Promedio de Diseño es 1198.12 m³/seg, el cual permitió obtener un ancho estable del cauce de 143 m y un dique longitudinal de 3.35 m de altura, una profundidad de uña de 1.70 m, un ancho de uña de 2.55 m, talud 2:1 en cara mojada revestida con roca acomodada.

Palabras clave: Caudal máximo de diseño – Avenida máxima – Modelación hidrológica

ABSTRACT

This research, "Estimation of the Maximum Design Flow for Riverbank Protection Works in the Fernández Creek Basin, Tumbes 2025," aimed to estimate the Maximum Design Flow in the Fernández Creek Basin, located on the border between the Tumbes and Piura regions, in the Contralmirante Villar and Talara provinces. It employed a non-experimental, explanatory-applied design, using the inductive inferential scientific method for data collection, which involved both pre-existing information and non-experimental observation. Three hydrological models were used: Creager, Modified Rational, and Iszkowski. The main geomorphological parameter of the basin was its area, which was 717.34 km², and the study demonstrated a direct relationship between area and flow. The maximum flow rate calculated using the Creager method was 1543.24 m³/s, the Modified Rational method 1550.68 m³/s, and the Iszkowski method 500.45 m³/s. It was ultimately concluded that the average maximum design flow rate is 1198.12 m³/s, which allowed for a stable channel width of 143 m and a longitudinal dike 3.35 m high, with a toe depth of 1.70 m, a toe width of 2.55 m, and a 2:1 wetted face slope lined with rockfill.

Keywords: Maximum design flow rate – Maximum flood – Hydrological modeling

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

ANA, (2019) La cuenca de la quebrada Fernández tiene una extensión de 740 km² y una longitud de unos 111 km. Su parte más alta alcanza una cota de 1 600 msnm. Su margen izquierda pertenece a la región de Piura.

La Quebrada Fernández es un río intermitente, está seca a lo largo de prácticamente todo el año. Los habitantes de la zona destacan que sólo corre agua cada 5 o 6 años. Sin embargo, en años de Fenómeno El Niño, los caudales que presenta son excesivos, llevándose cultivos y provocando erosión en ambas márgenes.

La configuración de la cuenca de la quebrada Fernández es relativamente accidentada. La pendiente de los principales cursos de agua que lo conforman varía de 1 a 10%, con velocidades relativamente altas en la parte alta de la cuenca y velocidades bajas en la parte baja de la misma. El cauce presenta una gran movilidad fluvial y la ocurrencia de desbordamientos es muy frecuente en épocas de avenida.

La importancia de la investigación consiste en estimar el caudal máximo que servirá de insumo para la propuesta de diseño de defensa ribereña en la quebrada Fernández, con ello se busca aportar información sobre el comportamiento hidráulico de cuencas secas para desarrollar diseños de defensa ribereña y proteger los centros de producción y otros proyectos.

CAPITULO II

2. REVISION DE LITERATURA

2.1. Antecedentes

En la presente investigación se citará diferentes investigaciones que permitirán ampliar el conocimiento en la comunidad Científica de caudales máximos de diseño.

Internacionales

Mantilla, P. (2022) Tesis: Estudio hidrometeorológico para estimación de caudales máximos en la unidad hídrica río blanco de la provincia de Tungurahua. Concluyó:

Según los parámetros morfológicos en la unidad hídrica río Blanco, se determinó que es de forma ovalada alargada de acuerdo a su coeficiente de compacidad, con relieve accidentado y cauces suaves; con un drenaje bajo, la cual establece una mediana tendencia a inundaciones acorde con los parámetros adquiridos en cuanto a forma y relieve.

Los caudales máximos se establecieron en base a la fórmula para el cálculo de intensidades de precipitación proporcionada por INAMHI en el estudio “Determinación de ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación”, empleando los registros de precipitación de las estaciones meteorológicas, para los periodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, donde se determinó un caudal de 5,44 m³/s con una intensidad de precipitación 14,36 mm/hora para el periodo de 100 años.

Realizando una comparación entre los valores obtenidos para distintos periodos de retorno por el cálculo de intensidades máximas y por el modelamiento hidrológico, se observa una variación mínima de caudales; validándose de este modo el modelo hidrológico utilizado.

Los resultados obtenidos para la estimación de caudales máximos son bastante aceptables, mediante la caracterización hidrometeorológica y el software HEC-HMS, con los cuales se obtienen valores similares, siendo así que pueden ser utilizados en otras áreas de interés en las cuales no exista información de aforos, para estimar caudales de crecida.

Santillán, M. (2019). Tesis: Determinación de los caudales máximos ocurridos en la microcuenca del río Pichan, cantón Quito, provincia de Pichincha, usando hec-hms para un tiempo de retorno de 5, 25 y 50 años. Concluyó:

En el estudio realizado a la microcuenca del río Pichan se observó que el parámetro hidrológico Número de Curva es muy sensible a los datos de entrada, por lo cual la escasa disponibilidad de información actualizada de zonas urbanas y poblados de Ecuador influyen mucho en la obtención del CN para cada microcuenca y su posterior modelación en HEC-HMS. Otro inconveniente que presenta la simulación en HECHMS para esta microcuenca es que los hidrogramas obtenidos no pueden ser calibrados debido a la ausencia de estaciones hidrometeorológicas dentro de la misma o en sus proximidades.

Los datos de precipitación obtenidos para cada microcuenca obedecen a una tormenta de primer cuartil con probabilidad de ocurrencia del 30% representativa para esa región de Ecuador.

Es recomendable validar los datos obtenidos en esta investigación con otros modelos hidrológicos y con valores de CN obtenidos considerando las zonas urbanas bien definidas mediante imágenes satelitales u ortofotos. Los datos de caudal pico obtenidos pueden ser utilizados como guía para próximas investigaciones en el estudio de áreas de inundación con HEC-RAS y debe tenerse en cuenta para la construcción de obras civiles en las cercanías al punto de cierre de la microcuenca del río Pichan.

Nacionales

Paredes, R. (2022) Tesis: Determinación de caudales máximos de diseño mediante métodos convencionales probabilísticos en la cuenca llave, Puno – 2022. Concluyó:

Las precipitaciones máximas de 24 horas estimadas por el modelo de distribución de probabilidades de Gumbel para tiempos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años se estiman 30.8, 42.3, 52.3 y 56.6 mm máximos de 24 horas, los cuales a su vez estiman 141.6, 911.8, 2255.7 y 3002.8 m³/s de caudales máximos de diseño para la cuenca llave cerca al punto más crítico que es el puente internacional de llave.

Las precipitaciones máximas de 24 horas estimadas por el modelo de distribución de probabilidades Normal para tiempos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años se estiman en: 31.8, 40.0, 45.0 y 46.8 mm máximos de 24 horas, los cuales a su vez estiman 175.5, 690.1, 1203.8 y 1433.4 m³/s de caudales máximos de diseño para la cuenca llave cerca al punto más crítico que es el puente internacional de llave.

Las precipitaciones máximas de 24 horas estimadas por el modelo de distribución de probabilidades Gamma (Pearson Tipo III) para tiempos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años se estiman en: 31.6, 40.1, 45.6 y 47.6 mm máximos de 24 horas, los cuales a su vez estiman 168.2, 699.2, 1275.3 y 1533.4 m³/s de caudales máximos de diseño para la cuenca llave cerca al punto más crítico que es el puente internacional de llave.

Alonso, A. (2021) Tesis: “Determinación de caudales máximos del río Pomabamba para identificar las zonas de inundación en el distrito de Pomabamba, Ancash - 2021.” Concluyó:

Los caudales máximos de diseño del río Pomabamba determinan en gran importancia las zonas de inundación, a medida que el tirante de agua correspondiente al río se eleva, también aumenta las áreas de inundación; sin embargo, cabe indicar que las inundaciones no están sujetas solo a la variable caudal, sino también a las características físicas del suelo que conforma el lecho y paredes del río. Con los caudales en los TR 20, 50 y

100 años se han obtenido caudales de 135.22, 156.48 y 174.98 m³/s respectivamente, que realizando el modelamiento hidráulico se ha podido estimar las áreas de inundación de 14,683.38m², 21,869.71m² y 25,197.35m² respectivamente.

Para la aplicación de metodología empírica de estimación de caudales pico, ha sido necesario recabar información de parámetros fisiográficos de la cuenca, en consecuencia, a ello, se han determinado datos muy importantes como lo son tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, pendiente media de cuenca, pendiente media del cauce; entre otros, que sin esos datos no sería posible los cálculos de caudales máximos.

Queda demostrado que el método de modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS, sirve de gran ayuda para la identificación de las zonas de inundación, con ello se ha podido elaborar el mapa de riesgo que presenta los indicadores de Muy alto, Alto y Medio; con el presente mapa, la oficina de catastro o planeamiento urbano de la ciudad de Pomabamba será capaz de diagnosticar la cantidad de viviendas en peligro, como también establecer mecanismos de prevención y advertencia ante posibles construcciones futuras.

Regionales

Garabito, A. (2020) Tesis: “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas - Bocapán Tumbes-2020”. Concluyó:

El caudal máximo de diseño para un período de retorno de 50 años en la cuenca seca caso quebrada Casitas Bocapán es de: 635.84 m³/s.

Se aplicó el método Creager para determinar el caudal máximo, donde se obtuvieron 1843.82 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años, es necesario mencionar que Creager es un método general con parámetros a utilizar a nivel nacional, el único dato que requiere es el área de cuenca que es de 934,62 Km² y no considera datos de precipitación ni las

características fisiografías de la cuenca; por lo tanto, los resultados difieren considerablemente respecto a los métodos estadísticos de frecuencia y la validación de los mismos; teniendo en cuenta además que son métodos empíricos, siendo prácticos para cuencas pequeñas.

Con el método empírico de Iszkowski a través de información de precipitación se logró elaborar una data histórica de 30 años, teniendo un caudal máximo de 661.08 m³/s en el año de 1998 y un caudal mínimo 29.10 m³/s en el año de 1996.

Mediante el método de Manning se validó la información obtenida por Gumbel y Log Pearson III obteniendo un caudal de 615.95m³/s y 635.84 m³/s respectivamente.

Atoche. M & alemán. W. (2019). Tesis: Estimación de caudales máximos en Cuencas secas y aplicación en diseños obras de defensas ribereñas: caso Quebrada Angostura, Tumbes, 2019. Concluyó:

Los caudales máximos obtenidos a partir de los modelos hidrológicos en la Cuenca Angostura Cabuyal resultan del promedio de los resultados entre los métodos Racional Modificado y el Método de Creager definido para cada periodo de retorno obteniendo caudales en un rango desde los 227.41 m³/s hasta alcanzar 1213.33 m³/s entre 2 y 500 años de periodo de retorno respectivamente.

Se consideró el caudal máximo de la Cuenca Angostura para un periodo de retorno de 50 años que es de 802. 17 m³/s y una pendiente de la parte Baja de La cuenca de 0.5 % como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una Defensa Ribereña, obteniendo: Un ancho Estable (B) de 106 m, una Superficie libre de (T) 114.02m, Un talud (Z) de 2, Un Área Húmeda de 220.57 m². Un perímetro Húmedo de 114.97 m, Un bordo libre (Bl) de 0.8 m, una velocidad de 3.639 m/s y una profundidad de socavación de 2.5 m que al sumarle el tirante hidráulico de 2 m nos genera el tirante de socavación de 4.5 m

García, A. & Infante, F. (2018) Tesis: Determinación del caudal máximo para diseño de defensas ribereñas del sector Tamarindo – Río Tumbes 2018

La determinación del caudal máximo permite un eficiente diseño técnico de las defensas ribereñas en el sector de riego tamarindo – margen izquierda del río tumbes. El caudal máximo determinado fue aproximadamente de 3592,66 m³/s con un periodo de retorno de 50 años.

Con el tirante hidráulico calculado se diseñó la defensa ribereña con una altura de 6 m, para un caudal máximo de 3000 m³/s permitiendo proteger el sector de riego El tamarindo de la margen izquierda del río.

Con el diseño de la defensa ribereña el área inundable se reduce a 14,20%

Chapoñan. R (2024) Tesis: Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024. Concluyó:

La Sub Cuenca Faical posee una superficie de 139,989 km² y un perímetro de 74,8964 km, una longitud total del cauce de 46,06 km, una longitud de cauce de principal de 27,51 km que nos indica que es un cauce largo, una longitud de cauces secundarios de 18,55 km; un ancho medio de 5,09 km; una longitud total de curvas de nivel de 822417,63 m, un orden de jerarquización de orden 2 que nos indica que el orden de jerarquización es bajo, un número de escurrimientos de 29 que nos indica que el número de escurrimientos es bajo, un desnivel altitudinal de 765,24 m.s.n.m que nos indica que la clase de elevación es alta, una pendiente media del cauce principal de 2,78 % que nos indica que la clase de pendiente de cauce principal es suave, una pendiente media de la Sub cuenca de 15,43 % que nos indica que es una pendiente moderada, una curva hipsométrica, un perfil longitudinal, una pendiente por tramos (parte baja, parte media, parte alta), un rectángulo equivalente con un lado mayor de 32,69 km y un lado menor de 4,28 km, una densidad de drenaje de 0,33 km/km² que nos indica que la densidad de drenaje es baja, un índice de Gravelius de 1,75 que nos indica que es oval oblonga a rectangular oblonga, un coeficiente de forma de 0,1849 que nos indica que es muy poco achatada.

El caudal máximo de diseño es de 340,62 m^3/s , para un periodo de retorno de 50 años en la Sub cuenca Faical.

Se consideró el caudal máximo de diseño 340,62 m^3/s ; para la Sub Cuenca Faical para un periodo de retorno de 50 años, y una pendiente de la parte baja de la Sub cuenca de 0,95 %, como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una defensa ribereña, obteniendo: Las características de la sesión típica para una obra de defensa ribereña para un dique lateral son: un ancho estable (B) de 72 m, una profundidad media (H) de 3,85 m; una profundidad de socavación de 3,00 m; un tirante hidráulico de 1,61 m; una profundidad de uña de 1,00 m para tramos rectos, un ancho de uña de 1,50 m; una altura de muro de 2,10 m; una superficie libre de (T) 78,44 m; un talud (Z) de 2, un área hidráulica (A) de 142,03 m^2 ; un perímetro húmedo de 92,20 m; un radio hidráulico (R) de 1,54 m; un borde libre (Bl) de 0,46 m; una velocidad de 2,86 m/s; y un numero de Froude (F) de 0,6786 que nos dice que es un flujo subcrítico.

2.2. Marco teórico

Delimitación de una cuenca

Campomanes, G. en el 2015.

Es la parte más importante de la caracterización de una cuenca. Esta delimitación se obtiene, al trazar una línea imaginaria sobre las divisorias de aguas en las llanuras de un cauce, la misma permite observar con claridades cual es el límite que separa a las cuencas vecinas, permitiendo así distribuir el escurrimiento a consecuencia de las precipitaciones producidas en la parte alta de dichas llanuras

Perímetro de la Cuenca (P)

Es la longitud total de los límites de la cuenca; El perímetro (P) es la longitud del límite externo de la cuenca y depende del área y la forma que tenga cuenca **(Campomanes, G. 2015).**

Pendiente media de una Cuenca (S)

Es el promedio ponderado entre todas las pendientes que corresponden a las áreas fundamentales en las que se pueda considerar constante a la pendiente máxima. Esta pendiente se calcula desde tiempos antiguos al dividir el desnivel de cotas con la longitud del cauce (**Campomanes, G. 2015**). Su fórmula matemática es:

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

Pendiente media del cauce principal (S)

Tenazoa, P. (2018) sostiene:

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales, escurre con una velocidad que depende directamente del declive de éstos, así a mayor declividad abra mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media de la quebrada, es un parámetro empleado para determinar la declividad del curso del agua entre dos puntos, que generalmente lo constituye la naciente y su desembocadura en otro río.

$$S = \frac{HM - Hm}{L}$$

Donde:

S = Pendiente media de la quebrada

L = Longitud del cauce principal en m

HM = Altitud maxima msnm

Hm = Altitud minima msnm

Índice de Compacidad o Coeficiente de Gravelius (kc)

Campomanes, G. (2015) afirma que este índice, es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo de la misma área.

Villón, M. (2002) manifiesta:

que este índice de compacidad, trata de expresar la influencia del perímetro y el área de la cuenca en la escorrentía, particularmente las características del hidrograma. También se le conoce como factor de forma de la cuenca, pues si $K_c=1$, la cuenca será de forma redonda, pero si K_c esta será una cuenca alargada. Haciendo un análisis matemático obtenemos lo siguiente:

$$K_c = \frac{\text{Perímetro de la cuenca (P)}}{\text{Perímetro de un Círculo de igual área al de la cuenca (P_0)}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi r} \dots\dots\dots (1)$$

Hallando radio:

$$A = \pi r^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \dots\dots\dots (3)$$

Sustituimos 3 en 1:

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Orden de la Cuenca

Villón, M. (2002) manifiesta,

Que antes de enfocarnos en el orden de las corrientes que pertenecen a la cuenca, debemos conocer la clasificación de cada una de ellas, que dependen exclusivamente del escurrimiento y condiciones climáticas de la conocida Cuenca Hidrográfica.

Estas corrientes pueden ser:

- ✓ **“Corriente Efímera:** Esta corriente solo conduce agua cuando hay precipitaciones, luego se seca
- ✓ **Corriente Intermittente:** Lleva agua la mayor parte del año, principalmente en épocas de precipitaciones fuertes, este aporte desciende cuando el nivel freático o la también conocida tabla de agua desciende por

debajo del lecho del cauce

✓ **Corriente Perenne:** Contiene agua todo el año, ya que aun en épocas de sequía en abastecida por el nivel freático que se encuentra por encima del lecho del Cauce.”

Por lo que llega a la conclusión, “de que el orden de la cuenca, es una clasificación que nos da como resultado el grado de ramificación dentro de la cuenta. Para hacer esto debemos contar con unos planos donde estén bien definidos cada corriente o afluente ya sean” Efímeras, Intermitentes o perennes.

Densidad de Drenaje

Villón, M. (2002):

nos expresa que esta característica nos da como resultado una información real y concisa de la longitud de los afluentes por unidad de área, es decir:

$$Dd = L/A$$

Donde:

Dd: Densidad de drenaje

L: longitud de las corrientes perennes o intermitentes en Km.

A: Área de la cuenca en Km²

Campomanes, G. (2015) afirma:

“Una densidad alta refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta.

Curva Hipsométrica

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud y la superficie de la cuenca que queda por debajo

de dicha altitud.

El investigador **Villón, M. (2002)**. Indica que para realizar esta curva se siguen los siguientes pasos:

- ✓ “Se marcan sub áreas de la cuenca siguiendo las curvas o también llamadas ondas de nivel, por ejemplo, de 100 en 100 m.
- ✓ Con el planímetro o balanza analítica, se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- ✓ Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- ✓ Se determina el área acumulada que queda sobre la altitud del contorno.

Perfil Longitudinal

Los perfiles longitudinales, son los planos en los que se reflejan las diferencias altimétricas de un itinerario o de dos puntos en concreto, reflejando en dichos planos las distintas pendientes y distancias parciales y da origen de la traza (trayecto). Dichos perfiles nos servirán como reflejo del comportamiento del terreno tanto en (proyectos de viviendas, terrazas y bancales) como en ingeniería (proyectos de trazados de vías públicas, canalizaciones etc)

Máximas Avenidas

(Villon, M. 2002) Indica que los “Caudales máximos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistema de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades plantaciones, alcantarillas, vertederos de demasía, luz de puentes, debe estimar el caudal de diseño, que, para esos casos, son los caudales máximos.”

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de la misma.

Métodos de determinación de Máximas Avenidas

➤ Método de Creager

García, M. (2011)

“Este método, originalmente desarrollado por Creager, fue adaptado para el territorio peruano por Wolfgang Trau y Raúl Gutiérrez Yrigoyen.” Así mismo indica que “La aplicación de este método permite la estimación de los caudales máximos diarios en cuencas sin información, para diferentes periodos de retorno, tomando el área de la cuenca como el parámetro de mayor incidencia en la ocurrencia de caudales máximos.”, respondiendo a la siguiente ecuación.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

Donde:

Q_{max}: caudal máximo para un periodo de retorno *Tr* , en m³/s

A: área de la cuenca aportante, en km²

T: período de retorno, en años

C1, C2: coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas, ***m***

n: exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas



Fig. 1: Regiones hidráulicas Método de Creager

Para cada una de las zonas que se identifican, se establecerá el conjunto de coeficientes y exponentes indicados en la tabla 1:

Tabla 1: Coeficientes y exponentes a usar en CREAGER

Región	C_1	C_2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: García, M. 2011.

➤ **Método de Iszkowski**

$$Q = m * C * P (A * 10^3)$$

Donde:

Q: descarga máxima (m³/s)

A: área de la cuenca (Km²)

P: precipitación total anual promedio (mm)

m: factor por el tamaño de la cuenca

C: coeficiente de la morfología de la cuenca

➤ **Fórmula racional modificada**

García, M. (2011)

Normalmente la fórmula racional tiene “aplicación para cuencas pequeñas, de hasta 10 ó 20 km² según señalan algunos autores. Ello hace de este método un procedimiento ideal para la determinación del caudal máximo en el diseño de sistemas de drenaje pluvial o en el proyecto de las obras de drenaje de carreteras. Cuando se aplica la fórmula racional a cuencas mayor tamaño, usualmente se obtiene valores del caudal bastante” elevados.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{CIA}{3,6} * K$$

Donde:

Q. máx: caudal de diseño, correspondiente al período de retorno seleccionado, en m³/s

A: Superficie de la cuenca (en Km²)

K: Coeficiente de uniformidad.

I: Intensidad de lluvia, en mm/h, correspondiente a la duración y período de retorno considerados.

C: Coeficiente de escorrentía.

Período de Retorno

Villon, M. (2002),

“Refiere al periodo de retorno como el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud Q puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio, si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en casos, es decir:”

$$P = \frac{1}{T} \text{ o } T = \frac{1}{P}$$

Donde:

P= Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T= Periodo de retorno

Tabla 2: Tiempos de retorno para diferentes estructuras hidráulicas

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente, alcantarillas sobre carretera menos importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos.	1 – 2
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50
Puente sobre carretera importante	50 – 100

Fuente: Villon, M. 2002

Métodos Estadísticos o Probabilísticos

(basados en la existencia de información hidrométrica o de aforos)

Tenazoa, P. (2018)

Estos métodos permiten a través de un registro histórico de máximas avenidas, estimar la avenida de diseño mediante su probable distribución en diversos periodos de retorno.

Cuanto mayor sea el tamaño del registro o extensión de la información, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño.

Existen varios métodos estadísticos para realizar el estudio de caudales máximos y poder determinar el caudal de diseño, entre ellos y los usados tenemos:

➤ Distribución Gumbel

Las distribuciones de valores extremos del fenómeno de las máximas avenidas, pueden expresarse en la forma:

Tabla 3: Valores de y_n , σ_n en función de n (número de datos)

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	26	0.532	1.0961	44	0.5458	1.1499
9	0.4902	0.9288	27	0.5332	1.1004	45	0.5463	1.1519
10	0.4952	0.9497	28	0.5343	1.1047	46	0.5468	1.1538
11	0.4996	0.9676	29	0.5353	1.1086	47	0.5473	1.1557
12	0.5053	0.9833	30	0.5362	1.1124	48	0.5477	1.1574
13	0.507	0.9972	31	0.5371	1.1159	49	0.5481	1.159
14	0.51	1.0095	32	0.538	1.1193	50	0.5485	1.1607
15	0.5128	1.0206	33	0.5388	1.1226	100	0.56	1.2065
16	0.5157	1.0316	34	0.5396	1.1255	150	0.5646	1.2253
17	0.5181	1.0411	35	0.5403	1.1285	200	0.5672	1.236
18	0.5202	1.0493	36	0.541	1.1313	250	0.5688	1.2429
19	0.522	1.0566	37	0.5418	1.1339	300	0.5699	1.2479
20	0.5236	1.0628	38	0.5424	1.1363	400	0.5714	1.2545
21	0.5252	1.0696	39	0.543	1.1388	500	0.5724	1.2588
22	0.5268	1.0754	40	0.5436	1.1413	750	0.5738	1.2651
23	0.5283	1.0811	41	0.5442	1.1436	1000	0.5745	1.2685
24	0.5296	1.0864	42	0.5448	1.1458			
25	0.5309	1.0915	43	0.5453	1.148			

Tabla 4: Valores de W, en función del periodo de retorno

➤ Distribución Log Pearson Tipo III

Monsalve, G. (1995)

Existen métodos que simplifican todo el procedimiento de cálculo de los parámetros de Log Pearson, por la complejidad de desarrollar estas ecuaciones; una manera rápida es utilizando una forma simplificada, y utilizando tablas especialmente elaboradas, la cual relaciona el coeficiente de asimetría con la probabilidad y periodo de retorno, estableciéndose la siguiente ecuación:

$$\text{Log}Q_{tr} = \overline{\text{Log}Q} + K_{tr} * \sigma \text{Log}Q$$

Donde:

a) Logaritmo de la media

$$\overline{\text{LogQ}} = \frac{\sum \text{LogQ}_i}{n}$$

b) Factor de Skew

$$K_{tr} = \frac{n \sum (\log Q_1 - \log \bar{Q})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log Q)^3}$$

c) Logaritmo de la desviación estándar

$$\sigma \text{LogQ} = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \log \bar{Q})^2}{n-1}}$$

Tabla 5: Valores de Skew

T_r	$P = \left(\frac{1}{T_r}\right) * 100$	K_{T_r}
2	50	0,0136
5	20	0,8372
10	10	1,2724
25	4	1,7230
50	2	2,0108
100	1	2,2668
200	0,5	2,5008
1000	0,1	2,9780

Métodos Históricos

Tenazoa, P. (2018) Este método está basado en que el cálculo de la avenida, está referida a los máximos niveles alcanzados por el agua y que quedan señalizados en algún punto del cauce del río o fuera de él.

Para ello será necesario recopilar los datos acerca de las avenidas ocurridas, pero presenta dificultades respecto la carencia de datos, así como la calidad de la información que se pueda percibir.

Métodos directos o hidráulicos

Para el ingeniero Tenazoa, P. (2018)

Para determinar el caudal máximo, es necesario conocer ciertos parámetros, los mimos que se obtendrán directamente en el campo, es decir en el lugar de emplazamiento de la estructura proyectada o llamado también punto de interés, para lo cual será necesario disponer de: Levantamiento topográfico a curvas de nivel y se presenta en los planos en planta. Perfil longitudinal del cauce del río en una longitud mínima de 500 m agua arriba y 500 m aguas abajo del punto de interés. Plano de sección transversal del rio, donde se debe indicar el nivel de aguas máximas extraordinarias. Luego se determinan los siguientes parámetros:

- ✓ Área hidráulica máxima (A)
- ✓ Rugosidad del cauce n el punto de interés (n)
- ✓ Pendiente (s) del cauce en la sección de interés.
- ✓ Radio hidráulico máximo (R)

Luego, estos valores se remplazarán en la ecuación de Manning, obteniéndose así el caudal máximo en m³/seg.

Métodos Hidrológicos

Tenazoa, P. (2018) Tienen como objetivo:

La representación matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida. Se estiman precipitaciones pluviométricas de duración y período de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma.

Reproducen en forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen desventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las pérdidas por infiltración, que

pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- ✓ Método de Hidrograma Unitario, triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos, etc.
- ✓ Método de Isócronas(racional)
- ✓ Método de Isoyetas

Con la definición de la información hidrométrica de los cursos de agua que drenan en una cuenca, considerando las características fisiográficas, geomorfológicas y de la cobertura vegetal, se podrá aplicar metodologías o relaciones matemáticas existentes, que más se ajustan a la realidad geográfica de la zona.

Defensa Ribereña

Teran, R. (1998) Conceptualiza:

Son estructuras que protegen de las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua. La protección contra inundaciones incluye tanto los medios estructurales como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

✓ Medidas de prevención

Teran, (1998) indica

son el conjunto de medidas tendientes a solucionar o prevenir problemas generados por la energía erosiva del agua. Entre las medidas de prevención y control se tiene.

✓ Medidas agronómicas

Teran, (1998) indica que:

Estas son las mejores defensas contra la inundación y la erosión del río, y viene a ser el conjunto de variedades de árboles y arbustos de buena

densidad, que existe en ambas márgenes del lecho de río, manteniendo espesores de 30 - 40 m, que es la garantía de su protección.

- Defensas vivas-forestadas
- Defensas vivas-naturales

✓ **Medidas estructurales.**

El ingeniero Teran, R. (1998) nos da a conocer que:

Son todas aquellas medidas que consisten en estructuras diseñadas en base a los principios de la ingeniería, para controlar la erosión producto de la escorrentía superficial.

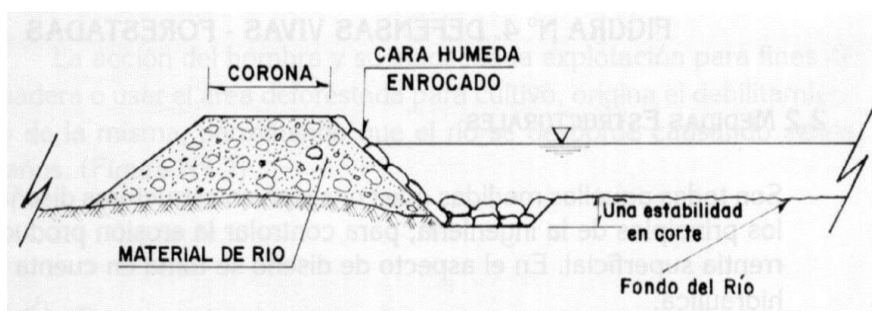
En la hidrología, es necesario tener en cuenta los 'registros hidrológicos, es decir las descargas de los ríos y la frecuencia con las que estas se producen; por lo general se recomienda 50 años de registro anteriores al año de ejecución, para determinar el periodo de retorno y la descarga máxima de diseño

Diques enrocados

Teran, R. (1998),

Son estructuras conformadas en base a material de río dispuesto en forma trapezoidal y revestido con roca pesada en su cara húmeda; pueden ser continuos o tramos priorizados donde se presenten flujos de agua que actúan con gran poder erosivo.

Fig. 2: Defensa ribereña permanente tipo dique enrocado.



Enrocados con roca al volteo

Teran, R. (1998)

“Son los revestidos con roca pesada al volteo o colocado en forma directa por los volquetes, puede ser en forma parcial, solo la cara húmeda o en forma total, uña y cara húmeda”.

Con roca colocada

Teran, R. (1998)

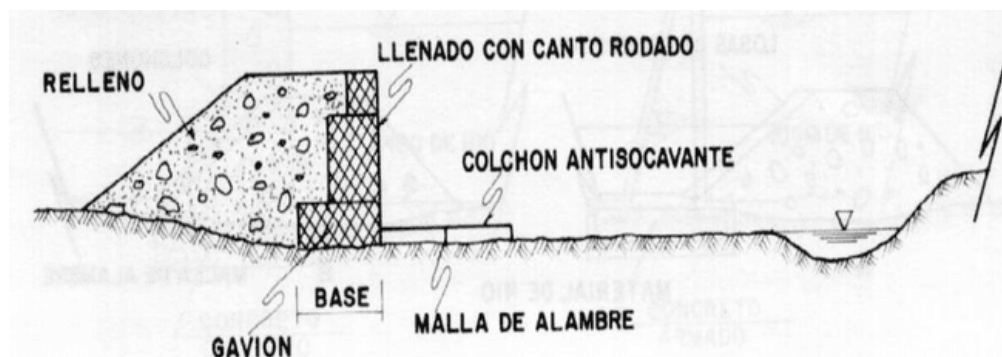
“Cuando la roca es colocada con empleo de cargador frontal, excavadora o pala mecánica, en la uña y cara húmeda de terraplén. El volumen de roca empleado es menor y el talud que se logra es estable y guarda las especificaciones de diseño”

Gaviones

Teran, R. (1998) afirma:

Son estructuras flexibles construidas por una red de mallas hexagonal tejidas a doble torsión. Se compone de alambre galvanizado con un recubrimiento plastificado, que debe garantizar una vida útil adecuada del alambre.

Fig. 3: Defensa ribereña permanente tipo gaviones

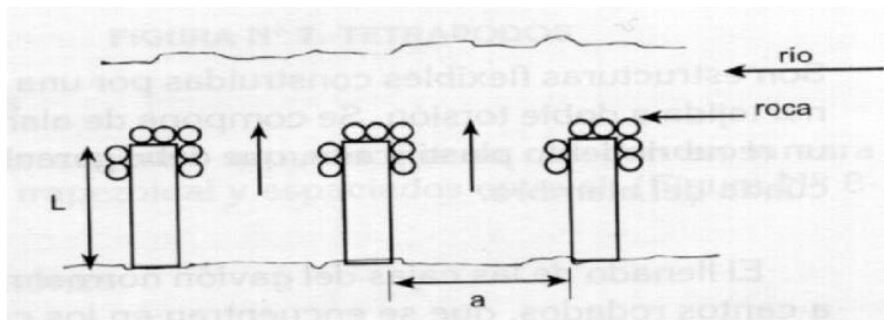


Espigones

Teran, R. (1998) Dentro de las obras de carácter temporal,

son las que demuestran mayor eficiencia de trabajo de control. En si vienen a ser acumulaciones de material de río dispuestos en forma trapezoidal, revestidas con roca pesada. Construidos con empleo de maquinaria, los espigones van dispuestos en forma perpendicular o paralelos al flujo del rio, con longitudes variables de 50 a 100 m y espaciamientos entre sí de 50 a 200 m, en este caso se denominan deflectores disipadores.

Fig. 4: Defensa Ribereña Temporales tipo Espigones.



Erosión

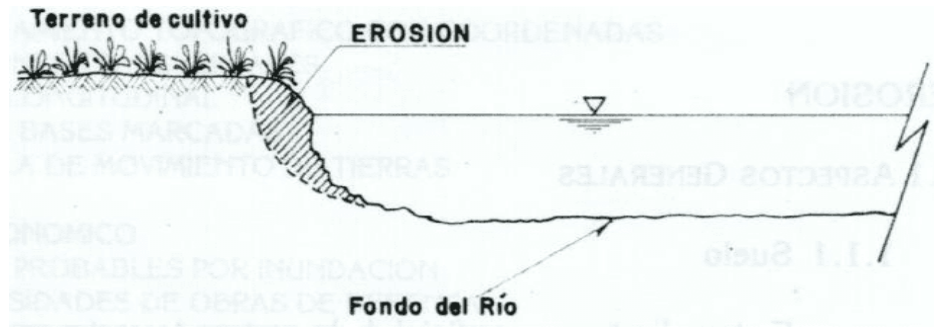
Teran, R. (1998) describe que:

Proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos, que implica fractura miento, fisura miento. alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales, sin considerar el transporte. Los agentes erosivos son: agua, viento y el hombre mismo.

La erosión es una fase del proceso de degradación, el cual tiene 3 fases: erosión, transporte y sedimentación.

La erosión fluvial es un trabajo continuo que realizan las aguas corrientes sobre la superficie terrestre. La erosión fluvial considerando el drenaje socava el valle en forma de V (perfil transversal), causando la profundización del cauce, el ensanchamiento y el alargamiento; según el estado de desarrollo hará más o menos intenso el proceso.

Fig. 5: Mecanismo de la erosión por agua



Inundaciones

Según INDECI, (2008) “Las inundaciones se producen cuando las lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de campo del suelo, el volumen máximo de transporte del río es superado y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos circundantes”.

Las inundaciones generan daños para la vida de las personas, sus bienes e infraestructura, pero además causan daños sobre el medio ambiente y el suelo de las terrazas de los ríos. Las inundaciones son causas de la erosión y sedimentación de las fuentes de agua.

Humedad relativa

La humedad relativa (HR) es la relación entre la presión parcial del vapor de agua y la presión de vapor de equilibrio del agua a una temperatura dada. La humedad relativa depende de la temperatura y la presión del sistema de interés. La misma cantidad de vapor de agua produce una mayor humedad relativa en el aire frío que en el aire caliente. (https://es.wikipedia.org/wiki/Humedad_relativa).

Temperatura

La temperatura es una magnitud referida a la noción de calor medible mediante un termómetro. En física, se define como una magnitud escalar relacionada con la energía interna de un sistema termodinámico, definida por el principio cero de la termodinámica. Más específicamente, está relacionada directamente con la parte de la energía interna conocida como

energía cinética, que es la energía asociada a los movimientos de las partículas del sistema, sea en un sentido traslacional, rotacional, o en forma de vibraciones. A medida que sea mayor la energía cinética de un sistema, se observa que este se encuentra más «caliente»; es decir, que su temperatura es mayor. (<https://es.wikipedia.org/wiki/Temperatura>).

Precipitación

La precipitación es la fase del ciclo hidrológico que consiste en la caída de agua desde la atmósfera hacia la superficie terrestre.

La precipitación se produce como consecuencia de la condensación, es decir, por la acumulación de vapor de agua en la atmósfera que propicia la formación de nubes.

Cuando las nubes acumulan mucho vapor de agua, el peso de las gotas hace que el agua caiga hacia la superficie.

Este fenómeno también se conoce como precipitación atmosférica o precipitación pluvial. (<https://www.significados.com/precipitacion/>).

Riesgo

INDECI, (2008) “es la estimación o evaluación matemática de pérdidas de vidas, daños a bienes materiales, a la propiedad economía, para un período específico y áreas conocidos, de un evento específico de emergencia. Se calcula en función del peligro y la vulnerabilidad”

Vulnerabilidad

INDECI, (2008) sostiene:

Como el grado de resistencia y exposición física social de un elemento o conjunto de elementos (vidas humanas, patrimonio, servicios vitales, infraestructura, áreas agrícolas y otros), como resultado de la ocurrencia de un peligro de origen natural o inducido por el hombre. Se expresa en términos de probabilidad en porcentaje de 0 a 100. Es el grado de facilidad con que estos elementos sufren daños por exposición al peligro.

CAPITULO III

3. MATERIALES Y METODOS

3.1. Ubicación

3.1.1. Mapa de ubicación

Esta investigación se realizó en la Cuenca Fernández (WGS 84 – 17 M, 515464,96 E 9533586.37 N), perteneciente al distrito de Máncora de la provincia de Talara de la Región de Piura

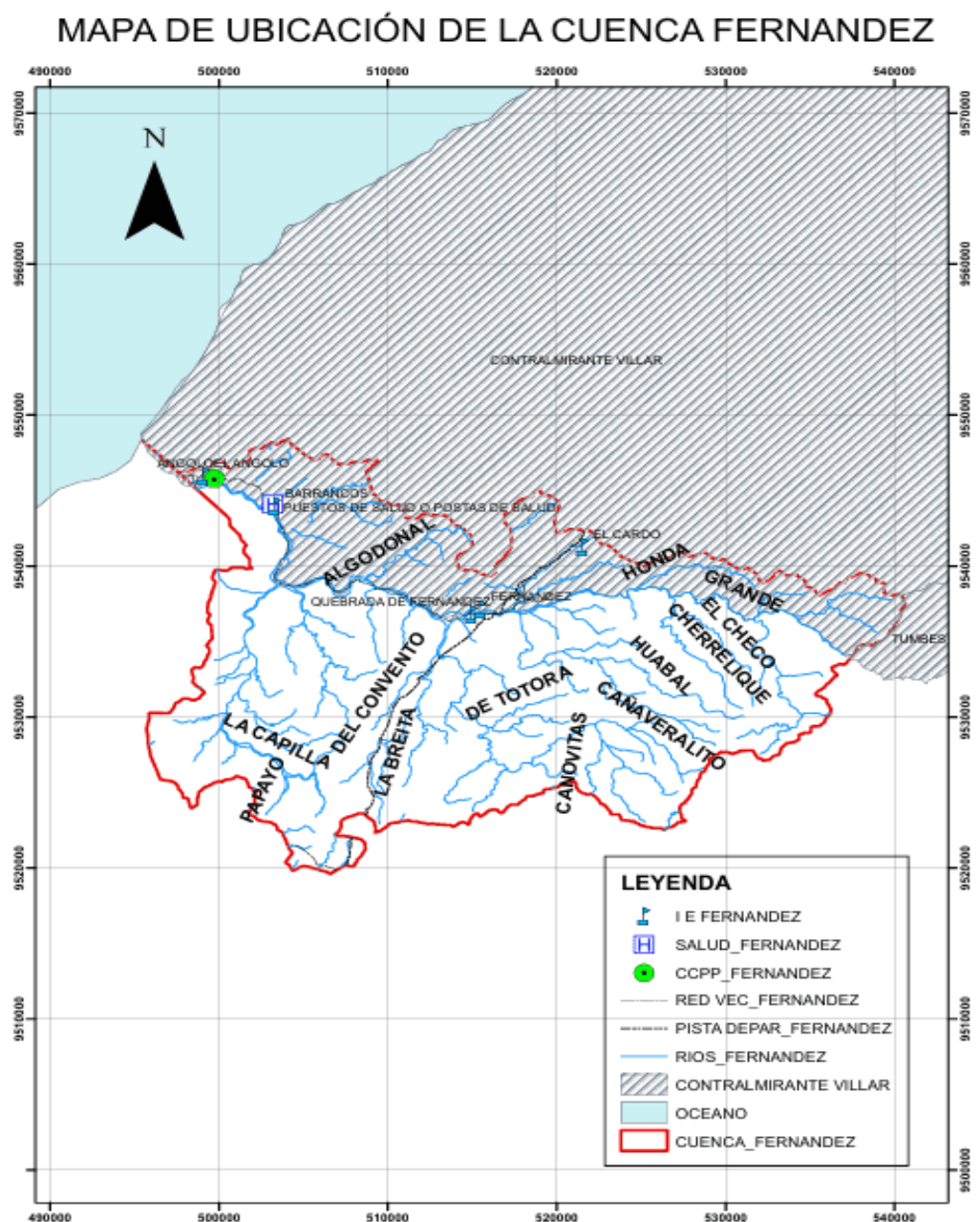


Fig. 6: Mapa de ubicación Cuenca Fernández

3.1.2. Ubicación geopolítica

Tabla 6: Ubicación Geopolítica de la Cuenca Fernández

UBICACIÓN DE LA CUENCA FERNANDEZ	
Distrito	Máncora / Canoas de Punta Sal
Provincia	Talara / Contralmirante Villar
Departamento	Piura / Tumbes
Altitud	183 msnm

3.1.3. Ubicación Geodésica

Tabla 7: Ubicación Geodésica de la Cuenca Fernández

Coordenadas UTM (m)		DATUM	Zona UTM	Altitud msnm
N	E	WGS 84	17 M	183 msnm
9533586.38	515464.96			

3.2. Materiales y Métodos

➤ Materiales

- ✓ Data de precipitación (mediante esta información se procederá a calcular caudales máximos.)
- ✓ Cartas nacionales (para la parte Hidrológica)
- ✓ Imágenes satelitales (para georreferenciar)

➤ Equipos

- ✓ Laptop (para procesar la información recolectada en el campo, realizar el informe, y uso de software, ArcGIS, Word, entre otros)
- ✓ Cámara fotográfica. (para capturar evidencias del trabajo realizado)

➤ Software o programas

- ✓ Microsoft Word (para redactar el informe de tesis)
- ✓ Microsoft Excel (para realizar tablas y cálculos que se requiere)

- ✓ Power Point (para realizar las diapositivas de la tesis)
- ✓ ArcGis 10.5 (para hallar los parámetros geomorfológicos de la cuenca)
- ✓ Google Earth (Para ubicar satelitalmente la cuenca a estudiar)
- ✓ Hydrognomon (Para calcular las precipitaciones máximas diarias)

3.3. Métodos, Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.3.1 Métodos de recolección de datos

En la presente investigación se usó el Método Científico Inferencial Inductivo, ya que nos permitió conocer a partir de hechos particulares y concretos basados en la observación (elementos morfológicos de la cuenca, variables climatológicas) y formular razonamiento o procedimientos más generales (caudales de una cuenca) (Carrasco, 2019).

3.3.2. Técnicas

Las técnicas que se empleó fueron los sistemas de información geográfica, hidrológica, ArcGIS 10.5, modelos hidrológicos como modelo de Creager, Racional Modificado e Iszkowsk.

3.3.3. Instrumentos de recolección de datos

a. Cartas nacionales: Se utilizó en la parte hidrológica, para la determinación de parámetros de la Cuenca, se descargaron de la siguiente página: <https://www.geogpsperu.com/2013/09/cuadro-de-empalmede-lacartografia.html> una vez descargado el cuadrante 9A y 9B zona 17M donde se encuentra ubicada la Cuenca Fernández, se procesó la información en el software “ArcGIS 10.5” en donde se obtuvieron los parámetros de cuenca, principalmente se necesitó el área de la cuenca, dato indispensable para continuar con los métodos de estimación de caudal como Creager, Racional Modificado e Iszkowski

b. Data de precipitación: El ámbito de la Cuenca Fernández, presentada que tenemos es el registro que brinda la estación meteorológica de Cañaveral, el cual ha sido descargado de la página de SENAMHI

(<https://www.senamhi.gob.pe/?p=estaciones>) e información que brinda el Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes – PEBPT, La precipitación se encuentra registrada por hora, la cual se procesó en el software Excel para obtener una data de precipitación anual con esta información se pudo trabajar los métodos como lo es Racional Modificado e Iszkowski y por medio de este obtener una data de caudales máximos.

c. Data de caudales: Se obtuvo mediante los métodos de Creager, Racional Modificado e Iszkowski a base de la data de precipitación, esta información fue útil para determinar el caudal máximo de diseño para defensas ribereñas en la Cuenca Fernández.

CAPITULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. Resultados

Parámetros Geomorfológicos

Para obtener los parámetros geomorfológicos de la Cuenca se utilizaron cartas nacionales y el software ArcGIS 10.5, conforme a la siguiente metodología:

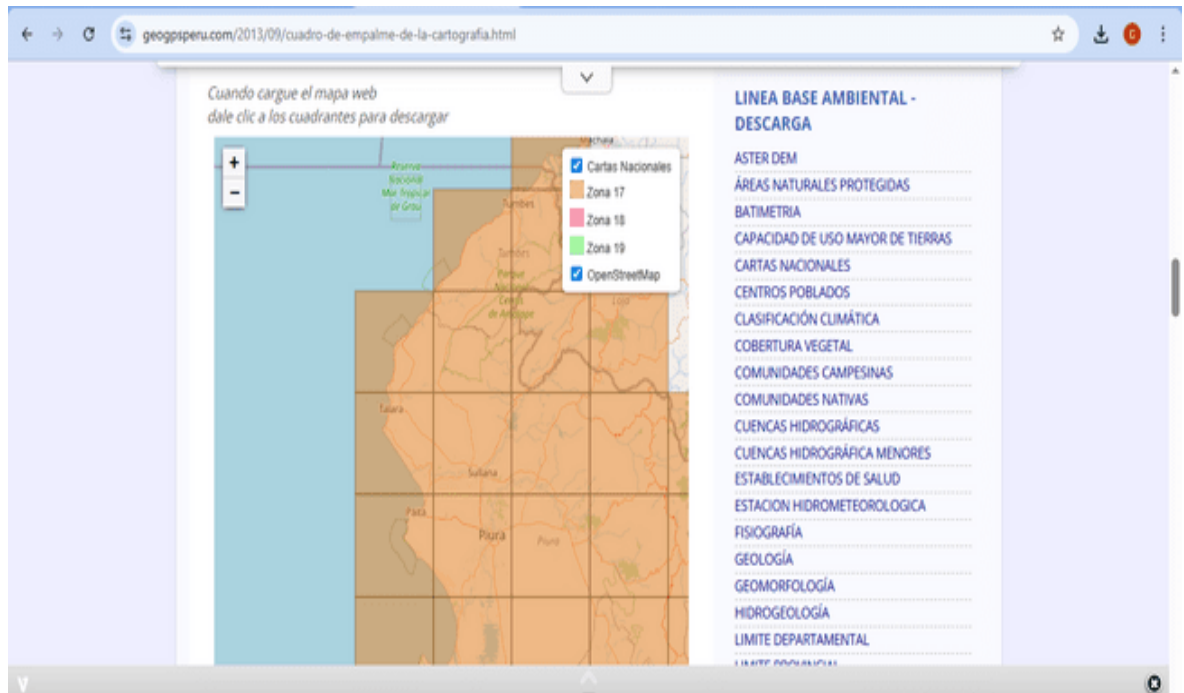
OBTENCIÓN DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES DEM

El primer paso para obtener el DEM es obtener las cartas nacionales que contienen las Curvas de nivel de la zona en estudio del portal del GEO GPS PERÚ “Zona 17 M”. Luego descargamos la carta 09a y 09b, donde está ubicada la Cuenca Fernández.

Fig. 7: Portal Geo GPS Perú



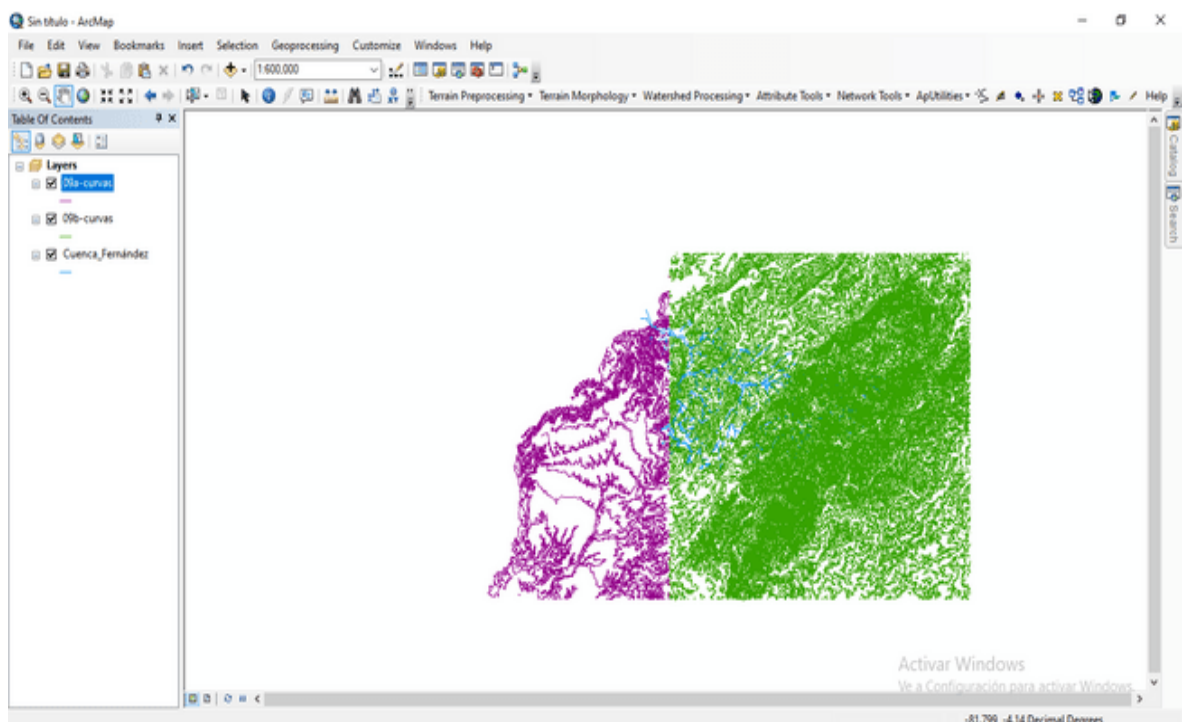
Fig. 8: Ventanas para descargar las cartas nacionales, en este caso será la ventana 9a y 9b



Pasos para la delimitación de la cuenca Fernández

1. Insertar las curvas de nivel 9a y 9b al programa ArcGIS 10.8 para comenzar hacer la delimitación.

Fig. 9: Programa ArcGIS 10.8 donde se insertó las curvas de nivel



2. Como se tienen las curvas de nivel 9a y 9b se trabaja con la topografía de las curvas de nivel, luego se hizo la unión de ambas curvas de nivel obteniendo un solo shapefile.

Fig. 10: Curvas 9a y 9b

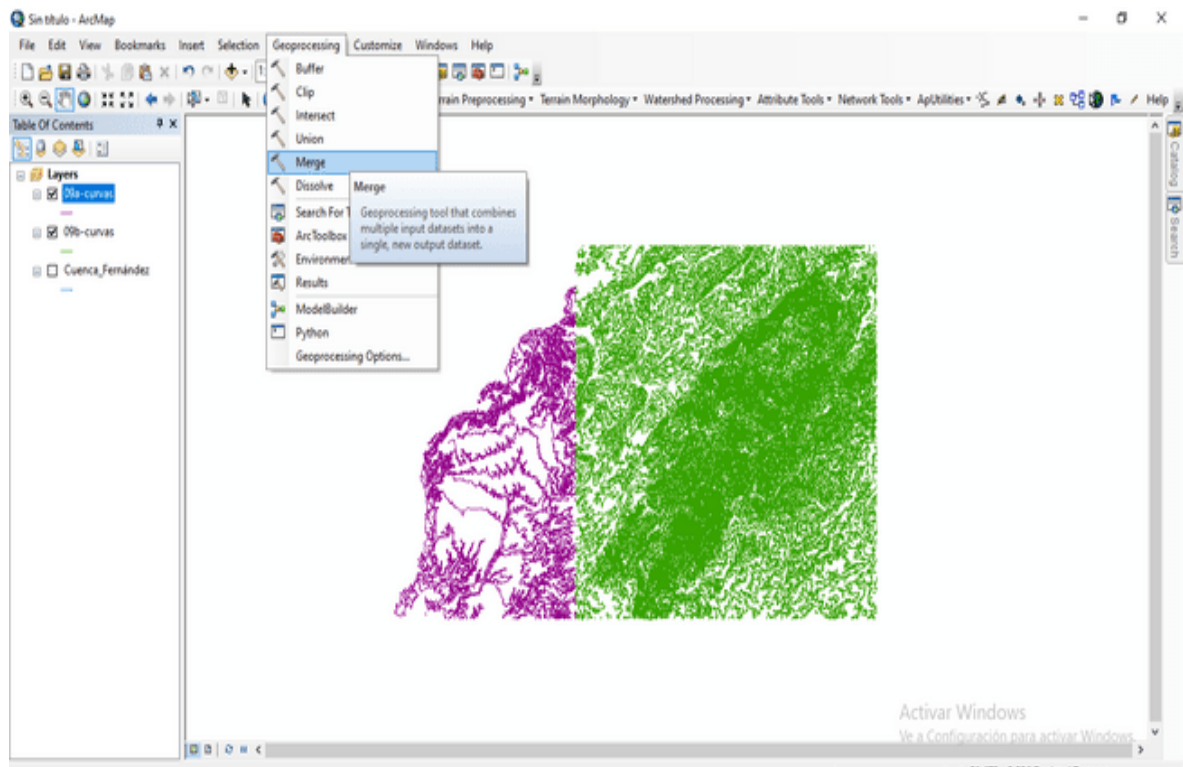
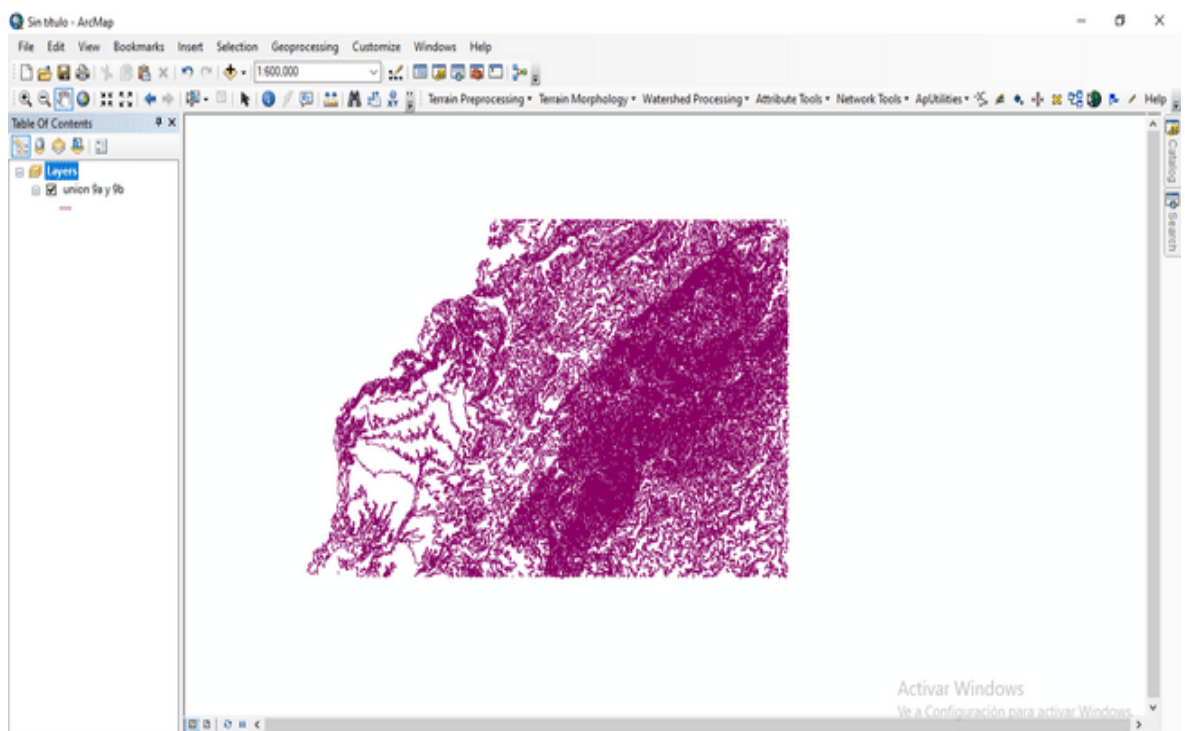


Fig. 11: Unión de curvas 9a y 9b



3. Una vez realizada la unión de las curvas de nivel 9a y 9b, se procede a la creación del TIN para transformarlo en un DEM (Modelo de elevación digital)

Fig. 12: Creacion del TIN

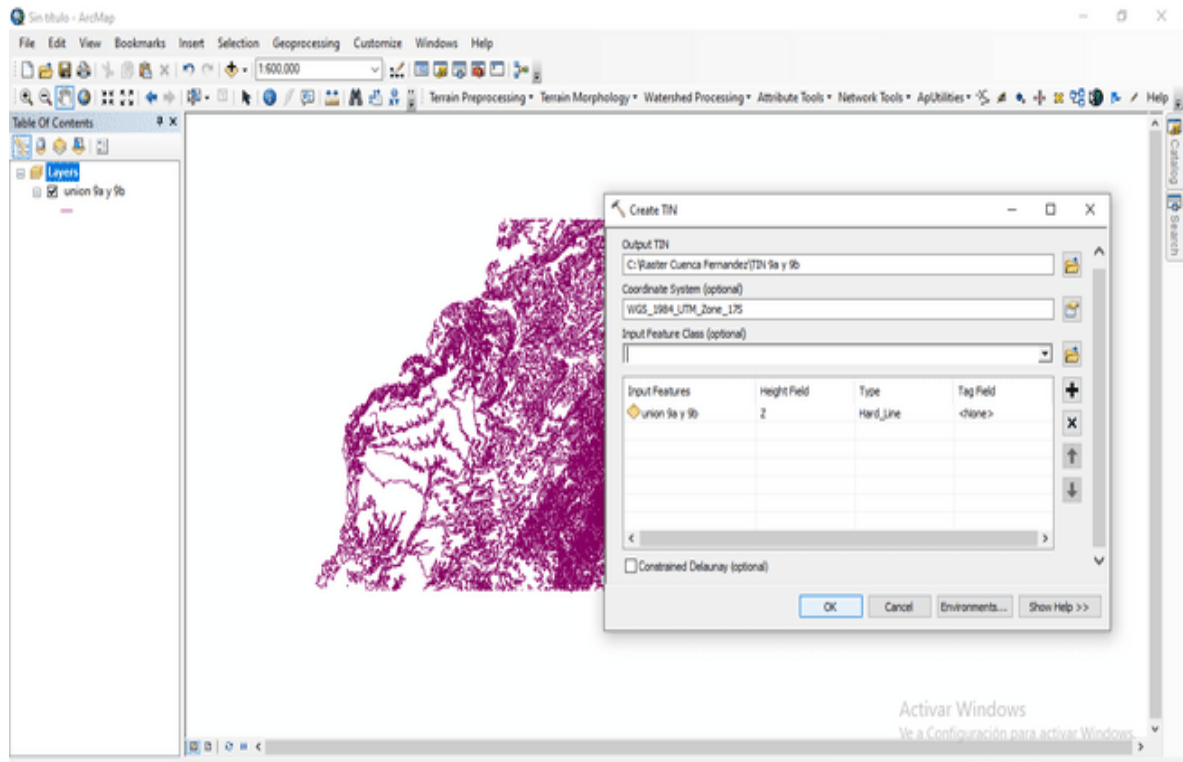
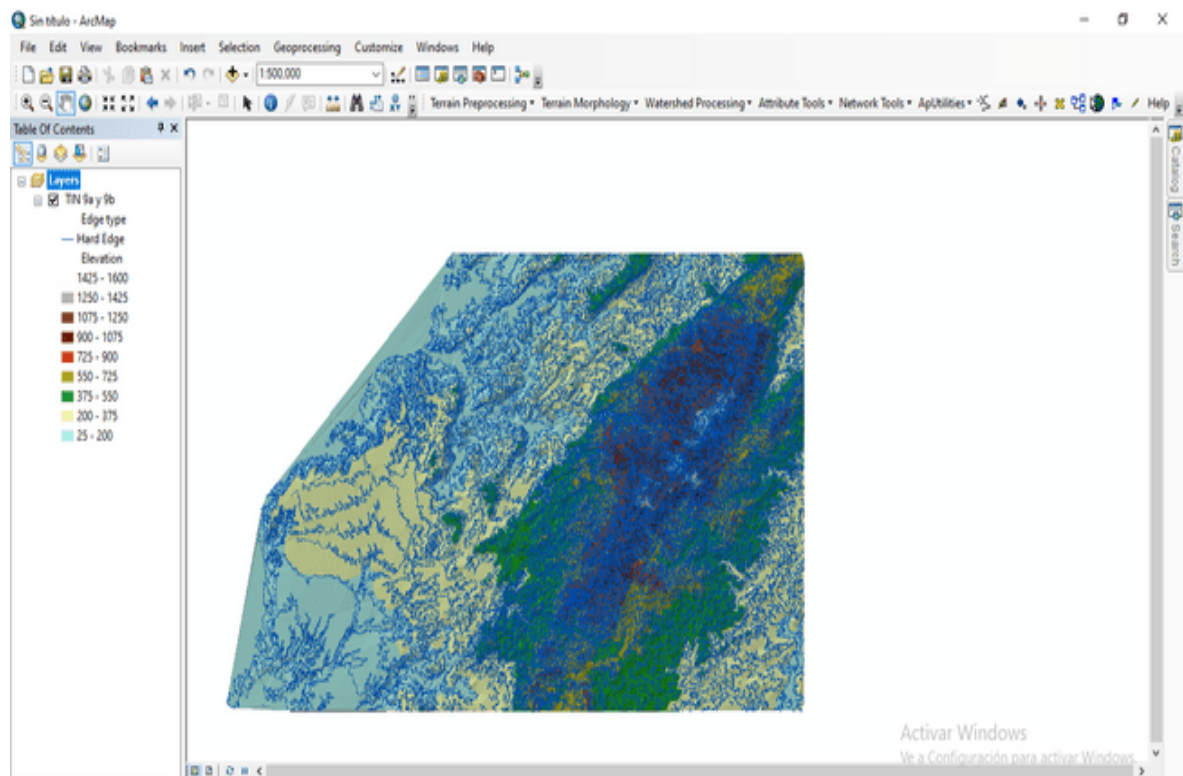


Fig. 13: Resultado del TIN



4. Obtenido el TIN lo convertimos a un formato DEM.

Fig. 14: Conversión del TIN a DEM

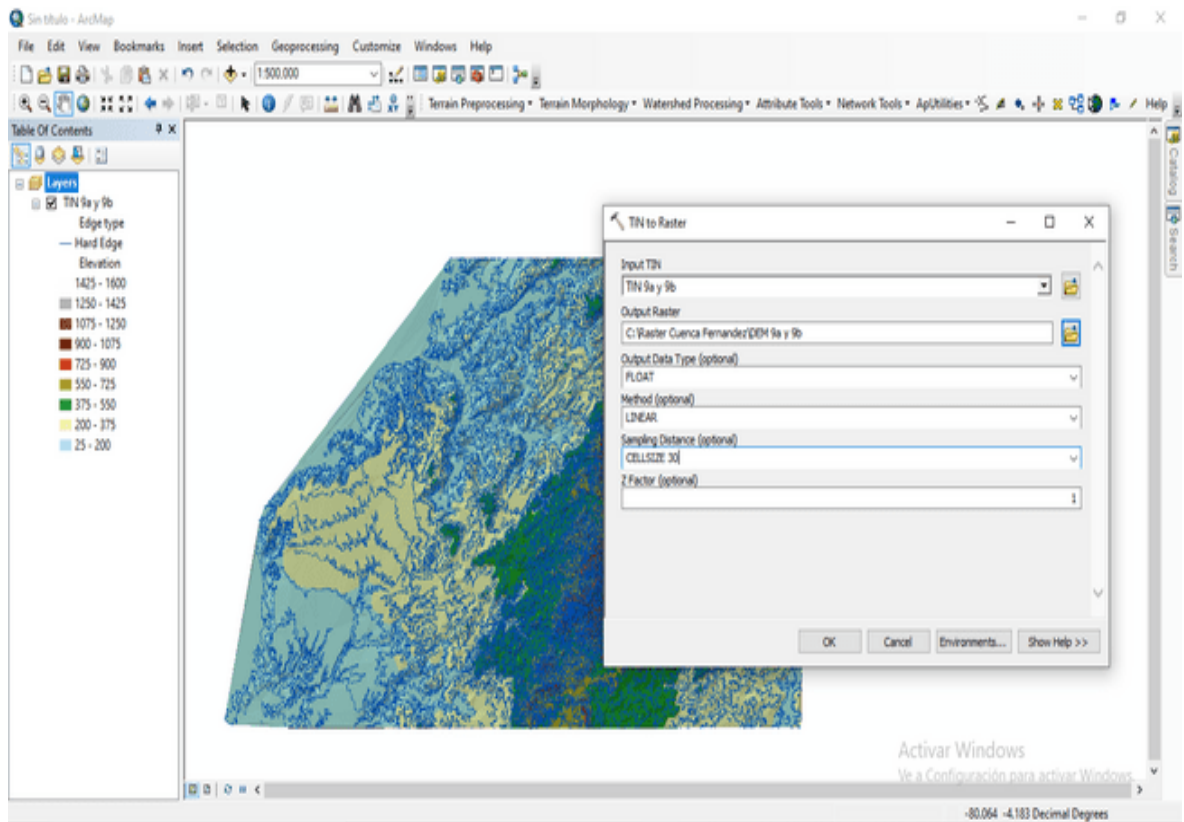
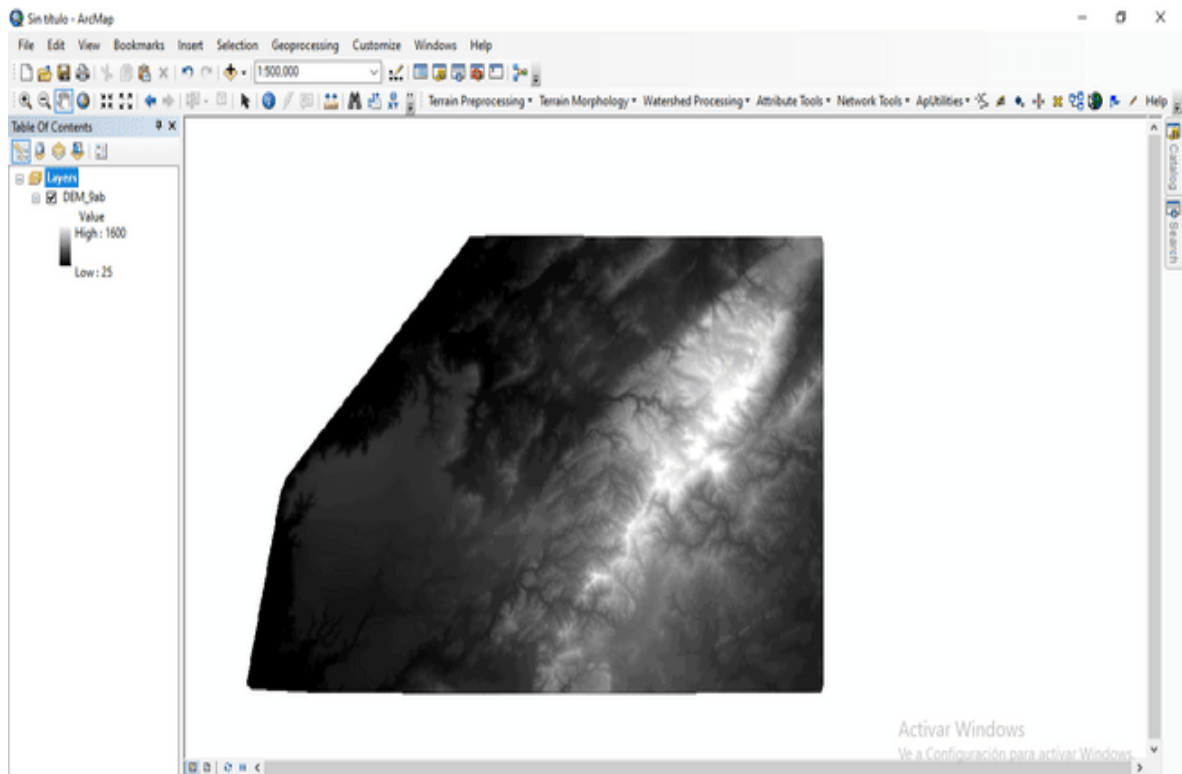
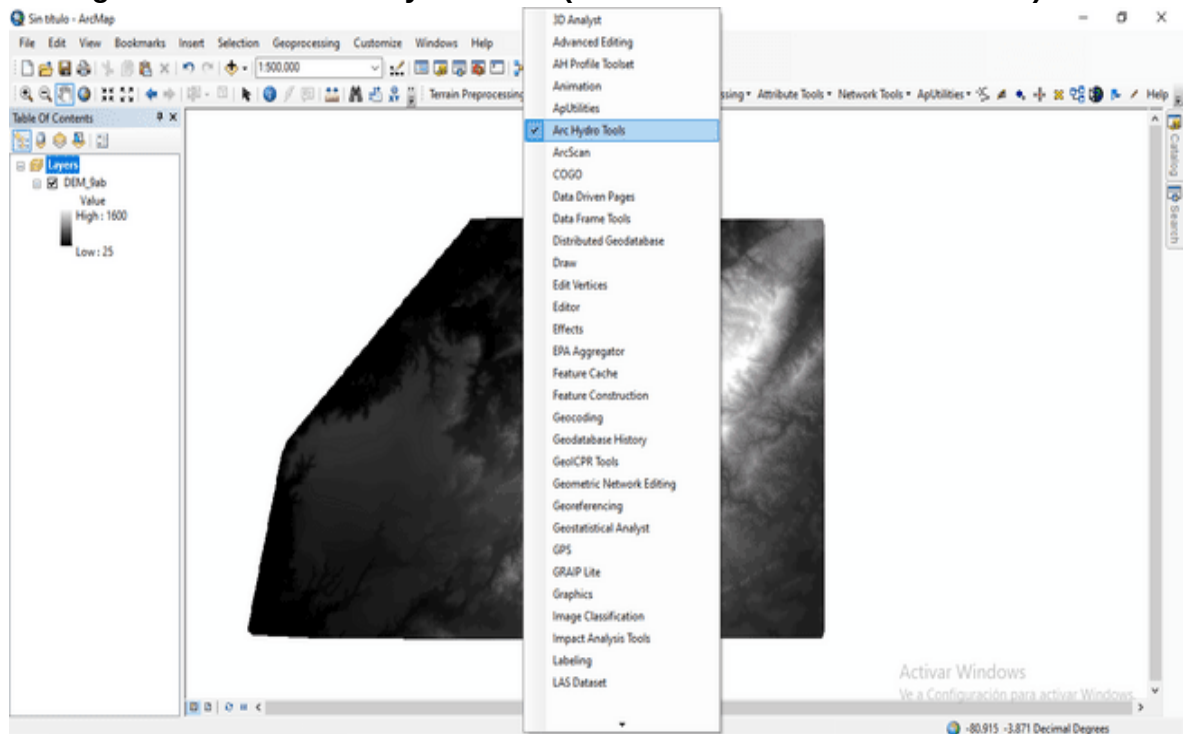


Fig. 15: Resultado de la conversión del formato DEM



5. Luego se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco), la cual va permitir hacer una delimitación más técnica.

Fig. 16: Se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco)



6. Se usó la herramienta Fill (llenar), la cual nos va a permitir llenar todos los espacios vacíos o huecos que contenga el DEM.

Fig. 17: Herramienta Fill (llenar), para llenar los espacios vacíos del DEM

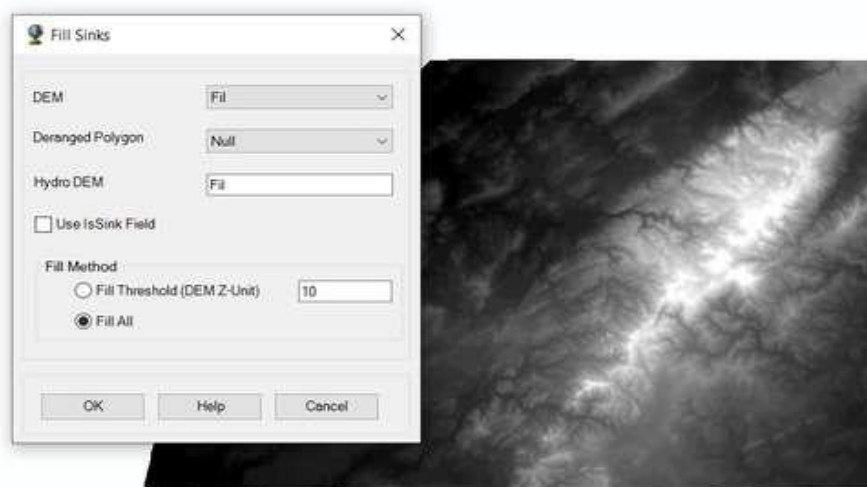
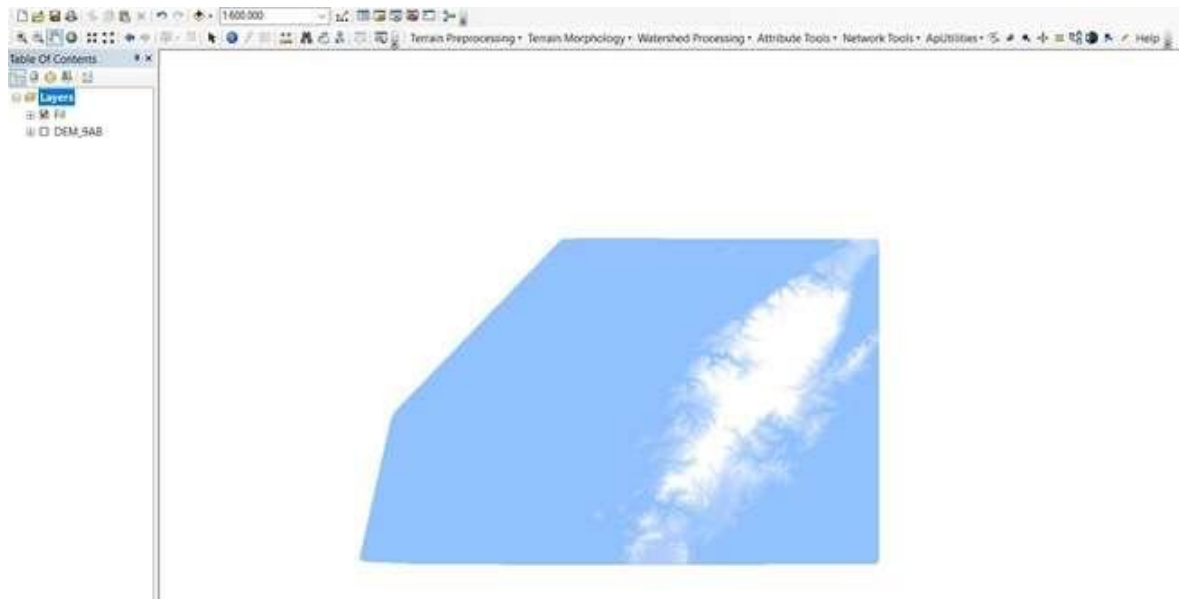


Fig. 18: Resultado de la herramienta Fill

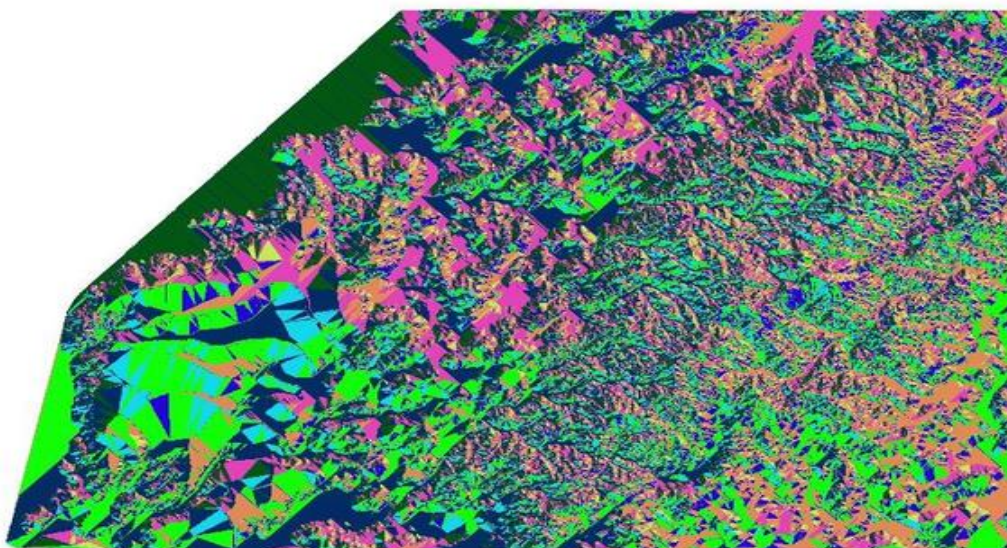


7. Usamos la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo), esta herramienta va a permitir identificar la dirección del flujo de agua que va tener en base a la pendiente.

Fig. 19: Herramienta Flow Direction (Dirección del flujo) para identificar la dirección del flujo de agua a base de la pendiente.



Fig. 20: Resultado de la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo)



8. Usamos la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo), esta herramienta va identificar los principales cauces de agua.

Fig. 21: Herramienta Flow Accumulation (Acumulación de flujo) para identificar los principales cauces de agua.

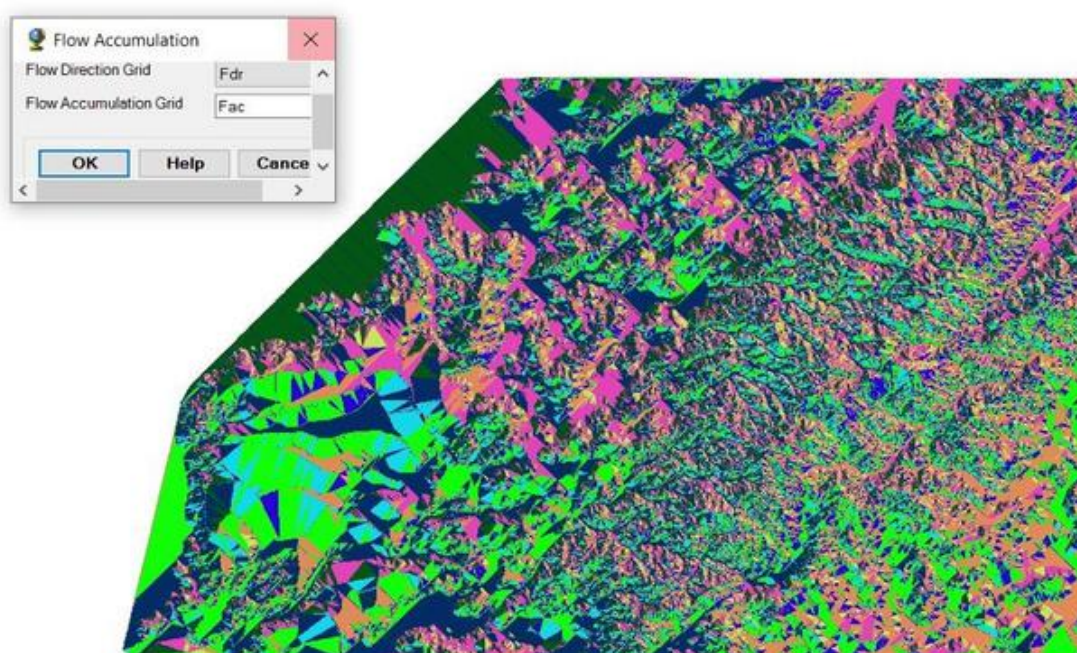
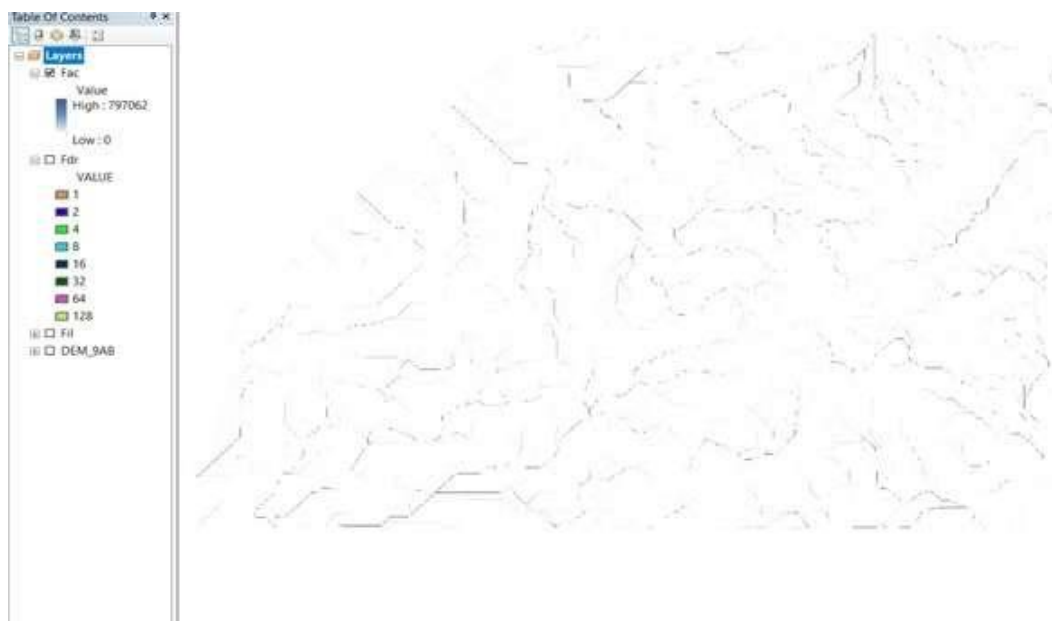


Fig. 22: Resultado de la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo)



9. Definición cuales se consideran ríos con la herramienta Stream Definition (Definición de flujo)

Fig. 23: uso de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)

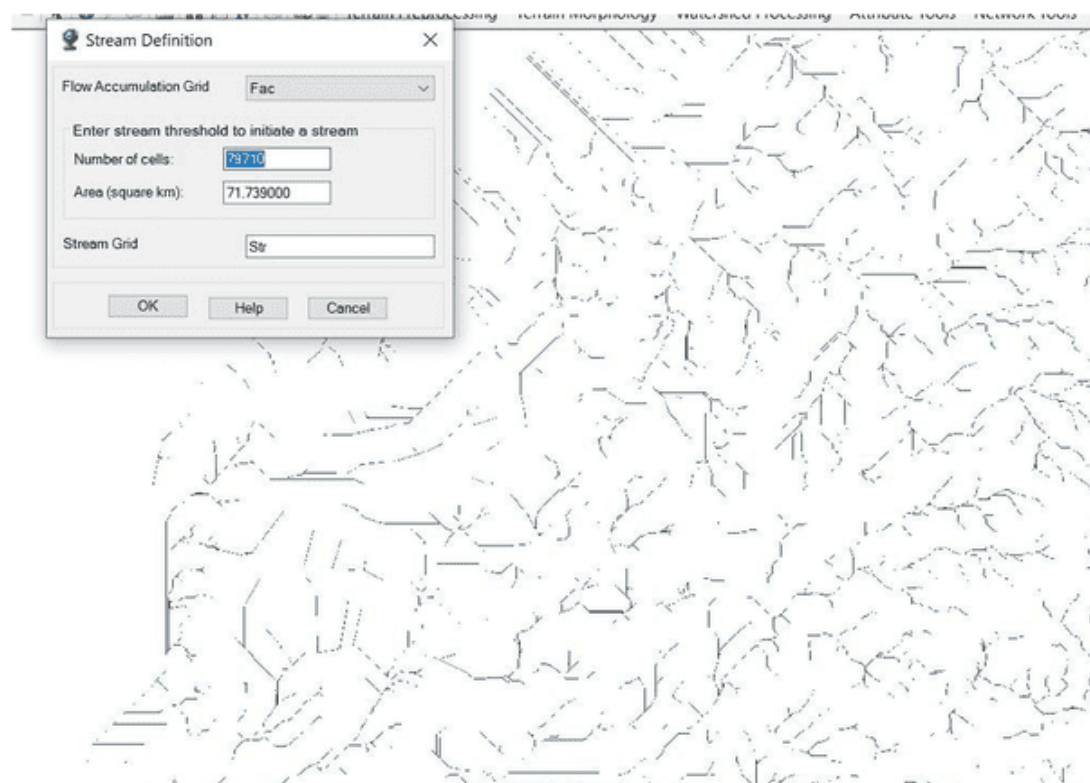
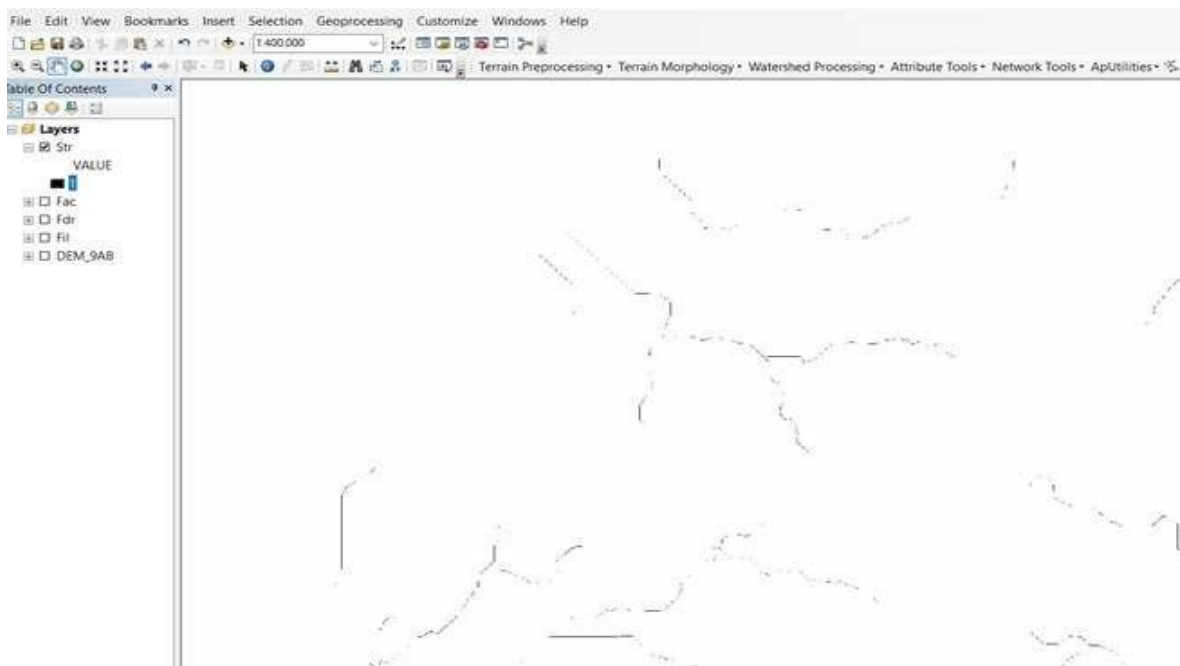
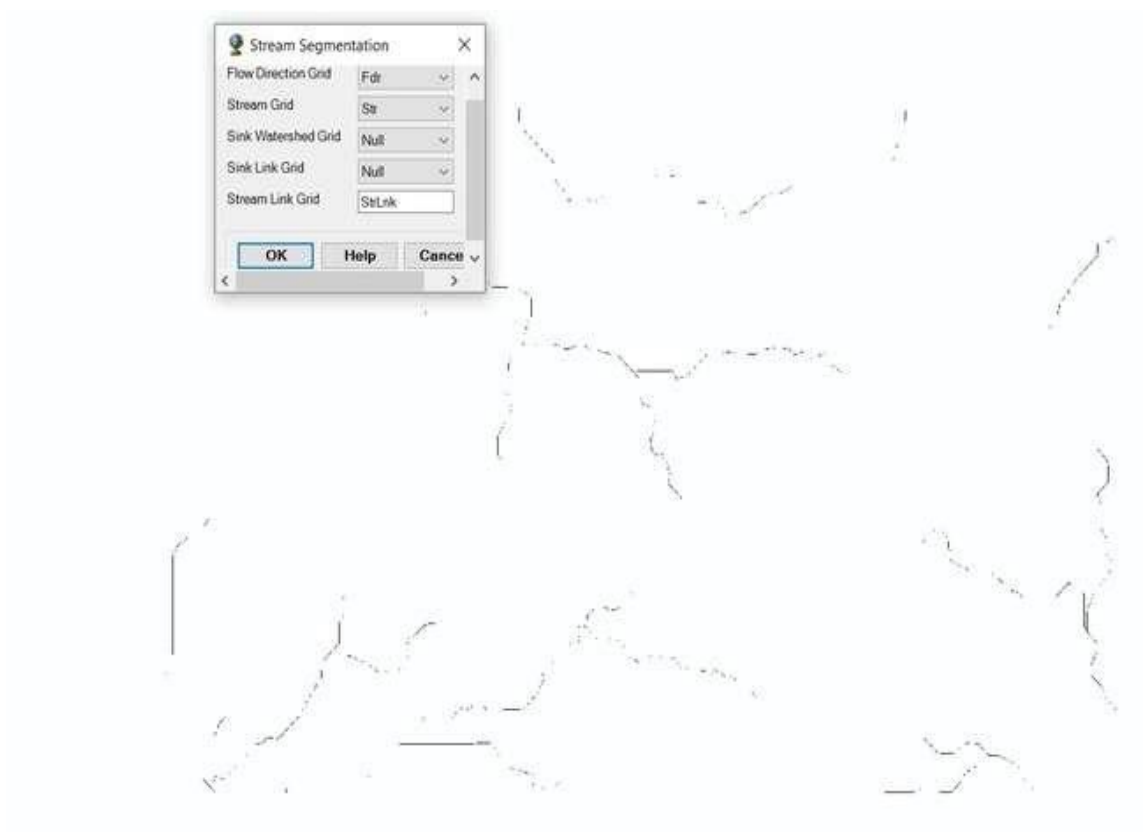


Fig. 24: Resultado de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)



10. Usamos la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo). Esta herramienta va partir las intersecciones de las cuencas, sub cuencas o quebradas y nos va decir cuántos ríos hay.

Fig. 25: Usó de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo)



11. Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo), nos da como resultado que hay 18 ríos, entonces tienen que ver 18 Sub Cuencas.

Fig. 26: Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo)

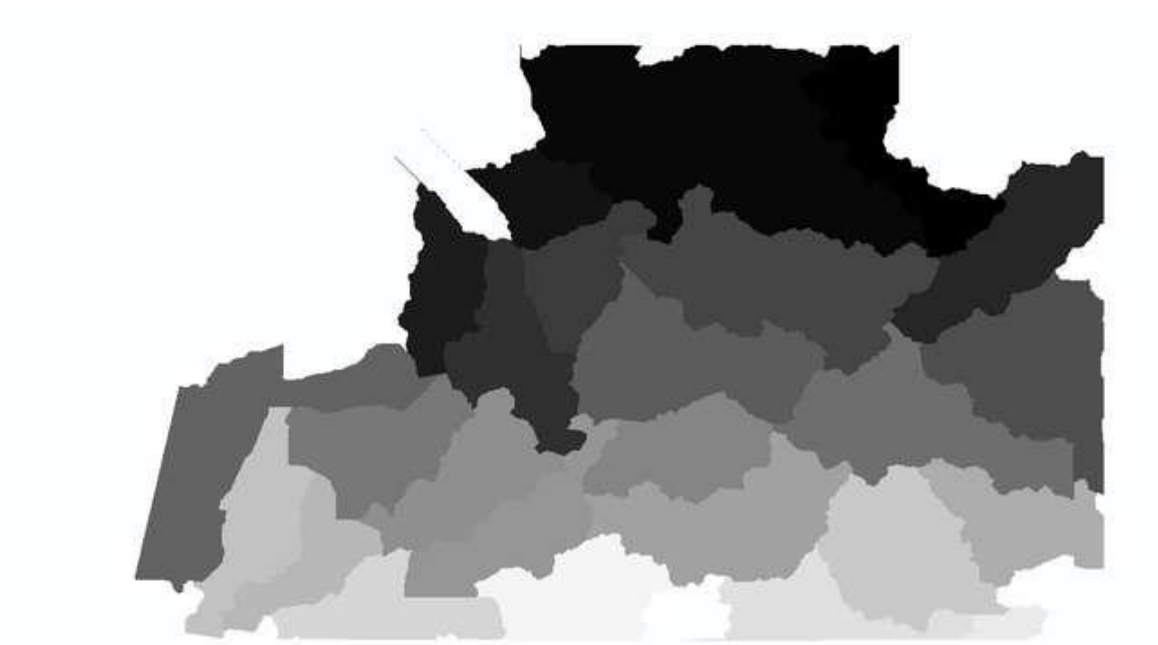


12. Se usó la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación), esta herramienta nos generara las quebradas que hay en los ríos.

Fig. 27: Usó de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación)



Fig. 28: Resultado de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación)



13. Verificando las quebradas delimitadas dio como resultado que 5 quebradas conforman la cuenca Fernández, luego se realizó la delimitación punto de desfogue en la cuenca Fernández

Fig. 29: Delimitación de la cuenca Fernández

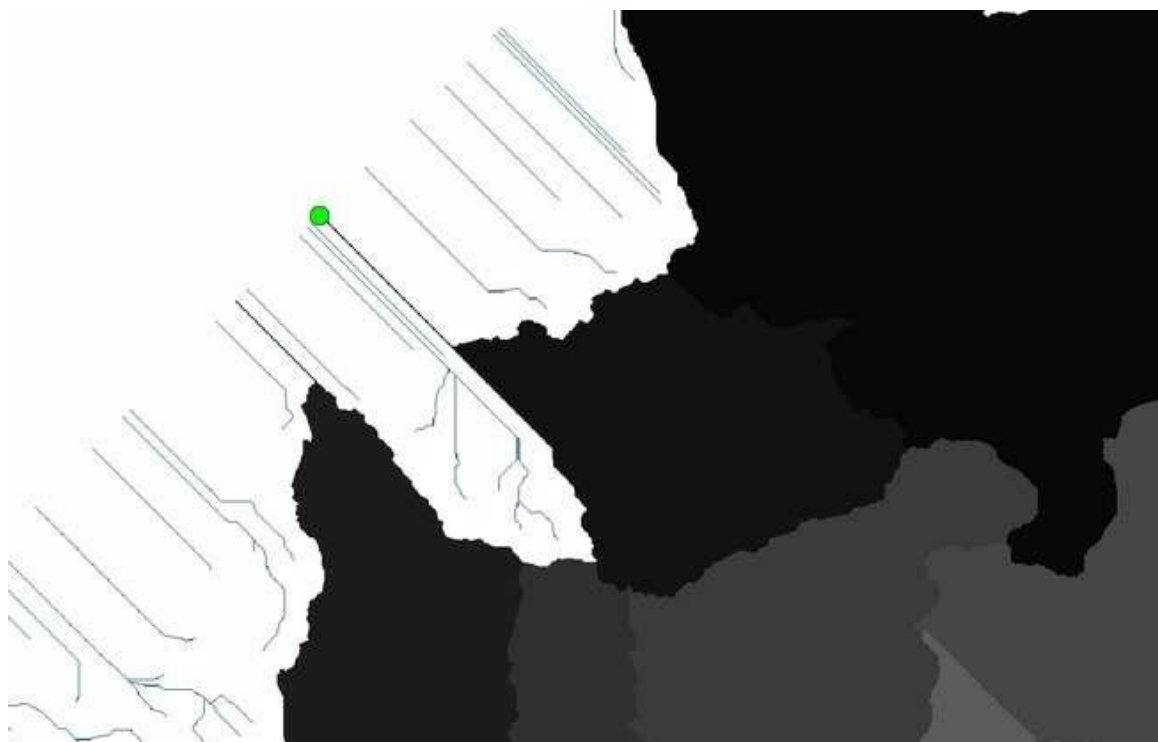


Fig. 30: Resultado de la delimitación de la cuenca Fernández



Fig. 31: Resultado de que la cuenca Fernández está conformada por 5 sub cuencas

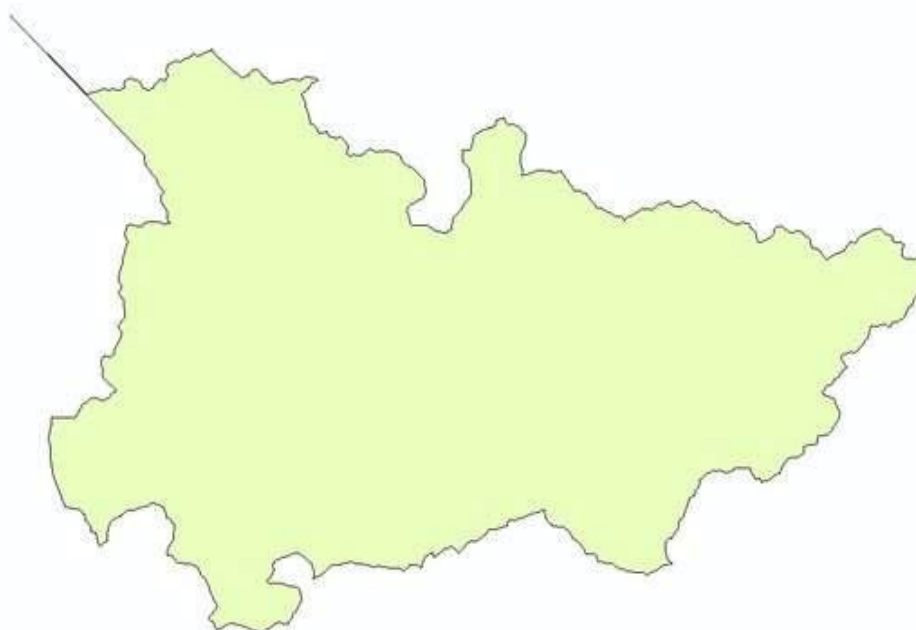


14. Una vez reconocida mi zona de estudio, se hizo la conversión de raster a polígono

Fig. 32: Conversión de raster a polígono de la cuenca Fernández



Fig. 33: Resultado del polígono de la cuenca Fernández



15. Insertamos los ríos de las cartas nacionales 9a y 9b

Fig. 34: Se realizó la unión de los ríos de las cartas nacionales 9a y 9b

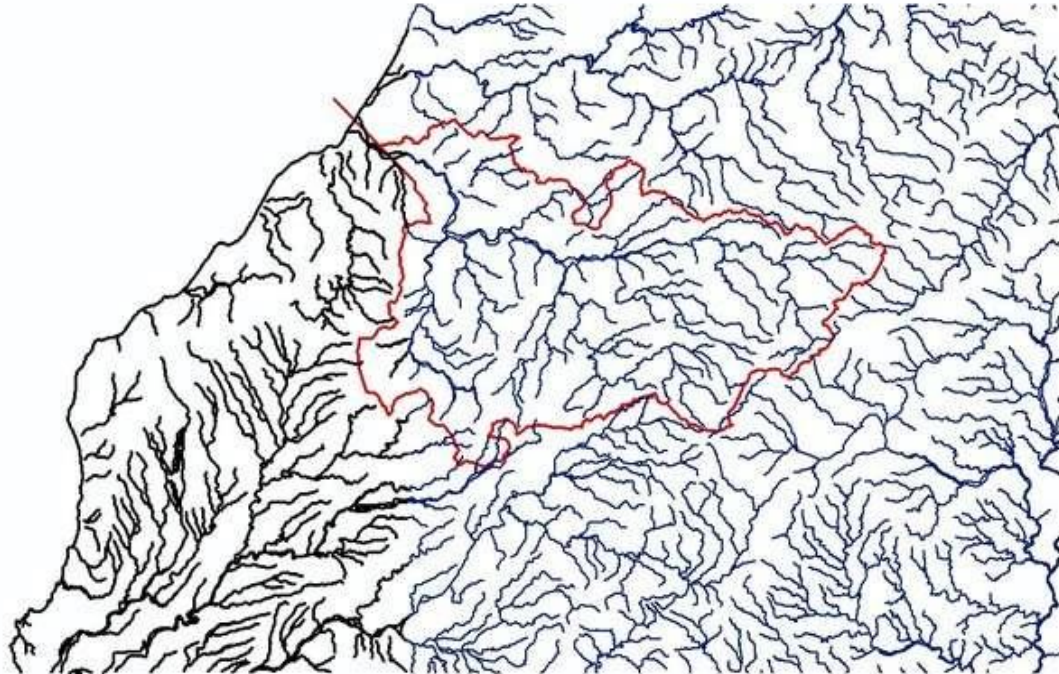


Fig. 35: Resultado de la unión de los ríos de las cartas nacionales 9a y 9b

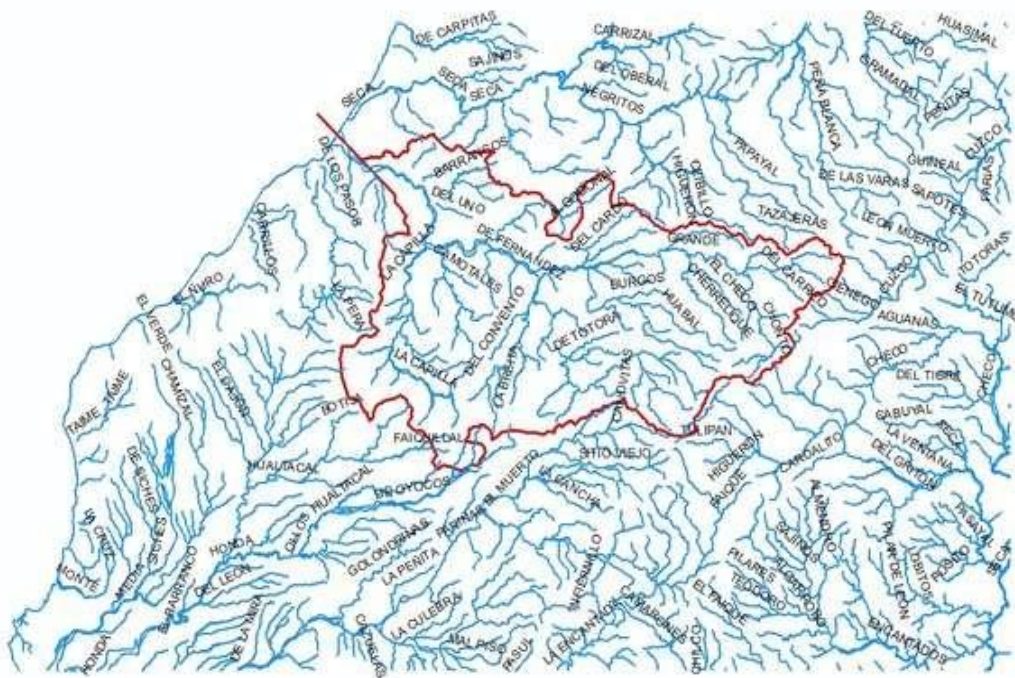


Fig. 36: Recorte de los ríos en la cuenca Fernández

17. Recorte de las curvas de nivel dentro de la cuenca Fernández

Fig. 38: Recorte de las curvas de nivel

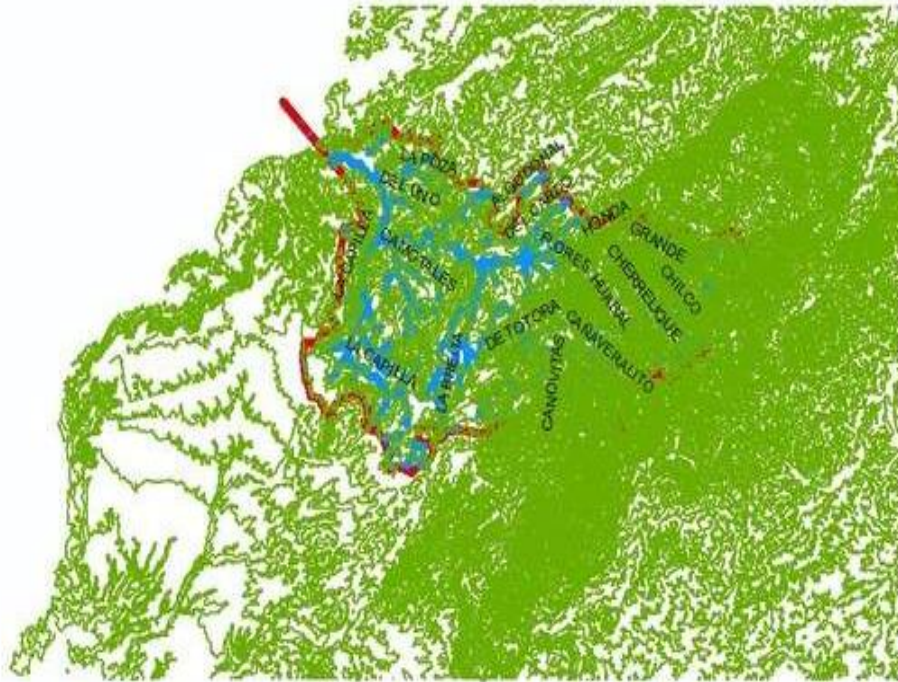
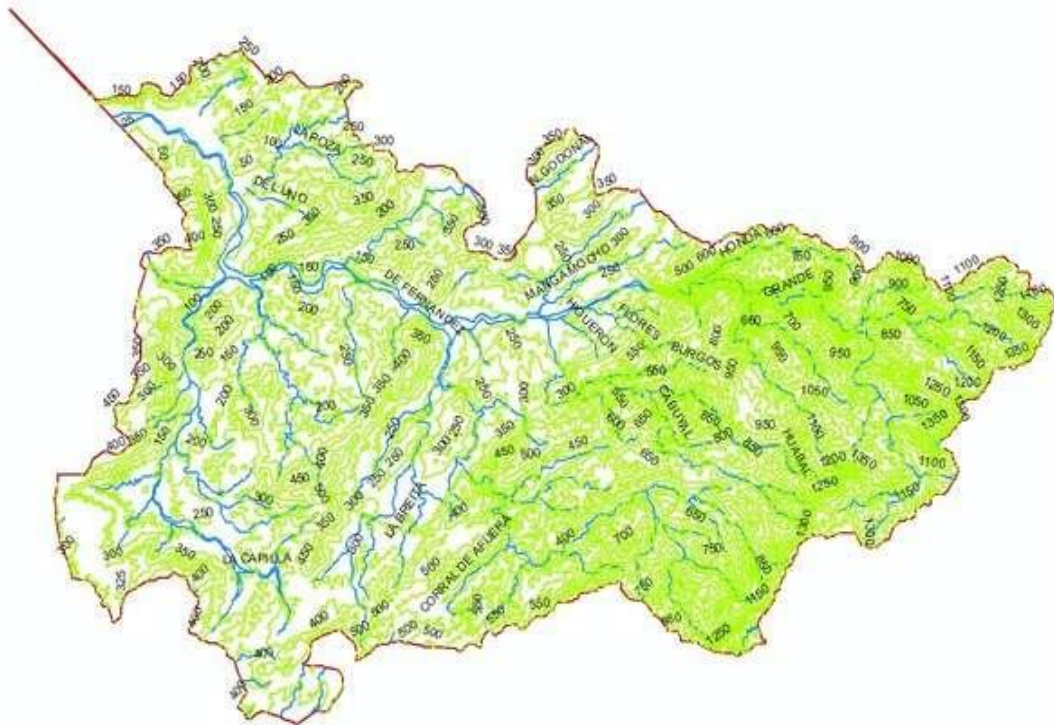


Fig. 39: Resultado de las curvas en la cuenca Fernández



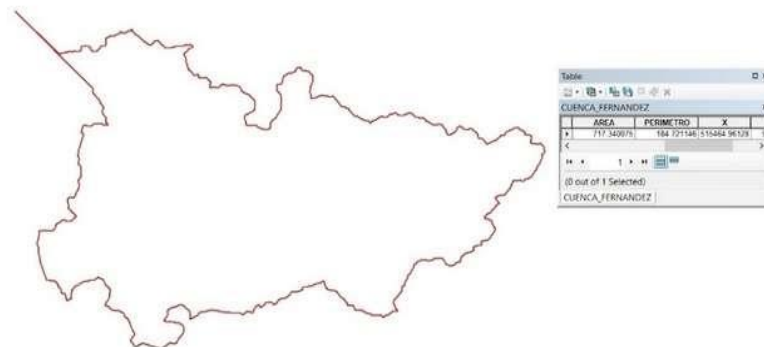
4.1.1. Determinación de las Características geomorfológicas de la Cuenca quebrada Fernández

I. Variable superficial

1.1 Área de la Cuenca (A)

Área de la Cuenca Fernández: 717,34 **Km²**

Fig. 42: Determinación del área y perímetro de la Cuenca Fernández



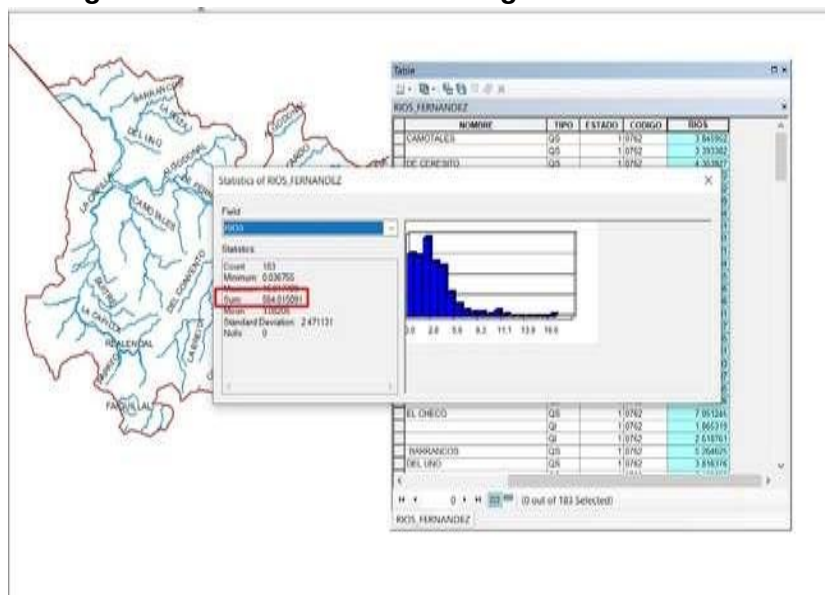
II. Variables lineales

2.1 Perímetro(P): 184,72 Km

2.2.- Longitud total del cauce (Ltc): Es la sumatoria total de las longitudes de los ríos, la unidad de medida es en Km

Ltc = 564.01 Km

Fig. 43: Determinación de la longitud total del cauce.



2.3. Longitud de cauce principal (Lcp): Es la distancia del cauce principal desde el río receptor hasta su nacimiento cerca de la divisoria.

Lcp = 54,55 Km

Fig. 44: Determinación de la longitud del cauce principal

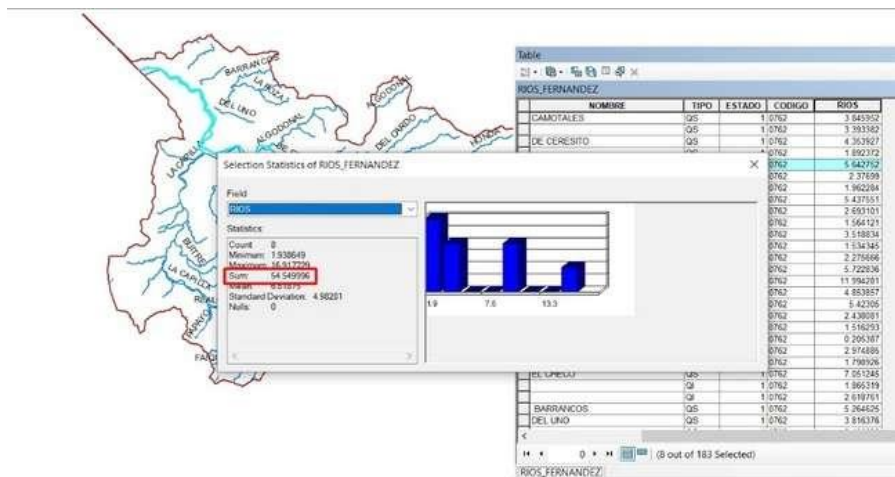


Tabla 8: Clases de valores de longitud de cauce principal

Rangos de longitud (km)	Clases de longitud del cauce
< 11	Corto
11-15	Mediano
>15	Largo

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la longitud del cauce principal de la Cuenca Fernández es largo.

2.4. Longitud de cauces secundarios (Lcs): Es la diferencia de la longitud total del cauce con la longitud del cauce principal de los ríos.

$$Lcs = Ltc - lcp$$

$$Lcs = 564,01 \text{ km} - 54,55 \text{ km}$$

$$Lcs = 509,46 \text{ km}$$

2.5. Ancho medio (Am): Es el promedio del ancho medido en varias secciones de la cuenca. También se ha definido como el cociente entre el área y la longitud principal del cauce.

$$Am = \frac{A}{Lcp}$$

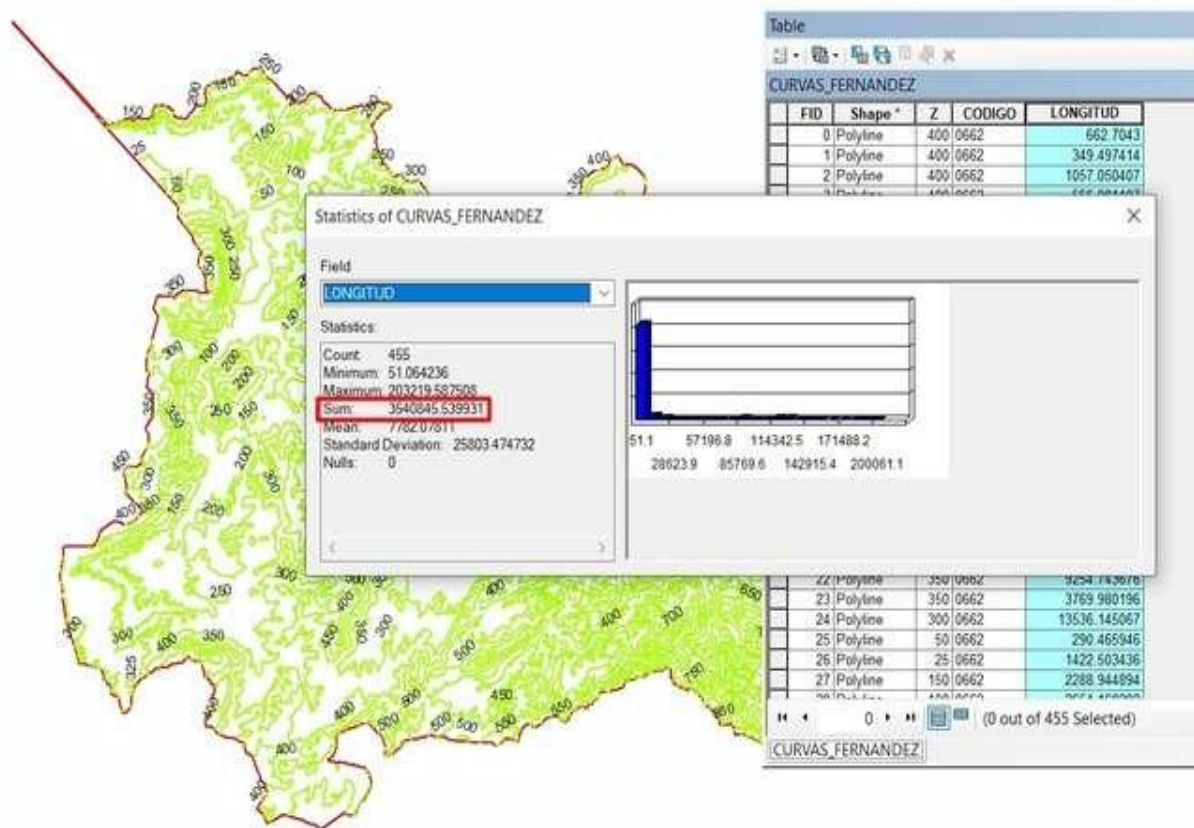
$$Am = \frac{717,34 \text{ km}^2}{54,55 \text{ km}}$$

$$Am = 13,15 \text{ km}$$

2.6. Longitud total de curvas a nivel (Ltcn): Es la suma de las longitudes de todas las curvas de nivel dentro de la cuenca.

$$Ltcn = 3540845.53 \text{ m}$$

Fig. 45: Determinación de la longitud de las curvas de nivel.



2.7. Orden de Jerarquización (OJ): Este índice indica el grado de estructura de la red de drenaje.

$$OJ = 3$$

Fig. 46: Determinación del orden de jerarquización



Tabla 9: Clases de valores de orden de jerarquización

Rangos de ordenes	Clases de orden
< 3	Bajo
3 - 6	Medio
> 6	Alto

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro el orden de jerarquización de la Cuenca Fernández es medio.

2.8.- Numero de escurrimientos (Nesc): Es la cantidad de afluentes naturales de la cuenca. Se contabiliza mediante SIG a través del número de segmentos marcados en el mapa digitalizado

***Nesc* = 182**

Fig. 47: Determinación del número de escurrimientos

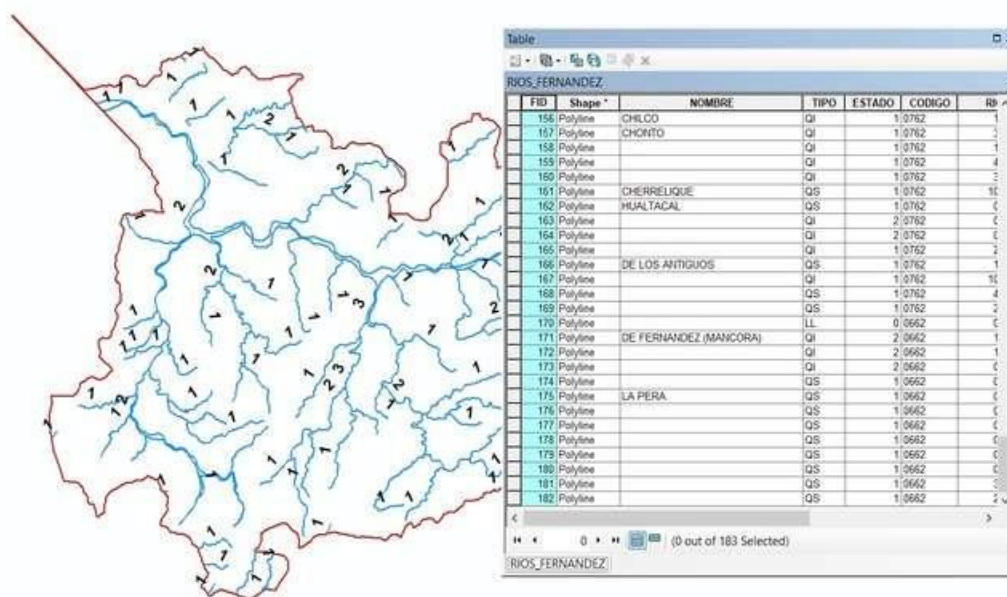


Tabla 10: Clase de valores escurrimientos

Rangos de escurrimiento	Clases
0-170	Bajo
170-340	Medio
>340	Alto

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de escurrimiento de la Cuenca Fernández es medio.

III. Variables de desnivel

3.1 Desnivel altitudinal: Es la diferencia entre la altitud del punto más alto y más bajo del cauce.

Punto más alto= 1600 m.s.n.m

Punto más bajo= 25 m.s.n.m

DA = 1575 m.s.n.m

Tabla 11: Cotas de la Cuenca Fernández

COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGE	MEAN	STD
56066	50459400	25	103.748619	78.748619	75.479039	25.794357
85448	76903200	103.751709	182.5	78.748291	148.847051	16.70715
169213	152291700	182.500519	261.249664	78.749146	222.997299	23.572936
96365	86728500	261.250061	339.999084	78.749023	299.798944	18.088214
82386	74147400	340.000397	418.748108	78.747711	373.362313	24.128476
45403	40862700	418.751434	497.49704	78.745605	453.601386	18.416236
44875	40387500	497.500427	576.249329	78.748901	528.289305	24.952506
36871	33183900	576.265747	655	78.734253	620.738158	24.529584
26165	23548500	655.003174	733.748169	78.744995	695.627954	19.417413
25273	22745700	733.75116	812.49646	78.7453	772.402682	23.950635
20992	18892800	812.502502	891.242371	78.739868	851.203012	20.112249
27727	24954300	891.25354	969.993469	78.739929	928.921563	23.852852
18926	17033400	970.002991	1048.749268	78.746277	1005.592722	20.267199
21354	19218600	1048.755127	1127.496094	78.740967	1082.634043	24.075638
17721	15948900	1127.505371	1206.24231	78.736938	1169.936984	23.828463
11518	10366200	1206.251343	1284.983643	78.7323	1244.481259	20.66185
7169	6452100	1285.00061	1363.737915	78.737305	1315.807178	22.88573
2228	2005200	1363.769043	1442.494141	78.725098	1397.992033	21.129296
1112	1000800	1442.772827	1521.048706	78.275879	1475.826908	22.182849
214	192600	1521.274902	1600	78.725098	1546.916706	18.21351

Tabla 12: Clase de valores de elevación media (m)

Rangos de elevación	Clases de elevación
< 200	Baja
200- 500	Media
>500	Alta

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de elevación es alta.

3.2. Pendiente media del cauce principal (Sc): La pendiente del cauce se la puede estimar por diferentes métodos, uno de ellos es el de los valores extremos, el cual consiste en determinar el desnivel H entre los puntos más elevado y más bajo del río en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce.

$$Sc = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \times 100$$

H máx: cota máxima de la cuenca

H min: cota mínima de la cuenca

L: Longitud de cauce principal en m

$$Sc = \frac{1600 - 25}{54,55(1000)} \times 100$$

$$Sc = 2,89 \%$$

Tabla 13: Clase de valores de pendiente de cauce

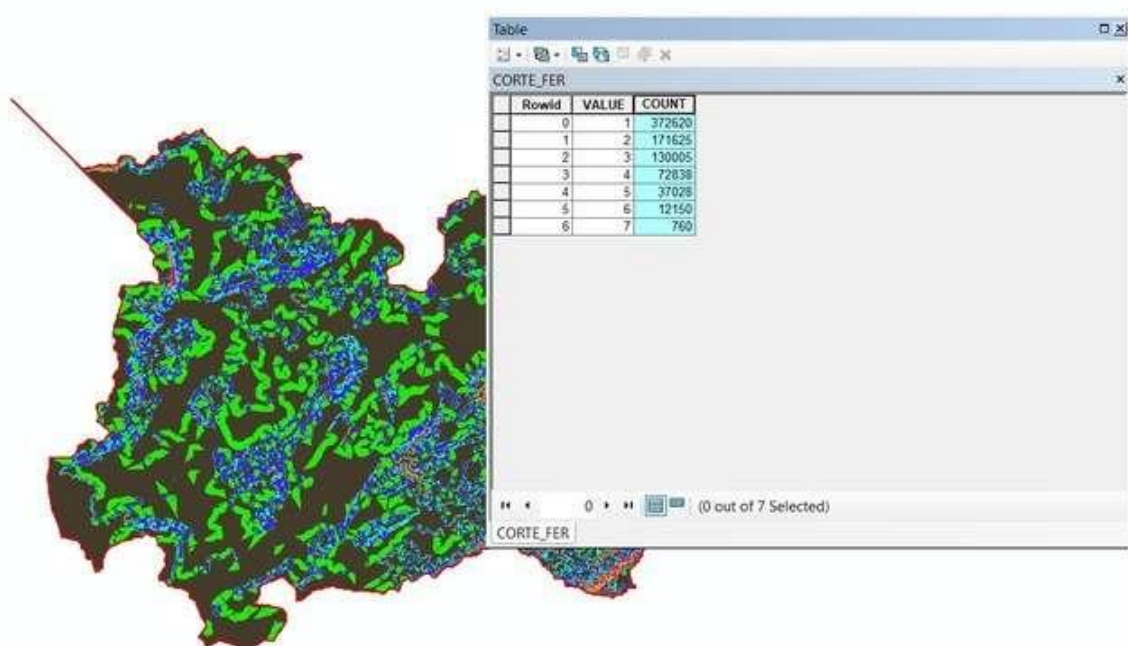
Rangos de pendiente (%)	Clases
<10	Suave
10-30	Moderada
>30	Fuerte

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de pendiente del cauce principal de la Cuenca Fernández es suave.

3.3. Pendiente media de la cuenca (S): La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie, por la velocidad que adquiere y la erosión que produce

Fig. 48: Determinación de la pendiente media de la cuenca



Clasificación de la Pendiente

Porcentaje %	Tipo
< 5	Plano
5 - 12	Ligeramente ondulado
12 - 18	Ondulado
18 - 24	Fuertemente ondulado
24 - 32	Escarpado
32 - 44	Fuertemente escarpado
> 44	Montañoso

Tabla 14: Cuadro para el cálculo de la pendiente media de la cuenca

CUADRO PARA EL CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA					
Nº	RENGO PENDIENTE		PROMEDIO	NUMERO DE OCURRENCIA	PROMEDIO * OCURRENCIA
	INFERIOR	SUPERIOR			
1	0	5	2.5	372620	931550
2	5	12	8.5	171625	1458812.5
3	12	18	15	130005	1950075
4	18	24	21	72838	1529598
5	24	32	28	37028	1036784
6	32	44	38	12150	461700
7	44	100	72	760	54720
SUMA				797026	7423239.5
PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA					10.74%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15: Clase de valores de pendiente media de la cuenca

Rangos de pendiente (%)	Clases
<10	Suave
10-30	Moderada
>30	Fuerte

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de pendiente media de la Cuenca Fernández es moderada.

3.4.- Curva hipsométrica: La curva hipsométrica permite estimar la etapa de la cuenca en su desarrollo geomorfológico y analizar la cuenca según niveles altitudinales.

Fig. 49: Determinación de la Curva Hipsométrica

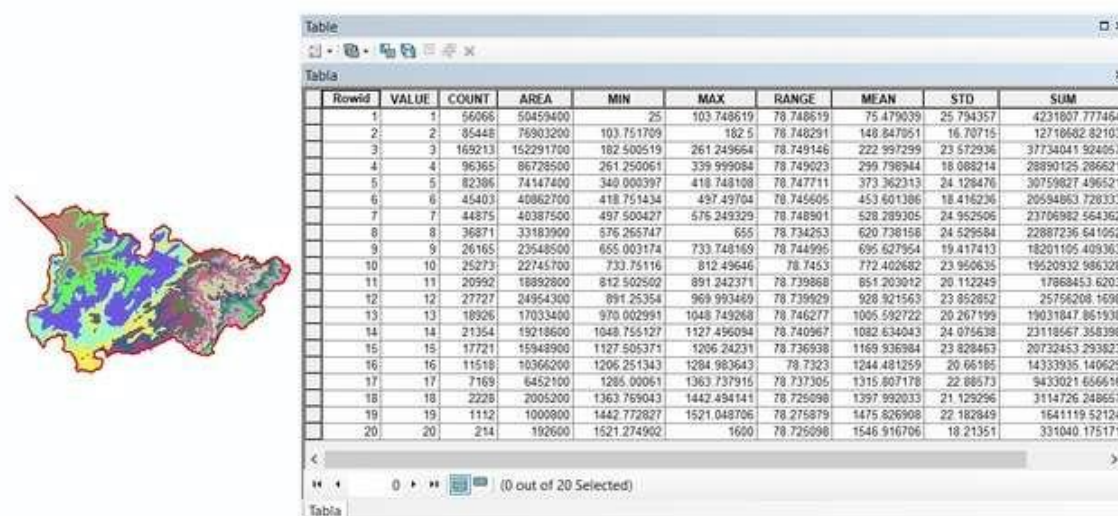
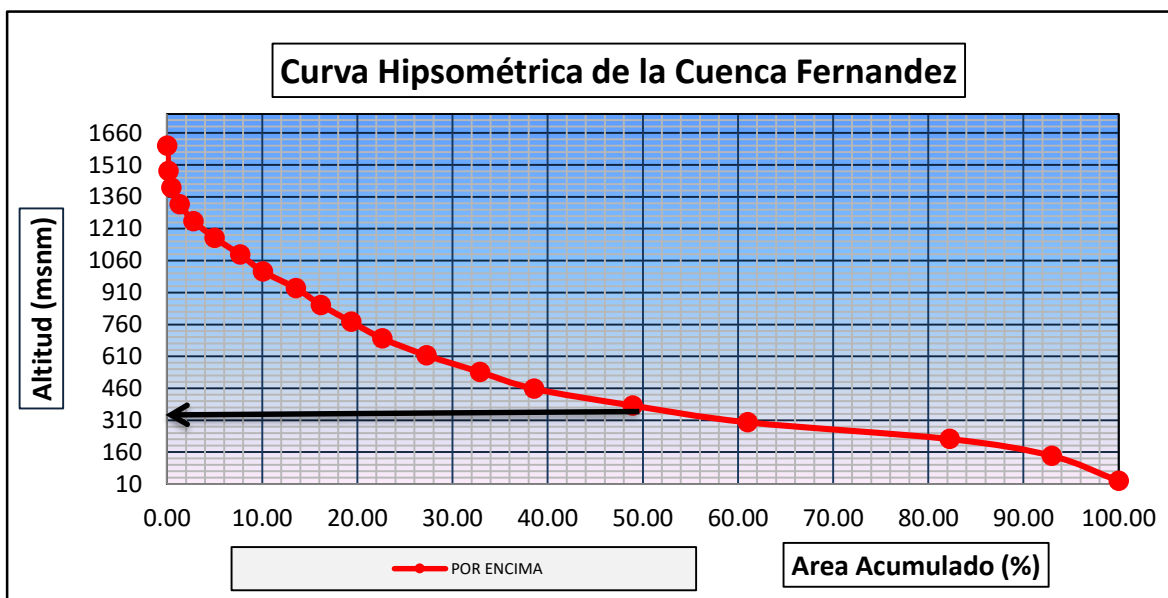


Tabla 16: Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km2	(%)	POR DEBAJO		POR ENCIMA	
			(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo	0	0	0	0	717.32	100.00
25.00	50.46	7.03	50.46	7.03	666.86	92.97
143.13	76.90	10.72	127.36	17.76	589.96	82.24
221.88	152.29	21.23	279.65	38.99	437.67	61.01
300.62	86.73	12.09	366.38	51.08	350.94	48.92
379.37	74.15	10.34	440.53	61.41	276.79	38.59
458.12	40.86	5.70	481.39	67.11	235.93	32.89
536.87	40.39	5.63	521.78	72.74	195.54	27.26
615.63	33.18	4.63	554.96	77.37	162.36	22.63
694.38	23.55	3.28	578.51	80.65	138.81	19.35
773.12	22.75	3.17	601.26	83.82	116.06	16.18
851.87	18.89	2.63	620.15	86.45	97.17	13.55
930.62	24.95	3.48	645.11	89.93	72.22	10.07
1009.38	17.03	2.37	662.14	92.31	55.18	7.69
1088.13	19.22	2.68	681.36	94.99	35.97	5.01
1166.87	15.95	2.22	697.31	97.21	20.02	2.79
1245.62	10.37	1.45	707.67	98.65	9.65	1.35
1324.37	6.45	0.90	714.12	99.55	3.20	0.45
1403.13	2.01	0.28	716.13	99.83	1.19	0.17
1481.91	1.00	0.14	717.13	99.97	0.19	0.03
1600.00	0.19	0.03	717.32	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	717.32	100.00				

Fuente: Elaboración propia, 2026

Fig. 50: Curva Hipsométrica de la Cuenca Fernández



Cálculo de la Altitud de la mediana

Altitud de la mediana = 360 msnm (Intersección de las curvas hipsométricas)

3.5.- Perfil longitudinal: El perfil longitudinal, nos servirá como reflejo del comportamiento del terreno tanto en (proyectos de viviendas, terrazas y bancales) como en ingeniería (proyectos de trazados de vías públicas, canalizaciones etc.)

Fig. 51: Determinación del perfil longitudinal

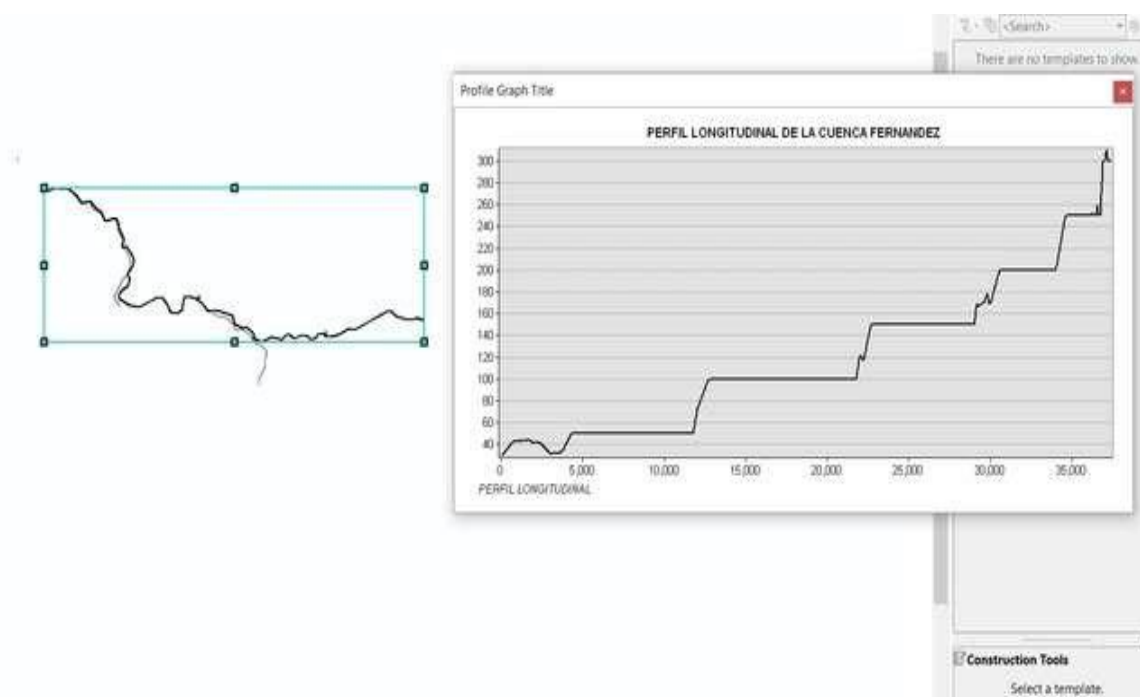


Tabla 17: Datos para el perfil longitudinal

	Progresiva	Long. (m)	Long Acum (m)	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5
0	0+000	0.00	0.00	25.00			
1	4+750	4750.00	4750.00	52.35	27.35	0.5224	1.3835
2	9+500	4750.00	9500.00	55.42	3.07	0.0554	4.2488
3	14+250	4750.00	14250.00	101.73	46.31	0.4552	1.4821
4	19+000	4750.00	19000.00	104.24	2.51	0.0241	6.4444
5	23+750	4750.00	23750.00	152.38	48.14	0.3159	1.7791
6	28+500	4750.00	28500.00	155.97	3.59	0.0230	6.5913
7	33+250	4750.00	33250.00	201.46	45.49	0.2258	2.1044
8	38+000	4750.00	38000.00	300.00	98.54	0.3285	1.7448
Suma							25.7785

Fuente: Elaboración propia, 2026

Fig. 52: Pendiente por tramos

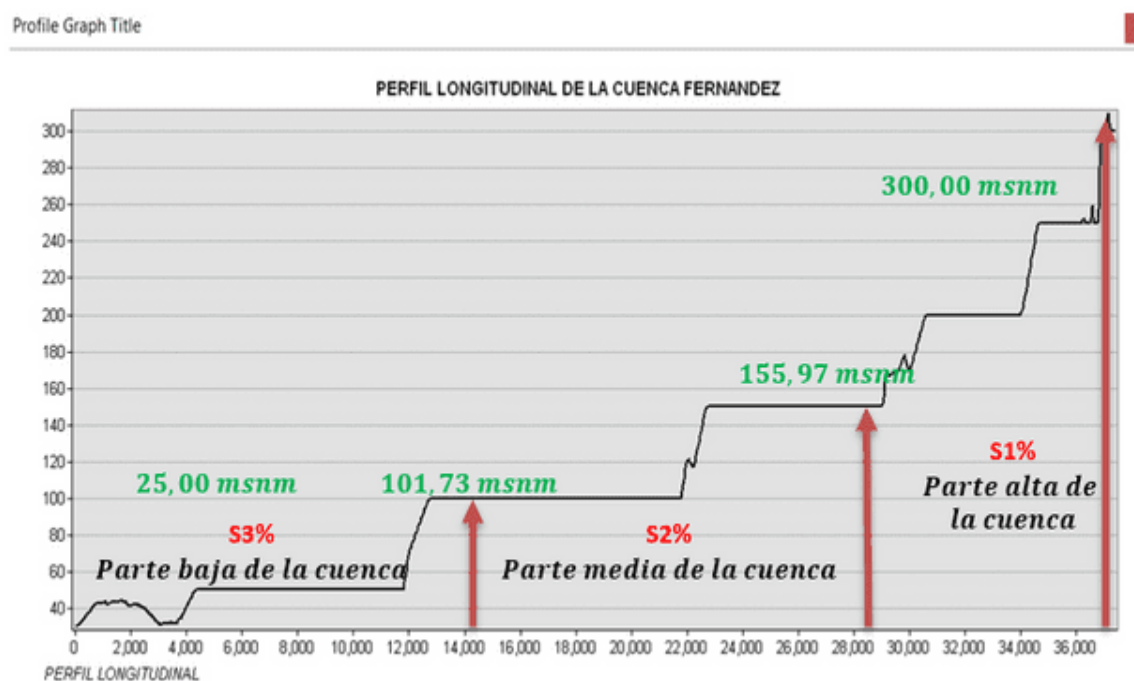


Tabla 18: Resultado de pendientes por tramos

S3% PARTE BAJA	0.53
S2% PARTE MEDIA	0.38
S1% PARTE ALTA	1.51

Lado mayor =

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

Lado menor =

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

Donde:

A = area de la cuenca (km²)

k = coeficiente de compacidad o indice de gravelius

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

$$L = \frac{1.93\sqrt{717.34}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.93} \right)^2} \right]$$

$$L = 83.80 \text{ km}$$

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

$$l = \frac{1.93\sqrt{717.34}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.93} \right)^2} \right]$$

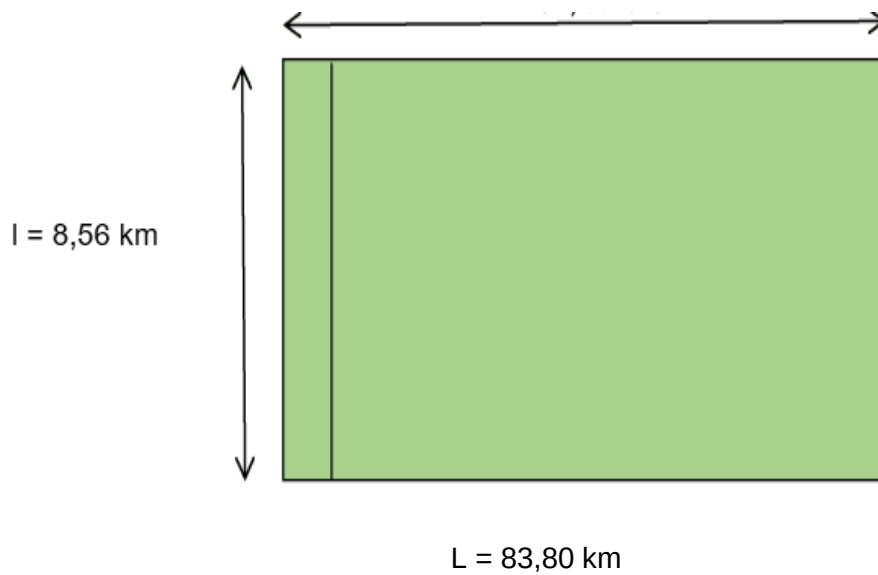
$$l = 8.56 \text{ km}$$

Tabla 19: Rectángulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
25.00	50.46	5.89
143.13	76.90	8.98
221.88	152.29	17.79
300.62	86.73	10.13
379.37	74.15	8.66
458.12	40.86	4.77
536.87	40.39	4.72
615.63	33.18	3.88
694.38	23.55	2.75
773.12	22.75	2.66
851.87	18.89	2.21
930.62	24.95	2.92
1009.38	17.03	1.99
1088.13	19.22	2.25
1166.87	15.95	1.86
1245.62	10.37	1.21
1324.37	6.45	0.75
1403.13	2.01	0.23
1481.91	1.00	0.12
1600.00	0.19	0.02
Suma ci= L=		83.80

Fuente: Elaboración propia, 2026

Fig. 53: Rectángulo Equivalente



IV. Variable de densidad

4.1. Densidad de drenaje (Dd):

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \dots\dots \frac{Km}{Km^2}$$

Li: Longitud total de los ríos

A: Área de la cuenca

$$D_d = \frac{564.01 Km}{717.34 Km^2}$$

$$D_d = 0,79 Km/Km^2$$

Tabla 20: Clase de valores de densidad de drenaje

Rangos de densidad	Clases
<5	Baja
5-10	Moderada
>10	Alta

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de densidad de drenaje de la Cuenca Fernández es baja.

4.2 Coeficiente de compacidad (Kc) o de Gravelius

$$Kc_g = 0.28 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

Kcg: Coeficiente de compacidad o de gravelius

P: Perímetro de la cuenca en K

A: Área de la cuenca en Km²

$$Kc_g = 0.28 \left(\frac{184.72 Km}{\sqrt{717.34 Km^2}} \right)$$

$$Kc_g = 1,93$$

Tabla 21: Clases de valores de compacidad

Rangos de K_c	Clases de compacidad
< 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de densidad de compacidad de la Cuenca Fernández es De oval oblonga a rectangular oblonga.

4.3 Coeficiente de forma (Kf):

$$K_f = \frac{A}{L_{cp}^2}$$

Kf: Coeficiente de forma

A: Área de la cuenca en Km²

Lcp: Longitud cauce principal km

$$K_f = \frac{717.34 \text{ Km}^2}{(54.55 \text{ Km})^2}$$

$$K_f = 0,2411$$

Tabla 22: Clases de valores de forma

Rangos de K_f	Clases de forma
<0,2	Muy poco achatada
0,2 – 0,5	Ligeramente achatada
>0,5	Moderadamente achatada

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la Cuenca Fernández es Ligeramente achatada.

4.1.2. Estimación de los caudales máximos de diseño de la Cuenca quebrada Fernández mediante los modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado, Iszkowski

4.1.2.1. Método de Creager

Estima el caudal máximo anual aplicando la siguiente formula.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

Dónde:

Q máx. = para un periodo de retorno T seleccionado, en m3/s.

A = área de la cuenca aportante, en km2.

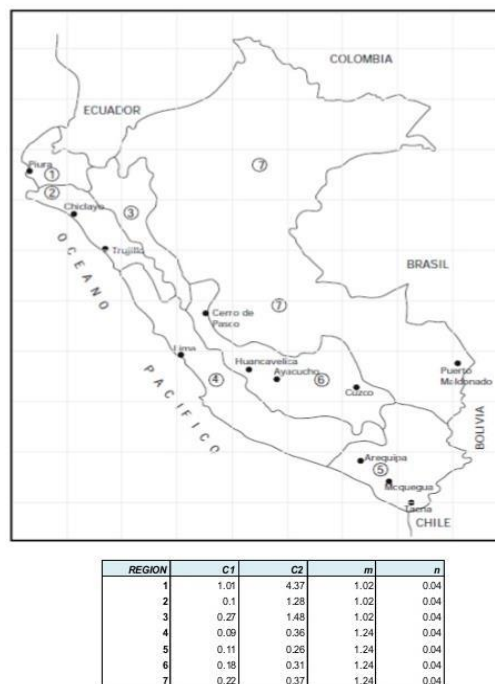
T = periodo de retorno, en años.

C1, C2 = coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.

m, n = exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.

En la siguiente imagen se aprecia las determinadas regiones y los coeficientes que corresponde para cada una de ellas

Fig. 54: Mapa de método de Creager



Fuente: García, M. (2011)

Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m * A^{-n}}$$

$$Q_{max} = (1,01 + 4,37) * \log 50 * 717,34^{1,02 * 717,34^{-0,04}}$$

$$Q_{max} = 1543,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se realizó el mismo procedimiento para los coeficientes y caudales que muestran a continuación haciendo uso de Excel.

Tabla 23: Datos obtenidos para el método de Creager

<i>C1</i>	1,01
<i>C2</i>	4,37
<i>m</i>	1,02
<i>n</i>	0,04
Área	717,34
<i>m * A⁻ⁿ</i>	0,78

Fuente: Elaboración propia, 2026

Tabla 24: Datos estimados de caudales por método de Creager

Tr	c1+c2	log	area	m*A ⁻ⁿ	Qmax
2	5.38	0.30	717.34	0.78	273.44
5	5.38	0.70	717.34	0.78	634.90
10	5.38	1.00	717.34	0.78	908.34
25	5.38	1.40	717.34	0.78	1269.80
50	5.38	1.70	717.34	0.78	1543.24
100	5.38	2.00	717.34	0.78	1816.68
200	5.38	2.30	717.34	0.78	2090.11
500	5.38	2.70	717.34	0.78	2451.58

Fuente: Elaboración propia, 2026

Interpretación: Según el Método de Creager en la Cuenca Fernández se espera un caudal aproximado de **1543,24 m³/s** dentro de 50 años.

4.1.2.2. Método Racional Modificado

Estima el caudal máximo anual aplicando la siguiente formula.

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

A). Tiempo de concentración

Se obtuvo mediante la fórmula de Temez (para cuencas mayores a 13 km)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Donde:

L = longitud de cauce principal

S = pendiente media del cauce

T_c = tiempo de concentración

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 0,3 \left(\frac{54,55}{2,89^{0,25}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 5,1229 \text{ horas}$$

B). Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración (horas)

K = coeficiente de uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

$$K = 1 + \frac{5,1229^{1,25}}{5,1229^{1,25} + 14}$$

$$K = 1,36$$

C) Coeficiente de similitud o Factor reductor (K_A)

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} * A}{15}$$

Donde:

A: área de la cuenca (Km²)

K_A : coeficiente de similitud o factor reductor

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} * A}{15}$$

$$K_A = 1 - \frac{\log(717,34 \text{ km}^2)}{15}$$

$$K_A = 0,81$$

D) Coeficiente de Escorrentía (C)

De acuerdo a la visita de campo, el coeficiente “C” tiene un valor de 0.2, ya que la cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa.

$$C = 0,20$$

➤ **Intensidad máxima (mm/h) de la estación Cañaveral**

✓ **Precipitación máxima corregida sobre la cuenca**

$$P = K_A * P_d$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida

K_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

Para calcular la precipitación máxima corregida sobre la Sub cuenca se usó el software Hydrognomon el cual nos ayudó con los datos estadísticos requeridos.

Tabla 25: Datos estimados de precipitaciones (según Hydrognomon) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años

Tr	P	Precipitación (mm)	Corrección Pp (mm)
2	0.5	138.82	156.87
5	0.2	275.76	311.61
10	0.1	394.78	446.10
25	0.04	578.78	654.02
50	0.02	741.06	837.39
100	0.01	925.55	1045.87
200	0.005	1134.39	1281.86
500	0.002	1451.58	1640.29

Fuente: Elaboración propia, 2026

Según Hydrognomon para un periodo de retorno de 50 años la precipitación máxima con la corrección de 1.13 de la Organización Meteorológica Mundial es un aproximado de 837,39 mm.

La organización Meteorologica 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 factor 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 observados se determinan a partir de dos o más intervalos de observación fija.

Cálculo de la precipitación máxima corregida sobre la cuenca

Tabla 26: Precipitación máxima corregida sobre la cuenca

Tr	PP 24 máx. hr	Factor Reductor	PP Corregida Cuenca (mm)
2	156.87	0.82	128.63
5	311.61	0.82	255.52
10	446.10	0.82	365.80
25	654.02	0.82	536.29
50	837.39	0.82	686.66
100	1045.87	0.82	857.61
200	1281.86	0.82	1051.13
500	1640.29	0.82	1345.03

Fuente: Elaboración propia, 2026

La precipitación máxima corregida sobre la cuenca para un periodo de retorno de 50 años es de un aproximado de 686,66 mm

Tabla 27: Coeficientes de duración

Duración de precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Elaboración propia, 2026

Cálculo de la Intensidad máxima (mm/h)

Tabla 28: Intensidad máxima de la estación Cañaveral

Tr	PP corregida (mm)	Coeficiente	Duración	Intensidad máxima (mm/h)
2	128.63	1	24	5.36
5	255.52	1	24	10.65
10	365.80	1	24	15.24
25	536.29	1	24	22.35
50	686.66	1	24	28.61
100	857.61	1	24	35.73
200	1051.13	1	24	43.80
500	1345.03	1	24	56.04

Fuente: Elaboración propia, 2026

$$I = \frac{686,66 * 1,00}{24}$$

$$I = 28,61 \text{ mm/h}$$

La intensidad máxima para un periodo de retorno de 50 años de la estación cañaveral es de un aproximado de 28,61 mm/h.

Cálculo del Caudal Máximo Racional Modificado

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

Donde:

Q = Caudal máximo de diseño

C = Coeficiente de Escorrentía

I = Intensidad de Precipitación

A = Área de la Cuenca

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

$$Q = \frac{0,20 * 28,61 \frac{mm}{h} * 717,34 km^2}{3,6} * 1,36$$

$$Q = 1550,68 m^3/s$$

Tabla 29: Datos estimados de caudales por método de Racional Modificado

Tr	C	I	A	K	Constante	Q máx. (m3/s)
2	0.2	5.36	717.34	1.36	3.6	290.49
5	0.2	10.65	717.34	1.36	3.6	577.05
10	0.2	15.24	717.34	1.36	3.6	826.09
25	0.2	22.35	717.34	1.36	3.6	1211.11
50	0.2	28.61	717.34	1.36	3.6	1550.68
100	0.2	35.73	717.34	1.36	3.6	1936.74
200	0.2	43.80	717.34	1.36	3.6	2373.75
500	0.2	56.04	717.34	1.36	3.6	3037.48

Fuente: Elaboración propia, 2026

Según el Método Racional Modificado en la Cuenca Fernández se espera un caudal aproximado de **1550,68 m³/s** dentro de 50 años.

4.1.2.3. Método de iszkowski

Para la determinación del caudal por el método de Iszkowski emplearemos la siguiente formula:

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

Donde:

Q = descarga máxima (m³/s.)

A = área de la cuenca (Km²)

P = precipitación total anual promedio

m = factor por el tamaño de la cuenca

C = coeficiente de la morfología de la cuenca.

Clasificamos la cuenca de acuerdo a las tablas de Iszkowski:

Se hace una interpolación con el área de la cuenca (**717.34 km²**), usando la tabla para determinar el valor de **m**

$$100 \text{ ---} \rightarrow 7,4$$

$$500 \text{ ---} \rightarrow 5,9$$

$$717,34 \text{ ---} \rightarrow m$$

$$\frac{100 - 717,34}{500 - 717,34} = \frac{7,4 - m}{5,9 - m}$$

$$\frac{-617,34}{-217,34} = \frac{7,4 - m}{5,9 - m}$$

$$2,84(5,9 - m) = 7,4 - m$$

$$16,76 - 2,84m = 7,4 - m$$

$$9,36 = -m + 2,84m$$

$$9,36 = 1,84m$$

$$m = \frac{9,36}{1,84}$$

$$\mathbf{m = 5,08}$$

Como la cuenca en estudio se usó el coeficiente **$C=0.2$** , de acuerdo a la tabla de coeficientes de morfología de la cuenca.

Luego se determinó los valores máximos de precipitación para cada año de acuerdo a la data Histórica, registrada en la estación meteorológica de Cañaveral

Tabla 30: Precipitación máxima de 30 años (Estación de Cañaveral)

MES/AÑO		Precipitación máxima (mm)
Marzo	1975	173.7
Marzo	1976	204
Febrero	1977	222.7
Marzo	1978	61.2
Abril	1980	101.8
Febrero	1981	46.2
Febrero	1987	360
Marzo	1992	717
Febrero	1993	123.4
Enero	1994	104.5
Marzo	1996	32.1
Febrero	1998	729.2
Febrero	1999	150
Abril	2000	100.1
Marzo	2001	334.8
Marzo	2004	36.5
Febrero	2006	196.2
Marzo	2007	151.6
Febrero	2008	287.1
Enero	2009	237.6
Marzo	2010	185.9
Abril	2011	108.8
Marzo	2012	296.8
Marzo	2013	167.2
Febrero	2014	45.1
Marzo	2016	44.9
Febrero	2017	214.2
Febrero	2018	61
Febrero	2019	157.1
Marzo	2020	68.3

Fuente: Elaboración propia, 2026

Empleamos la fórmula para cada uno de los datos de precipitación. (**Q año 1975**)

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

$$Q = 5,08 * 0,2 * 173,7 \text{ mm } (717.34 \text{ km}^2 * 10^{-3})$$

$$Q = 126,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 31: Caudales estimados para cada año

Item	Año	Precipitación máxima (mm)	m	C	A	10 ⁻³	Caudal maximo (m ³ /s)
1	1975	173.7	5.08	0.2	717.34	0.001	126.60
2	1976	204	5.08	0.2	717.34	0.001	148.68
3	1977	222.7	5.08	0.2	717.34	0.001	162.31
4	1978	61.2	5.08	0.2	717.34	0.001	44.60
5	1980	101.8	5.08	0.2	717.34	0.001	74.19
6	1981	46.2	5.08	0.2	717.34	0.001	33.67
7	1987	360	5.08	0.2	717.34	0.001	262.37
8	1992	717	5.08	0.2	717.34	0.001	522.56
9	1993	123.4	5.08	0.2	717.34	0.001	89.94
10	1994	104.5	5.08	0.2	717.34	0.001	76.16
11	1996	32.1	5.08	0.2	717.34	0.001	23.40
12	1998	729.2	5.08	0.2	717.34	0.001	531.45
13	1999	150	5.08	0.2	717.34	0.001	109.32
14	2000	100.1	5.08	0.2	717.34	0.001	72.95
15	2001	334.8	5.08	0.2	717.34	0.001	244.01
16	2004	36.5	5.08	0.2	717.34	0.001	26.60
17	2006	196.2	5.08	0.2	717.34	0.001	142.99
18	2007	151.6	5.08	0.2	717.34	0.001	110.49
19	2008	287.1	5.08	0.2	717.34	0.001	209.24
20	2009	237.6	5.08	0.2	717.34	0.001	173.17
21	2010	185.9	5.08	0.2	717.34	0.001	135.49
22	2011	108.8	5.08	0.2	717.34	0.001	79.30
23	2012	296.8	5.08	0.2	717.34	0.001	216.31
24	2013	167.2	5.08	0.2	717.34	0.001	121.86
25	2014	45.1	5.08	0.2	717.34	0.001	32.87
26	2016	44.9	5.08	0.2	717.34	0.001	32.72
27	2017	214.2	5.08	0.2	717.34	0.001	156.11
28	2018	61	5.08	0.2	717.34	0.001	44.46
29	2019	157.1	5.08	0.2	717.34	0.001	114.50
30	2020	68.3	5.08	0.2	717.34	0.001	49.78

Fuente: Elaboración propia, 2026

Según Iszkowski se obtuvo un caudal mínimo de **23,40 m³/s** en el año 1996 y un caudal máximo de **531,45 m³/s** en el año 1998.

Caudal máximo método de Iszkowski

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

Donde:

Q = descarga máxima (m³/s.)

A = área de la cuenca (Km²)

P = precipitación cuenca corregida

m = factor por el tamaño de la cuenca

C = coeficiente de la morfología de la cuenca.

Tabla 32: Datos estimados de caudales por método de Iszkowski

Tr	m	C	P	A	10 ⁻³	Q max
2	5.08	0.2	128.631	717.34	0.001	93.75
5	5.08	0.2	255.523	717.34	0.001	186.23
10	5.08	0.2	365.801	717.34	0.001	266.60
25	5.08	0.2	536.295	717.34	0.001	390.86
50	5.08	0.2	686.662	717.34	0.001	500.45
100	5.08	0.2	857.614	717.34	0.001	625.04
200	5.08	0.2	1051.126	717.34	0.001	766.08
500	5.08	0.2	1345.034	717.34	0.001	980.28

Fuente: Elaboración propia, 2026

Según el Método de Iszkowski en la Cuenca Fernández se espera un caudal aproximado de **500,45 m³/s** dentro de 50 años.

Caudal de diseño

Tabla 33: Caudal de diseño

Tr	Creager	Racional Modificado	Iszkowski	Caudal de diseño
2	273.44	290.49	93.75	219.23
5	634.9	577.05	186.23	466.06
10	908.34	826.09	266.6	667.01
25	1269.8	1211.11	390.86	957.26
50	1543.24	1550.68	500.45	1198.12
100	1816.68	1936.74	625.04	1459.49
200	2090.11	2373.75	766.08	1743.31
500	2451.58	3037.48	980.28	2156.45

Fuente: Elaboración propia, 2026

El caudal de diseño es de un aproximado **1198,12 m³/s**

4.1.3. Diseño hidráulico de un dique longitudinal utilizando el caudal máximo promedio estimado con los modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado e Iszkowski.

En la presente investigación se localizó una zona donde la quebrada Fernández tiene una cierta inestabilidad su cauce la misma que está ubicada en la progresiva 0+10 a la 0+10,2.

DIQUE LONGITUDINAL

1. Ancho Estable

1.1. Método de Petits

$$B = 4,44 * Q^{0,5}$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal } m^3/s$$

$$B = \text{metros}$$

$$B = 4,44 * Q^{0,5}$$

$$B = 4,44 * 1198,12^{0,5}$$

$$B = 153,69 m$$

Interpretación: Según Petits el ancho estable es de un aproximado 153,69 m

1.2. Método de Simons y Henderson

$$B = k_i * Q^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$$k_i = \text{Tipo de cauce}$$

$$Q = \text{Caudal } m^3/s$$

Tabla 34: Valores de k_i de acuerdo al tipo de Cauce

Tipo de Cauce	k_i
Fondo y Orilla de Arena	5,70
Fondo de arena Orillas de Material Cohesivo	4,20
Fondo y orilla de Material Cohesivo	3,60
Fondo y orilla de Grava	2,90
Fondo de arena Orilla de Material no Cohesivo	2,80

Fuente: Teran, R (1998)

$$B = k_i * Q^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 2,80 * 1198,12^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 96,92 \text{ m}$$

Interpretación: Según Simons y Henderson el ancho estable es de **137,10m**

1.3. Método de Blench y Altunin

$$B = 1,81 * (Q * \frac{F_b}{F_s})^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal m³/s

F_b = Función del material

F_s = Función del material

Tabla 35: Valores de F_b y F_s en función del material

Material	F _b y F _s
Materiales Finos (Dm < 0,5 mm)	Fb: 0,8
Materiales Gruesos (Dm > 0,5 mm)	Fb: 1,2
Material Suelto	Fs: 0,1
Material Ligeramente Cohesivo	Fs: 0.2

Fuente: Teran, R (1998)

$$B = 1,81 * (Q * \frac{F_b}{F_s})^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 1,81 * (1198,12 * \frac{0,8}{0,1})^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 177,20 \text{ m}$$

Interpretación: Según Blench y Altunin el ancho estable es de **250,67 m**

Tabla 36: Cuadro comparativo del ancho estable

Formula	Sección estable (m)
Método de Petits	153,69
Método de Simons y Henderson	96,92
Método de Blench y Altunin	177,20
Promedio	142,60

Fuente: Elaboración propia, 2026

Interpretación: Para obtener el ancho estable se promedia los valores obtenidos el cual nos dará un ancho estable aproximado de **142,60 m** , pero como tiene que ser valor entero se redondea que es de **143,00 m**

2. Profundidad media

Viene a ser la profundidad necesaria para la estructura, aplicando la fórmula:

$$H = 1,02 * \left(\frac{Q * F_s}{F_b^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

H = Profundidad media (m)

Q = Caudal (m³/s)

F_s = Función del material (0,1)

F_b = Función del material (0,8)

$$H = 1,02 * \left(\frac{Q * F_s}{F_b^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$
$$H = 1,02 * \left(\frac{1198,12 * 0,1}{0,8^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$H = 5,83 \text{ m}$$

$$H \approx 5,85 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad media es de un aproximado de **5,85 m**

3. La pendiente hidráulica

La pendiente que se ha considerado es de la parte baja del cauce según Figura N°54 y Tabla N°18 es de 0.53 % pero en este caso se pide la pendiente de Manning que sería S=0.0053).

4. Profundidad de Socavación

Para determinar la socavación se estima que el método propuesto por L.L. List Van Lebediev, es el que más se ajusta a los trabajos ejecutados, en cauces naturales definidos.

$$H_s = t_s - t$$

Donde:

H_s = Profundidad de socavación (m)

t_s = tirante de socavación (m)

t = tirante hidraulico (m)

4.1. Tirante de socavación

Para suelos no cohesivos

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde:

t_s = tirante de socavación (m)

α =

coeficiente de corrección o factor geometrico (no tiene valor universal)

D_m = Diametro (mm)

B = Coeficiente de socavación

x = exponente para material no cohesivo en función al diametro

Tabla 37: Valores de x y $\frac{1}{(x+1)}$ exponente para material no cohesivo en función

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
PESO ESPECIFICO (T/m ³)	X	1/(X+1)	D (mm)	X	1/(X+1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1 000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79	0.70		

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial, Picandex Kreim

al diámetro

Teniendo en cuenta la relación

$$\alpha = \frac{Q}{\frac{5}{(t^3 * B)}}$$

Donde:

$\alpha =$

coeficiente de corrección o factor geometrico (no tiene valor universal)

$Q = \text{caudal } m^3/s$

$t = \text{tirante hidraulico (m)}$

$B = \text{ancho estable (m)}$

$$\alpha = \frac{1198,12}{\frac{5}{(2,70^3 * 143)}}$$

$$\alpha = 1,60$$

Tabla 38: Coeficiente B para Socavación

PROBABILIDAD ANUAL DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO (%)	COEFICIENTE B
00	0.77
50	0.82
20	0.86
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial. Picandex Kreimer

Teniendo los valores necesarios, se procede a calcular el tirante de socavación

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_s = \left[\frac{1,60 * 2,70^{\frac{5}{3}}}{0,68 * 0,5^{0,28} * 0,97} \right]^{0,71}$$

$$t_s = 6,97 \text{ m}$$

Interpretación: El tirante de socavación será **6,97m**

4.2. Tirante Hidráulico

$$t = \left[\frac{Q}{\left(k_s * B * s^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

Donde:

t = tirante hidraulico (m)

Q = caudal (m³/s)

k_s =

Coficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio

B = ancho estable (m)

s = pendiente hidraulica

Tabla 39: Valores para k_s

Descripción	k _s
Lechos naturales de rio con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de rio con acarreo regular	33 - 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 - 35
Lechos naturales de rio con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de rio con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedra de tamaño de una cabeza) con acarreo inmóvil	25 - 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19 - 22

Fuente: BRETSCHNEIDER, curso sobre regulación de ríos

$$t = \left[\frac{Q}{\left(k_s * B * s^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

$$t = \left[\frac{1198,12}{\left(22 * 143 * 0,0053^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

$$t = 2,70 \text{ m}$$

Interpretación: El tirante hidráulico es de **2,70 m**

Luego la profundidad de socavación será:

$$H_s = t_s - t$$

$$H_s = 6,97 - 2,70 \text{ m}$$

$$H_s = 4,27 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad de socavación será de **4,27 m**, ésta indica hasta donde excavaría el río, profundidad hasta la cual deberán llegar las cimentaciones de las estructuras.

5. Profundidad de uña

La profundidad de la uña se calcula con la siguiente consideración para suelos no cohesivos:

Con el mismo criterio se asume que el material del piso del río sea roca suelta con un $D = 1000 \text{ mm}$ a 1500 mm . y $\frac{1}{x+1} = 0,84$.

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde:

$t_s = \text{profundidad de uña(m)}$

$\alpha =$

coeficiente de corrección o factor geométrico (no tiene valor universal)

$D_m = \text{Diametro (mm)}$

$B = \text{Coeficiente de socavación}$

$x = \text{exponente para material no cohesivo en función al diametro}$

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_s = \left[\frac{1,60 * 2,70^{\frac{5}{3}}}{0,68 * 1000^{0,28} * 0,97} \right]^{0,84}$$

$$t_s = 1,67 \text{ m}$$

$$t_s \approx 1,70 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad de uña en tramos rectos será **1,70 m**

6. Ancho de uña

$$A_{uña} = 1,5 * P_{uña}$$

$$A_{uña} = 1,5 * 1,70 \text{ m}$$

$$A_{uña} = 2,55 \text{ m}$$

Interpretación: El ancho de uña será **2,55 m**

7. Altura de Muro

$$H_M = t + B_l$$

Donde:

H_M = altura de muro (m)

t = tirante hidraulico (m)

B_l = borde libre (m)

Como ya se tiene el valor del tirante hidráulico que es 2,70 m , se procede a calcular el valor del borde libre.

Bordo libre (Bl)

$$B_l = \phi * \left(\frac{v_m^2}{2g} \right)$$

Donde:

B_l = bordo libre (m)

ϕ = coeficiente en función de la máxima descarga

v_m = velocidad media (m/s)

g = gravedad (m/s^2)

Tabla 40: Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del muro de encauzamiento

Caudal Máximo m ³ /seg.	Coeficiente
3000 - 4000	2.0
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

Entonces:

$$B_l = \phi * \left(\frac{v_m^2}{2g} \right)$$

$$B_l = 1,40 * \left(\frac{(3,02)^2}{2 * 9,81} \right)$$

$$B_l = 0,65 \text{ m}$$

Velocidad media (Vm)

Formula Manning Strickler:

$$v_m = k_s * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

v_m = velocidad media (m/s)

k_s = coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio

R = radio hidraulico (m)

S = pendiente

Entonces:

$$v_m = k_s * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$v_m = 22 * 2,59^{\frac{2}{3}} * 0,0053^{\frac{1}{2}}$$

$$v_m = 3,02 \text{ m/s}$$

Radio Hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

R = radio hidraulico (m)

A = area hidraulica (m²)

P = Perimetro (m)

Entonces:

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{400,68}{155,00}$$

$$R = 2,59 \text{ m}$$

Área Hidráulica (A)

$$A = (b + zy)y$$

Donde:

A = area hidraulica (m²)

b = ancho estable (m)

z = talud

y = tirante hidraulico (m)

Entonces:

$$A = (b + zy)y$$

$$A = (143 + 2 * 2,70)2,70$$

$$A = 400,68\text{m}^2$$

Perímetro

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

Donde:

P = perimetro (m)

b = ancho estable (m)

z = talud

y = tirante hidraulico (m)

Entonces:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 143 + 2 * 2,70\sqrt{1 + 2^2}$$

$$P = 155,00 \text{ m}$$

Ancho (T)

$$T = b + 2zy$$

Donde:

T = ancho (m)

b = ancho estable (m)

z = talud

y = tirante hidraulico (m)

Entonces:

$$T = b + 2zy$$

$$T = 143 + 2 * 2 * 2,70$$

$$T = 153,80 \text{ m}$$

Froude (F)

$$F = \frac{v}{(g * \frac{A}{T})^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

F = froude

v = velocidad media (m/s)

g = gravedad (m/s²)

T = ancho (m)

Entonces

$$F = \frac{v}{(g * \frac{A}{T})^{\frac{1}{2}}}$$

$$F = \frac{3,02}{(9,81 * \frac{400,68}{153,80})^{\frac{1}{2}}}$$

$$F = 0,60 \text{ (flujo subcritico)}$$

Una vez calculado los valores del tirante y bordo libre, se procede a calcular la altura del muro del dique.

$$H_M = t + B_l$$

$$H_M = 2,70 + 0,65 \text{ m}$$

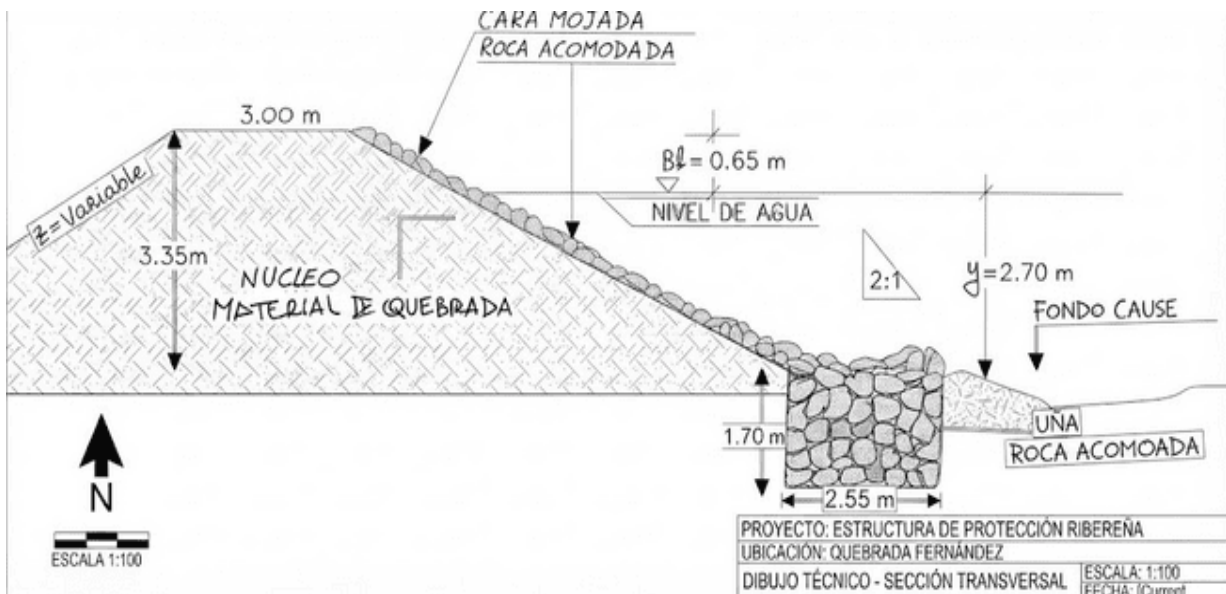
$$H_M = 3,35 \text{ m}$$

$$H_M \approx 3,35 \text{ m}$$

Interpretación: La altura del muro del dique será **3,35 m**

De acuerdo a las características hidráulicas encontradas, en la figura N°55 se puede visualizar la sección del diseño de un dique longitudinal, cuya longitud depende de la zona a proteger en especial centros poblados; y si se decide construir 02 (dos) diques en paralelo, ambos tendrían las mismas características hidráulicas y distanciados de acuerdo al ancho estable del cauce encontrado, 143 m.

Fig. 55: Esquema de dique longitudinal Quebrada Fernández – Escala 1/100



4.2. Discusiones

4.2.1. Determinación de las características geomorfológicas de la cuenca quebrada Fernández

Para estimar el caudal máximo de diseño en la presente investigación se han usado tres modelos hidrológicos, a saber: Modelo hidrológico de CREAGER, Modelo hidrológico Racional Modificado y Modelo hidrológico de Iszkowski. Los tres modelos hidrológicos tienen como principal elemento geomorfológico de la cuenca, a su área. El área de una cuenca hidrográfica es quizás en hidrología uno de los parámetros más importantes, ya que nos permite ver en un modelo precipitación - escorrentía (P-E) cuanta de esta precipitación puede llegar a convertirse en escorrentía, una vez saturado el suelo; y de esta manera haber contribuido al caudal de la quebrada; es lógico determinar que a mayor área mayor escorrentía y por tanto mayor caudal o viceversa; áreas pequeñas, caudales pequeños, y el área también nos puede mostrar una respuesta rápida a una lluvia, una cuenca de área pequeña responde rápidamente a la presencia de lluvias intensas y viceversa las cuencas de áreas grandes que tienen una respuesta hidrológicamente compleja y como es lógico tiempos de concentración mayores.

El área obtenida en la presente investigación para la cuenca de la quebrada Fernández es de 717.34 Km²; obteniéndose en el método de Creager un Caudal máximo de diseño de 1543.24 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años; método Racional Modificado 1550.68 m³/s; y método de Iszkowski 500.45 m³/seg; lo que indica un promedio de 1198.12, caudal este último llamado Caudal Máximo de Diseño (CMD) para la Cuenca Fernández; y en el cual deben diseñarse las estructuras hidráulicas de defensas ribereñas sean diques, espigones y descolmataciones al obtener el ancho estable de la quebrada.

Estos resultados obtenidos en la presente investigación guardan estrecha relación con: Garabito, A. (2020) para el método de Creager con un área de 934.62 Km² encontró un Caudal Máximo de 1843.82 m³/seg; y con Chapoñan, R. (2024) con un área de 139.989 Km² obtuvo un Caudal Máximo de 340.62 m³/seg, o sea se cumple la relación directa a mayor área, mayor caudal; o a menor área menor caudal. Así mismo para el método de Racional Modificado, Atoche, M. y; Alemán, W. (2019); para una área de 187.81 Km² obtienen un caudal de 802.17 m³/seg cumpliéndose una vez más que a mayor área mayor caudal dado que en la presente investigación para una área de 717.34 Km²

se ha obtenido un caudal de 1550.68 m³/seg. Con respecto al método de Iszkowski el resultado de la presente investigación se relaciona con Garabito, A. (2020) que para un área de 934.62 Km² y usando la precipitación acumulada anual para la misma estación meteorológica se obtiene un caudal máximo de 661.08 m³/seg; y en la presente investigación para un área de 717.34 Km² y para una precipitación anual acumulada de la misma estación meteorológica se obtiene 500.45 m³/seg. vale decir se corrobora la relación directa a mayor área de la cuenca mayor Caudal máximo.

4.2.2. Estimación de los caudales máximos de diseño de la cuenca quebrada Fernández mediante los modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado e Iszkowski

De acuerdo al conocimiento del ciclo hidrológico, el agua superficial, flujo superficial o escorrentía superficial es el agua que se encuentra fluyendo sobre la superficie de la tierra. El flujo en canales es la principal forma de flujo de agua superficial. Cuando decimos canales nos estamos refiriendo también a ríos y quebradas. La escorrentía superficial se expresa en mm y el flujo en un canal en caudal o descarga expresada en m³/s o l/s (Vásquez, A. et al. 2000).

Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. Al hidrólogo le interesa estudiar el caudal creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc) y para estructuras de regulación (Presas y Embalses) así como estructuras hidráulicas de defensa ribereña (diques longitudinales, diques transversales, espigones, descolmatación de cauces, anchos estables de ríos, quebradas). (Vásquez, A. et al. 2000).

Para diseñar estructuras hidráulicas de defensas ribereñas, tales como diques longitudinales o muros de encauzamiento para la protección de ciudades, áreas de producción, infraestructura, este se debe calcular o estimar el caudal máximo de diseño, por diferente, que todos sean para ríos vivos o ríos muertos. La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno (Tr) que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la

Obra y de la vida útil de éste (Villón, M. 2022).

Los ríos experimentan un fenómeno extraordinario a los que se sustraen los canales: las avenidas, con ellas se ponen a prueba la estabilidad de un cauce, causa las mayores erosiones, provoca el desbordamiento o inundación, es los diseños de las obras que se construyen en los ríos para suministro de agua, vertimientos de excesos, encauzamiento, como protección de riberas y del fondo, están dentro de la ingeniería de ríos (Nava, A., y Cortes, D. s/f).

La Cuenca analizada en la presente investigación es una Cuenca seca, quebrada Fernández es una cuenca seca porque en el tiempo existe ausencia temporal y otras veces épocas muy prolongadas de escorrentía superficial, esto mayormente por la escasez de precipitaciones, que normalmente se presentan entre enero y marzo de cada año, creando un balance hídrico negativo especialmente en el segundo semestre del año, sin embargo existe agua subterránea de buena calidad que permite hacer uso para el sector agrario y uso doméstico; sin embargo es necesario precisar que durante eventos de El Niño, quebrada Fernández transporta grandes volúmenes de agua en pocas horas, pero puede generar huaycos, inundaciones, y grandes caudales máximos.

Para el cálculo de caudales máximos en cuencas secas, se utilizan métodos hidrológicos que consideran principalmente el área de la cuenca, precipitaciones máximas del año, precipitaciones acumuladas y otros factores hidrológicos como tiempo de concentración y características del suelo y vegetación en la cuenca. Entre los métodos más importantes son: Método Racional ($Q_{\text{máx}} = C_i A$; área, intensidad de lluvia y coeficiente de escorrentía); Método Racional Modificado ($Q_{\text{max}} = C_i A$, incorporando ajustes, área, lluvia, pendiente, condiciones de la Cuenca); Método de Creager ($Q_{\text{max}} = (C_1 + C_2) + \log T + A_m A^{-n}$; coeficientes adimensionales, periodo de retorno, área de la Cuenca y exponentes adimensionales); HEC-HMS (Modelación hidrológica (DEM, lluvia, CN, T_c , pérdidas, transformación); Iszkowski ($Q_{\text{max}} = mCP(A \cdot 10^{-3})$; factor que depende del tamaño de la cuenca, coeficiente de la morfología de la cuenca, precipitación total anual promedio y área de la Cuenca).

En la presente investigación se trabajó con los métodos hidrológicos de Creager, Racional Modificado e Iszkowski, usando cuando corresponda el área de la Cuenca y la Precipitación Anual de la Estación meteorológica de Cañaveral, estación ubicada en la Cuenca de Qda. Casitas-Bocapan, colindante con la Cuenca Fernández, el Caudal Promedio Máximo de Diseño obtenido fue de 1,198.12 m³/seg; caudal que debe ser usado en todo diseño de estructuras hidráulicas de defensas ribereñas como diques longitudinales, tanto en margen derecha e izquierda de quebrada Fernández, así como en determinar el ancho estable del cauce de quebrada Fernández con fines de encauzamiento y/o descolmatación de cauce.

En la presente investigación, la relación entre el área de cuenca y Caudal Máximo de Diseño obtenido en el método de Creager fue de 0.47 ($A/Q \Rightarrow 717.34/1543.24$), muy similar a los obtenidos por Garabito, A. (2020), 0.51($934.62/1843.82$), y Chapoñan, R. (2024), 0.42 ($139.989/340.62$). Así mismo la relación entre área de Cuenca y Caudal Máximo de Diseño obtenido en la presente investigación por el método Racional Modificado es de 0.47 ($717.34/1550.68$); muy superior a la relación obtenida por Atoche, M. y; Alemán, W. (2019) que fue de 0.23 ($187.81/802.17$) esto corrobora que el escurrimiento superficial depende de otros factores no solo del área y la precipitación; como son: Meteorológicos (forma, tipo, duración e intensidad de la precipitación, la dirección y la velocidad de la tormenta y la distribución de la lluvia en la Cuenca); así como factores fisiográficos de la Cuenca (superficie, forma, elevación, pendiente), tipo y uso del suelo, humedad antecedente del mismo, tal como lo sostiene Villón, M. (2022).

4.2.3. Diseño hidráulico de un dique longitudinal utilizando el caudal máximo promedio estimado con los modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado e Iszkowski

Los diques longitudinales, son obras hidráulicas de protección de márgenes contra la socavación, son muros de material afirmado de préstamo, material arrimado del propio río o quebrada, revestido o protegidos con roca, gaviones, geobolsas, et en su cara mojada, y son lo suficientemente resistentes a las fuerzas desarrolladas por el agua. En algunos casos también deben diseñarse

como muros de contención y pueden fallar por mala cimentación, volcamiento y deslizamiento (Nava, A., Cortes, D. s/f).

El problema que debe resolverse con el endicamiento es el siguiente: Conocido el Caudal de agua correspondiente a la máxima creciente de un río, y conocida la pendiente del mismo, hallar la altura que deben tener los terraplenes, y la distancia a la cual deben ser colocados (Altura del dique y Ancho Estable del río o quebrada).

En la presente investigación se plantea el endicamiento de la Quebrada Fernández en su margen derecha en el centro poblado de Barrancos (en la progresiva 0+9 km en parte baja de la Cuenca Fernández, a una altitud de 63 m.s.n.m, en las coordenadas UTM E503 699, N9543028).

En el año 2022, la Autoridad Nacional del Agua (ANA) identificó en Barrancos un punto crítico en la quebrada Fernández, y planteó se construya un dique enrocado en la margen derecha de la quebrada, de 1.11 Km; el mismo informe recomienda descolmatar y encauzar la quebrada Fernández y sus afluentes, el mismo que se construyó; pero actualmente existen suficientes argumentos técnicos para evaluar se prosiga con la construcción de más dique longitudinal en barrancos; ya que sigue siendo una obra de protección prioritaria a inundación y flujo de detritos.

Las características principales de este dique son las mismas obtenidas en la presente investigación a saber:

- Ancho Estable de Cauce para limpieza y descolmatación: 143 m
- Altura del dique: 3.35 m (2.70 de tirante hidráulico y 0.5m de borde libre)
- talud: 2:1, cara mojada, cara seca variable
- tipo: dique con propio material con roca acomodada en su cara mojada
- Ubicación: Margen derecha de la quebrada Fernández, a continuación del actual dique longitudinal de Centro Poblado de Barrancos en una longitud de 500 metros

- Corona: 3 metros
- Profundidad de uña: 1.70 m, con roca acomodada
- Ancho de Uña: 2.55 m, con roca acomodada

Estas características obedecen al Caudal Promedio Máximo de 1198.12 m³/seg tal como lo afirma García, A.; y Infante, F. (2018) "Caudal máximo frente a un eficiente diseño técnico".

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES

1. El Caudal Máximo Promedio de Diseño es de 1198.12 m³/seg; caudal que se tomó para el diseño de estructuras hidráulicas de defensa ribereña, como un dique longitudinal.
2. La característica geomorfológica de la Cuenca Quebrada Fernández, el Área, parámetro utilizado en los tres modelos hidrológicos: Creager, Racional Modificado e Iszkowski; cumpliendo la relación directa entre área y caudal, a mayor área mayor caudal y viceversa. En la presente investigación se obtuvo un área de 717.34 Km², para un Caudal máximo de diseño promedio de 1198.12 m³/seg.
3. El Caudal máximo obtenido para la Cuenca de quebrada Fernández usando el método de Creager fue de 1543.24 m³/seg; con el método de Racional Modificado fue de 1550.68 m³/seg; y con Iszkowski fue de 500.45 m³/seg.
4. Con el uso del Caudal Máximo Promedio de diseño, de 1198.12 m³/seg, se diseñó un Dique longitudinal de diseño, con un ancho estable de cauce de 143 m, corona 3.00 m, altura 3.35 m; tirante hidráulico de 2.70 m, borde libre 0.65 m, profundidad de uña 1.70 m, ancho de uña 2.55 m, talud 2:1 con material propio arrumado de la Quebrada Fernández, talud de cara moja revestido con roca acomodada, así como la uña; el talud de la cara seca es variable.

CAPITULO VI

6. RECOMENDACIONES

1. Para usar modelos hidrológicos en el cálculo de Caudales máximos en Cuencas secas es recomendable delimitar correctamente la Cuenca de aporte de agua, así como la longitud del cauce principal, pendiente media y pendiente del cauce, tiempo de concentración e identificar muy bien las subcuencas y/o microcuencas de aporte.
2. De usar herramientas como ArcGIS o HEC-HMS en la delimitación de la Cuenca usar un DEM (Modelo Digital de Elevación) de buena resolución de 10-12.5 m puede ser muy útil.
3. Para una investigación o expediente técnico es recomendable calcular el Caudal Máximo de Diseño en una Cuenca seca, el uso de varios modelos, y si los resultados son muy diferentes investigar porque ocurre esa diferencia antes de seleccionar el Caudal de diseño; se debe hacer un exhaustivo reconocimiento integral de la Cuenca en estudio, antes de seleccionar el método (campo, topográfico, hidrológico, geomorfológico, suelos y cobertura, infraestructura y zonas vulnerables).
4. En el diseño de la infraestructura hidráulica es muy importante tener en cuenta los períodos de retorno por ejemplo para defensa de zonas agrícolas entre 25-50 años, protección de población entre 50-100 años, y para infraestructura crítica como bocatomas, presas 100 años o más.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Alonso, A (2021) “Determinación de caudales máximos del río Pomabamba para identificar las zonas de inundación en el distrito de Pomabamba, Ancash - 2021.” Tesis de Pregrado: Universidad Cesar Vallejo.

Atoche, M. & alemán, W. (2019). “Estimación de caudales máximos en Cuencas secas y aplicación en diseños obras de defensas ribereñas: caso Quebrada Angostura, Tumbes, 2019”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Tumbes.

Autoridad Nacional del Agua (ANA, 2019). Cuenca de la quebrada Fernández

ANA (2022). Informe de Puntos Críticos en Qda. Fernández

Calzada, J. (1970). Métodos estadísticos para la investigación. Tercera Edición Editorial Jurídica S.A. Lima – Perú.

Campomanes, G. (2015). hidrología.

Carrasco, S. (2019). Metodología de la investigación científica – pautas metodológicas para diseñar y elaborar proyecto de investigación – Editorial San Marcos – Lima.

Chapoñan, R. (2024). “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Tumbes.

Diaz, U; Gucaneme, D & Alonso, F. (2017). Estimación de Caudales Máximos para el Sector Hidrológico de la Quebrada el Diamante, mediante modelación con HEC-HMS. (Tesis de Posgrado). Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.

Garabito, A. (2020). “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas-Bocapán Tumbes-2020”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Tumbes.

García, A. & Infante, F. (2018) “Determinación del caudal máximo para diseño de

- defensa ribereñas del sector Tamarindo – Río Tumbes 2018” Tesis de pregrado: Universidad Nacional de Tumbes
- García, M. (2011).** Estimación de caudales máximos en cuenca sin información. Cajamarca
- INDECI. (2008).** Glosario de Términos. Perú.
- Mantilla, D (2022).** “Estudio hidrometeorológico para estimación de caudales máximos en la unidad hídrica río blanco de la provincia de Tungurahua”. Tesis de Posgrado: Universidad Técnica de Ambato.
- Nava, A., Cortes, D. (S/f).** Tesis de Titulación 'Hidráulica de Ríos' - Instituto Politécnico Nacional - Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Ingeniería Civil - México.
- Paredes, J (2022)** Determinación de caudales máximos de diseño mediante métodos convencionales probabilísticos en la cuenca llave, Puno – 2022. Tesis de Pregrado: Universidad Cesar Vallejo
- Santillán, L (2019)** Determinación de los caudales máximos ocurridos en la microcuenca del río Pichan, cantón Quito, provincia de Pichincha, usando hec-hms para un tiempo de retorno de 5, 25 y 50 años. Ciencia Digital.
- Tenazoa, P. (2018).** Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo, margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveaú, Provincia San Martín, Región San Martín.
- Teran, R. (1998).** DISEÑO Y CONSTRUCCION DE DEFENSAS RIBEREÑAS. Perú
- Vásquez, A. et al. (2000).** Manejo de Cuencas Altoandinas. Tomo 1. Universidad Nacional Agraria la Molina - Lima – Perú
- Villón, M. (2002).** Hidrología. Lima, Perú. Editorial Villón
- Villon, M. (2022).** Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica - Escuela de Ingeniería Agrícola. Segunda Edición. Lima - Perú

INFOGRAFIA

google.com – estimación de caudales máximos Colombia – extraído el 15.01.2025.

https://es.wikipedia.org/wiki/Humedad_relativa

<https://es.wikipedia.org/wiki/Temperatura>

<https://www.significados.com/precipitacion/>

<https://www.geogpsperu.com/2013/09/cuadro-de-empalmede-lacartografia.html>

<https://www.senamhi.gob.pe/?&p=estaciones>

ANEXOS

Anexo 1: Clasificación de Cuencas Hidrográficas

ÁREA EN KM²	NOMBRE TÉCNICO
Menor a 5	Unidad
Entre 5 y 20	Sector
Entre 20 y 100	Microcuenca
Entre 100 y 300	Subcuenca
Mayor a 300	cuenca

Anexo 2: Valores referenciales para Áreas de Cuencas

Tamaño Km²	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 - 250	Pequeña
250 - 500	Intermedia a pequeña
500 - 2500	Intermedia a grande
2500 - 5000	Grande
> 5000	Muy grande

Anexo 3: Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Anexo 4: Datos de Precipitación de la Estación Cañaveral

N	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	1975	4.6	60.3	173.7	38	1.4	1.9	1	3	0.9	1	1.4	2
2	1976	107	107	204	31	22	3	0	0	0	0	0	0
3	1977	50	222.7	100.1	54.1	0	0	2.2	0	5	0	0	0
4	1978	6	37.1	61.2	8	0	0	0	0	0	0	0	2
5	1980	5	7.5	34	101.8	3	0	0	0	0	2	0	2
6	1981	0	46.2	40	29.8	0	1	0	0	0	0	0	0
7	1987	123	360	322	54	11	0	0	0	0	0	0	0
8	1992	41.3	221.4	717	306.3	120.8	0.6	0	0	0	0	0	2
9	1993	6.8	123.4	72.8	74.1	11.1	3.5	0	0	0	1	0	2.9
10	1994	104.5	96.5	50.4	11.5	3.6	0	0.2	0	0	0	0.5	17.2
11	1996	2.7	24.2	32.1	2	0.5	0	0	0	0	0	0	0
12	1998	502.3	729.2	447.6	427.4	79.3	7.7	0	0	1.7	0.5	0	3.6
13	1999	23.9	150	116.4	117.3	40.6	0	0	0	0	0	0	0
14	2000	1	70.1	60.8	100.1	30.8	3.9	0	0	0	0	0	6.2
15	2001	124.4	104.1	334.8	73.7	0	0	0	0	0	0	0	0
16	2004	1.9	0	36.5	24	0	0	0	9.3	0	17.1	0	9.3
17	2006	28.8	196.2	50.8	5.1	0	1.8	0	0	0	0	0	2
18	2007	62.5	3.3	151.6	19.8	0	0	0	0	0	0	0	0
19	2008	124.8	287.1	126.4	5.2	0	0	0.1	0	0	1.4	0	0
20	2009	237.6	130.2	57.5	41.9	3.2	6.9	0.1	0	0	0	0	0
21	2010	55.2	122.6	185.9	77.1	0	0	0.8	0	0	0	0	4
22	2011	3.3	77.3	0	108.8	0	0	17.5	0	0	0	0	4.2
23	2012	78.2	199.2	296.8	87.2	19.3	0	0	0	0	0	0.7	0.6
24	2013	22.2	36.4	167.2	4.6	5.7	0	0	0	0	0	0	0
25	2014	12.9	45.1	6.4	4.4	25.6	0	0	0	0	4.8	0	0
26	2016	1.5	0.1	44.9	37.4	0	0	0	0	0	0	0	1.2
27	2017	137.7	214.2	65	121.2	0	0	0	0	0	0	0	0.3
28	2018	0	61	18.7	1.7	19.5	0	0	0	0	0	0	20.7
29	2019	21.3	157.1	109.2	56.4	38.9	0	0	0	0	0	0	59.4
30	2020	58.8	38.3	68.3	4.5	0	0	0	0	0	0	0	1.2

Anexo 5: Creciente del mes de marzo del 2025



Anexo 6: Activación de la Cuenca Fernández 2025



Anexo 7: Reconocimiento de la Cuenca Fernández



Anexo 8: Reconocimiento de la parte baja de la Cuenca Fernández



Anexo 9: Valor del coeficiente de escorrentía de 0.2, ya que la cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa.



Anexo 10: Movilidad para llegar a la Cuenca Fernández



Anexo 11: Puente que indica la desembocadura de la Cuenca Fernández

