

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El tema de los flujos densos ha sido analizado desde diferentes disciplinas, entre las que se destacan la geología y la hidráulica. Aun dentro de cada una de ellas existe un amplio espectro de enfoques y definiciones, muchas veces contrapuestos (Mainali, 1994).

Los geólogos hacen hincapié en los productos (sedimentos, depósitos) a los que conducen estos procesos, mientras que los ingenieros han prestado mucha mayor atención a las cuestiones hidrológicas y reológicas, es decir, al funcionamiento de estos mecanismos de transporte en masa.

En efecto, más allá de las investigaciones básicas sobre el tema de los flujos densos, la hidráulica de ríos apunta a las aplicaciones prácticas en el campo de la ingeniería relacionadas con este tipo de fenómenos, las cuales necesitan imperiosamente de la cuantificación de los procesos. Por lo tanto, gran parte de los desarrollos realizados desde la especialidad tratan de explicar el comportamiento de los flujos densos a partir de las fuerzas intervinientes en el proceso, llegando a ecuaciones que permiten a través de su resolución, poner un número a las variables en juego.

Flujos de detritos o flujos de escombros:

Pasemos ahora a analizar algunos conceptos sobre flujo de detritos (debris flow) y comparemos. Friedman y Sanders (1978) indican que un flujo de detritos es más una masa plástica que un fluido Newtoniano y que se produce cuando hay una cantidad de sedimento suficiente como para que se incremente la viscosidad y densidad de la masa.

Los flujos de detritos se componen de una mezcla de materiales clásticos, incluyendo grandes piedras, troncos, etc. donde la colisión lubricada entre las partículas es el mecanismo dominante de disipación de energía. El conocimiento de este tipo de flujos se debe en gran medida a Takahashi (Takahashi, 1978).

1.2. Planteamiento del problema

1.2.1. Identificación del problema

Las inundaciones son desastres naturales que ocurren cuando el nivel de agua en ríos, lagos o torrentes aumenta y desborda, causando daños a las áreas circundantes, estas avenidas están formadas normalmente por “agua limpia”. Pero si la fuerza del agua es tal que ocasiona el desprendimiento de grandes cantidades de masas de terreno, se forman frentes de derrubio, flujos de escombros (debris flow). Las actividades humanas y el desarrollo socioeconómico en la zona del subandino sur de Bolivia y parte del noroeste argentino están fuertemente influenciados por el régimen de precipitación, los fenómenos climáticos y los peligros o amenazas naturales en los últimos años; diversas zonas del mundo han sufrido grandes pérdidas al ser alcanzadas por inundaciones y flujos de escombros, por lo que desarrollar estudios relacionados a estas amenazas se ha transformado en una necesidad.

La transición desde un flujo de detritos, el cual puede ser considerado como un proceso de remoción en masa, a una inundación es gradual, por lo tanto, no hay forma de distinguir el número de personas víctimas de cada uno de estos procesos individualmente. El evento de Vargas, de 1999, es un ejemplo de ello, donde las inundaciones se combinaron con múltiples remociones en masa, producidos por el desencadenamiento de lluvias que generaron flujos de detritos (PMA-GCA 2007).

En la provincia O'Connor del departamento de Tarija en el distrito cinco, a la noche del domingo 20 de febrero del 2022, por las serranías se avizoraba una torrencial lluvia donde a partir de las 23:00 horas una mazamorra de agua turbia, lodo y palizada; alcanzó una altura superior a los dos metros en una estrecha quebrada, originando así la presencia del flujo de lodo y escombros ocasionando daños en viviendas, vías de comunicación, cultivos agrícolas y ganado de las comunidades guaraníes de Tomatirenda, Filadelfia, Palmarito, Ñaurenda, Saladito de Ñaurenda, Moko Mokal, Itayuru y Timboy; siendo la zona más afectada Tomatirenda donde las lluvias continuas generaron la saturación del terreno, mismas que están compuestas por material altamente deleznable produciéndose así fallas geológicas. En una entrevista “la reconstrucción de

Tomatirenda” – Canal 9 TVU Tarija, el Ing. Gustavo Mendez (2022, 28 de marzo) menciona lo siguiente:

Mediante un trabajo de evaluación e identificación de zonas de riesgo del gobierno municipal de Tarija, se descartaron que el desastre haya sido ocasionado por una ruptura de algún reservorio de agua o laguna, como también la presencia de un movimiento de sismo para el deslizamiento de tierra ocasionado.

1.3. Formulación del problema

Los flujos de lodo y escombros en el subandino sur de Bolivia son fenómenos naturales que ocurren debido a la alta variabilidad de los fenómenos climatológicos que generan lluvias intensas y/o extraordinarias, en combinación a la inestabilidad del terreno y la erosión. Estos eventos pueden causar daños significativos a infraestructuras, cultivos y asentamientos humanos. Algunas áreas del subandino sur boliviano son propensas a experimentar estos flujos debido a la geología y el clima de la región.

1.4. Hipótesis

La modelación hidrológica en la zona de estudio y la simulación del evento de flujo no newtoniano en un modelo numérico permitirá evaluar y analizar el comportamiento físico del flujo de lodo y escombros desatado en la zona de descarga de las comunidades guaraníes, distrito cinco de la provincia de O’Connor-Tarija.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Realizar la simulación hidrológica e hidráulica del flujo de lodo y escombros mediante el modelo numérico HEC-RAS, para proponer una alternativa de mitigación estructural en el río Salado de las comunidades guaraníes, en el distrito cinco de la provincia de O’Connor-Tarija.

1.5.2. *Objetivos específicos*

- Analizar la información recopilada para la respectiva modelación hidrológica aplicando SIG y determinar el caudal de crecida líquido y sólido en la cuenca en estudio.
- Determinar los parámetros reológicos del flujo de escombros de manera indirecta mediante el estudio de suelos correspondiente.
- Aplicar el software HEC-RAS para modelar escenarios de flujo de escombros.
- Proponer conceptualmente obras de protección estructural en las zonas críticas según las respuestas obtenidas en los modelamientos.

1.6. Justificación

1.6.1. *Justificación Técnica*

Debido a las altas concentraciones de precipitación en el Distrito cinco de las comunidades guaraníes, ocasionó que el río Salado se active y se dé la presencia de flujo de lodos y escombros, siendo afectadas la comunidad de Tomatirenda, Filadelfia, Palmarito, Ñaurenda, Saladito de Ñaurenda, Moko Mokal, Itayuru y Timboy; siendo la zona más afectada Tomatirenda.

La justificación técnica para elaborar el trabajo de modelación numérica del flujo de lodo y escombros radica en la importancia de predecir y comprender el comportamiento de estos fenómenos naturales, debido a su alta capacidad destructiva y potencial de riesgo para la población, infraestructura y el medio ambiente.

Al abordar esta investigación de esta naturaleza, se busca mejorar la comprensión de los procesos físicos involucrados en tales eventos, identificar las principales variables que influyen en la dinámica del flujo y desarrollar herramientas efectivas para evaluar sus características y posibles trayectorias.

El presente trabajo es relevante porque tiene como fundamento principal proponer alternativas de solución técnica que reduzcan el impacto de flujo de lodos y escombros en

dichas comunidades, lo cual los beneficiados son sus pobladores que de manera frecuente están vulnerables a este tipo de fenómenos naturales.

1.6.2. Justificación Social

La investigación beneficia directamente a los pobladores de las comunidades guaraníes donde al terminar el producto se pretende mitigar un gran porcentaje la pérdida de viviendas, servicios básicos, ganadería y agricultura, además de la disminución de pérdidas económicas se está salvaguardando la integridad de los pobladores estimando las zonas más seguras.

El resultado de este estudio ayudará a los comunarios en coordinación con autoridades responsables directas en la protección del bien común, a contar con una propuesta para realizar obras de protección con el fin de reducir daños y de esta manera contar con estrategias de prevención.

1.6.3. Justificación Académica

La elaboración de este trabajo de modelación numérica del flujo de lodo y escombros es fundamental para ampliar el conocimiento y desarrollar soluciones en el ámbito de la prevención y mitigación de desastres naturales y eventos relacionados con la inestabilidad del terreno. Este tema es de gran relevancia en la actualidad, dada la creciente preocupación por el cambio climático y sus efectos en el entorno.

Desde una perspectiva académica, este trabajo contribuirá a la formación integral de profesionales capacitados para enfrentar situaciones reales y potenciales asociadas a flujos destructivos de lodo y escombros. Los estudiantes que participen en este tipo de proyectos adquirirán habilidades prácticas y teóricas que les serán útiles tanto en su formación académica como en su futuro profesional, enfocado hacia un mejor entendimiento de los fenómenos naturales involucrados y su prevención, para garantizar la seguridad y bienestar de las comunidades y la preservación del medio ambiente.

1.7. Alcance del trabajo de investigación

La finalidad de este trabajo es el de evaluar y analizar el comportamiento del fenómeno de flujos de lodo y escombros en el río Salado del distrito cinco de la provincia de O'Connor, tomando en cuenta las observaciones de las manchas de deposiciones de sólidos que se desencadenaron el 20 de febrero del 2022, con la cual se pretende primero trabajar con datos de imágenes satelitales de alta resolución no necesariamente actualizadas y las precipitaciones máximas en 24 h de las estaciones cercanas a la cuenca en estudio para la delimitación, modelación hidrológica y obtención del hidrograma líquido. Posterior a ello, para realizar la simulación hidráulica del flujo de lodo y escombros se llevará a cabo un levantamiento topográfico aéreo para generar curvas de nivel y la obtención de imágenes ráster del cauce de la zona en estudio, además el método con la cual se quiere simular el flujo requiere de parámetros reológicos donde en la presente investigación se limita a estimar dichos parámetros de forma indirecta por ecuaciones exponenciales mediante la clasificación de suelos, el análisis granulométrico e hidrométrico que se encuentra en la zona de estudio.

Por último, el planteamiento de mitigación estructural se basará en la evaluación de la fenomenología de la simulación del flujo que permitirá la disminución de la profundidad, velocidad y así permitir el control de los flujos de lodo y escombros.

Se procederá a analizar y manejar los datos hidrometeorológicos descargados de la página del SENAMHI en el periodo que comprende desde el año 1997 hasta la fecha, de las estaciones cercanas a la zona en estudio respectivamente.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se explicarán las bases teóricas necesarias para la realización de la presente investigación, teniendo en cuenta la pertinencia de las definiciones de cada punto a describir y la influencia de estos en el desarrollo del tema.

2.1. Remociones en masa

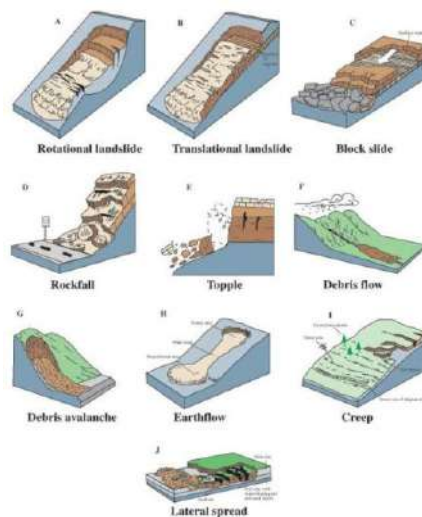
Las remociones en masa son fenómenos geológicos que implican el desplazamiento de materiales como rocas, tierra, sedimentos y otros escombros bajo la influencia de la gravedad (Varnes, 1978, p. 21). Estos procesos pueden ser naturales o inducidos por la actividad humana y varían según sus mecanismos, magnitud y velocidad.

Existen diferentes tipos de remociones en masa, por ejemplo, los deslizamientos de tierra pueden ocurrir en áreas con terreno inclinado y debilitamiento del suelo debido a la erosión o carga adicional (Cruden & Varnes, 1996, p. 42). Las avalanchas de rocas son otro tipo de remociones en masa más rápidas que involucran el desprendimiento súbito de rocas desde áreas elevadas (Turner & Schuster, 1996, p.50).

Las remociones en masa pueden tener un impacto significativo en las comunidades humanas y los ecosistemas debido a su capacidad para causar pérdidas humanas, daños estructurales y cambios en los patrones de drenaje (Iverson et al., 1997, p.113).

Figura 1

Tipos de movimientos de remoción en masa



Fuente: Highland (USGS, 2004)

2.2. Flujos de lodo y escombros

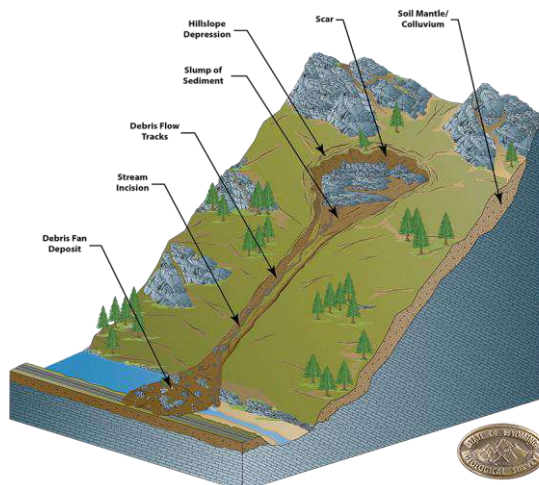
Es un fenómeno geológico que ocurre cuando una gran cantidad de material de lodo, roca y agua fluye rápidamente por terrenos inclinados (Hungar, 2005, p. 243). Este tipo de movimiento puede ser desencadenado por diversos factores, como lluvias intensas, deshielo rápido o actividad sísmica (Pierson, 2005, p. 112).

Según Iverson (1997), el flujo de lodos y escombros se caracteriza por la movilidad del material y su capacidad para transportar grandes volúmenes de sedimentos a lo largo del recorrido. Los flujos suelen tener una consistencia viscosa y pueden alcanzar velocidades superiores a los 50 km/h en áreas de mayor pendiente (Takahashi, 1981).

Por otro lado, Costa (1984) describe el flujo de lodos y escombros como un proceso que involucra dos componentes principales: una fase líquida compuesta principalmente por agua y sedimentos finos, y una fase sólida compuesta por fragmentos de roca y otros escombros (p. 70). A medida que el flujo se mueve a través del terreno, puede adquirir mayor volumen al erosionar y arrastrar material adicional con él (Johnson et al., 2012, p. 1048).

Figura 2

Flujo de escombros, deslizamiento de tierra



No obstante, hay variación en cómo diferentes autores abordan este fenómeno. Canuti et al. (2014) sostienen que no todos los flujos de lodos y escombros poseen las mismas propiedades mecánicas ni dinámicas, lo cual depende de factores como la geología de la zona, la cantidad y naturaleza del material contenido y las condiciones climáticas locales (p. 342).

En resumen, el flujo de lodos y escombros varía según su composición, velocidad y aspectos del terreno circundante (Davies et al., 2010). Esta diversidad ha llevado a distintos enfoques en la literatura científica para describir y analizar estos fenómenos.

La velocidad y trayectoria de los flujos de lodo dependen en gran medida del gradiente topográfico del área afectada y la viscosidad del material en movimiento (Pierson et al., 2011). En áreas con pendientes más pronunciadas, los flujos tienden a moverse a mayor velocidad y pueden recorrer distancias considerables antes de disiparse (Pierson et al., 2011).

2.3. Relación entre Remociones en masa y flujo de lodos y escombros

Las remociones en masa son procesos geomorfológicos que se refieren al movimiento de masas de roca, tierra o escombros, bajo la influencia de la gravedad y otros factores desencadenantes (Highland & Bobrowsky, 2008). Estos movimientos pueden

incluir deslizamientos, flujos y caídas, siendo el flujo de lodos y escombros una manifestación frecuente y potencialmente destructiva de estos procesos (Iverson, 1997).

El flujo de lodos es un movimiento rápido de material líquido y sólido que se produce cuando grandes volúmenes de agua interactúan con suelos inestables o derrumbamientos en pendientes (Hunter & Fell, 2003). En este contexto, las remociones en masa pueden contribuir al flujo de lodos y escombros generando una acumulación de materiales que posteriormente serán movilizados por el ingreso adicional de agua (Montgomery et al., 2002, p. 569).

Cuando las partículas sólidas se mezclan con agua, se forma un fluido viscoso conocido como lodo, el cual puede arrastrar escombros como rocas, madera o estructuras construidas por humanos (Scott et al., 2017). Los flujos de lodos y escombros son eventos complejos que dependen no solo del volumen de material disponible en las remociones en masa sino también del tamaño de partícula, su distribución y la cantidad de agua presente (Palucis et al., 2018, p. 320).

La velocidad del flujo e impacto sobre asentamientos humanos son dos factores que determinan la gravedad de estos fenómenos. Por ejemplo, las remociones en masa pueden producir flujos de lodos y escombros lo suficientemente rápidos como para causar daños catastróficos en edificios, carreteras y líneas de suministro de servicios básicos (Poulos & Castro, 1985, p. 881).

En resumen, las remociones en masa son eventos geomorfológicos que están estrechamente relacionados con el flujo de lodos y escombros debido a la inestabilidad del terreno, la acumulación de material sólido en pendientes y la presencia de agua. Las remociones en masa pueden desencadenar y alimentar flujos de lodos y escombros con consecuencias potencialmente devastadoras para la infraestructura y las poblaciones humanas (Highland & Bobrowsky, 2008).

2.3.1. Características del flujo de escombros

El proceso de iniciación de un flujo de lodo o escombros comienza cuando el agua disponible supera la capacidad de infiltración del suelo, lo que provoca una saturación del

mismo y, posteriormente, la mezcla del agua con sedimentos y material sólido. Esta combinación crea una masa densa y viscosa que puede desplazarse rápidamente cuesta abajo (Iverson 1997, p.883).

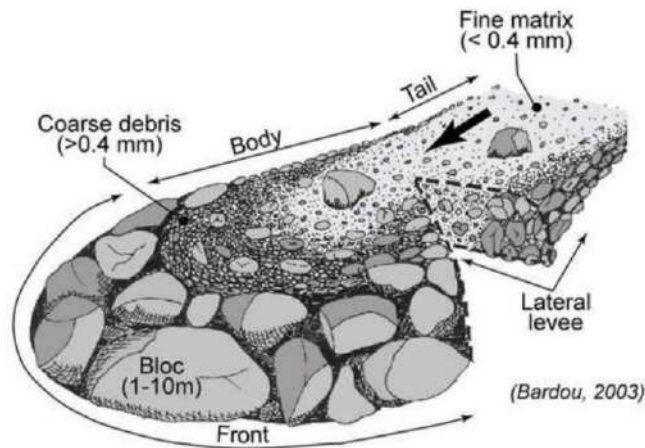
Una característica relevante de los flujos de lodos y escombros es su alta velocidad. Dependiendo de factores como la pendiente del terreno, la viscosidad del flujo y la cantidad de material sólido involucrado, estas corrientes pueden alcanzar velocidades superiores a 80 km/h (Major, 2003). En consecuencia, estos eventos pueden ser altamente destructivos para infraestructuras y asentamientos humanos en su camino.

Además, los flujos de lodo y escombros pueden recorrer grandes distancias antes de detenerse debido a la pérdida de energía causada por la fricción entre el flujo y la superficie del terreno (Benjamin & Bell 2012). A medida que el flujo se desplaza hacia áreas más llanas o valles, disminuye la velocidad del flujo y los escombros pueden acumularse, afectando áreas extensas y causando impactos significativos al medio ambiente.

Otro aspecto importante de los flujos de lodo y escombros en referencia a su comportamiento es la influencia del tipo de material involucrado. La viscosidad del flujo está principalmente controlada por la granulometría y la concentración de sedimentos dentro del flujo. La presencia de arcillas finas aumenta la viscosidad, lo que puede afectar tanto a la velocidad como a la distancia que el flujo puede recorrer (Johnson et al. 2012).

Figura 3

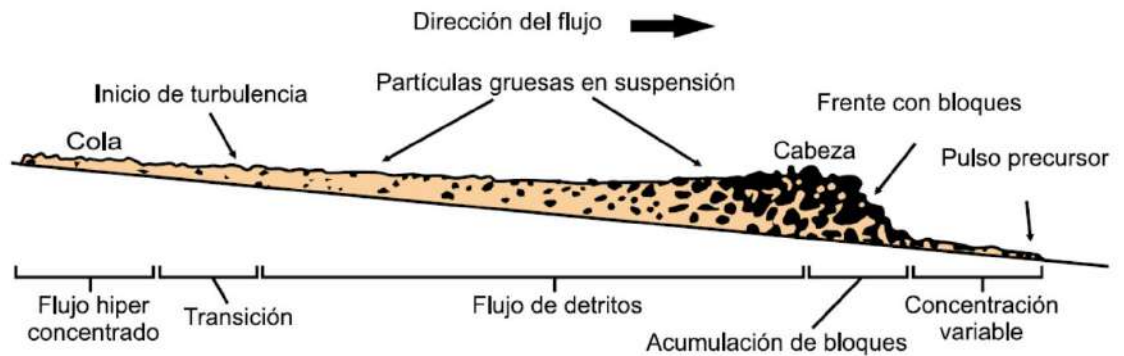
Características del flujo de escombros



Fuente: (Bardou, 2003)

Figura 4

Corte esquemático típico de un flujo de detritos. Frente con bloques de un pulso del flujo de detritos



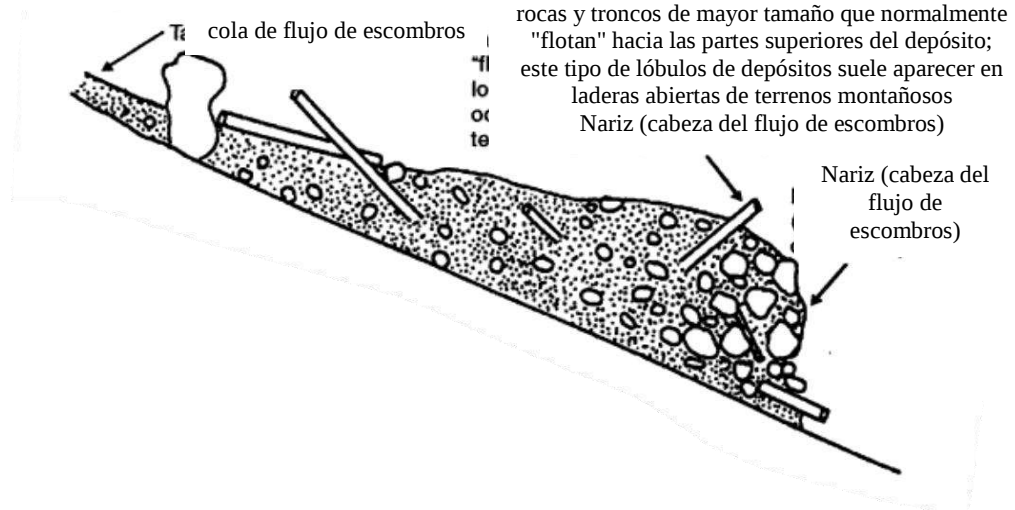
Fuente: Highland (USGS, 2004)

El lóbulo deposicional del flujo de lodo generalmente consiste en capas concéntricas que exhiben decrépita graduando tanto en tamaño del grano como en densidad hacia su borde externo (Major, 1997). Estas estructuras indican la expansión y desaceleración del flujo a medida que avanza por la pendiente. Como resultado, el emplazamiento de los sedimentos más gruesos tiende a ocurrir cerca del borde frontal del flujo, mientras que los sedimentos más finos suelen depositarse más lejos.

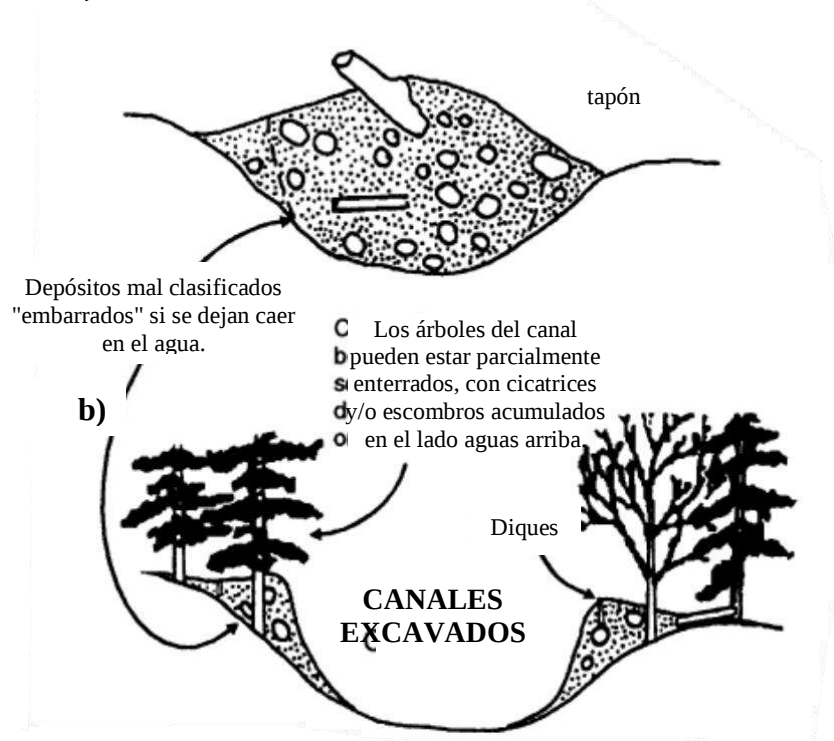
Figura 5

El lóbulo deposicional del flujo de lodo y escombros

a) lóbulo deposicional



c) DEPÓSITOS



2.3.1.1. Taxonomía y reología de flujos de escombros

La **taxonomía** de flujos de lodos y escombros de acuerdo a la concentración y el tamaño del grano fue propuesta por Coussot y Meunier (1986). Según estos autores, los flujos se pueden clasificar en tres categorías principales: sólido, pastoso y líquido.

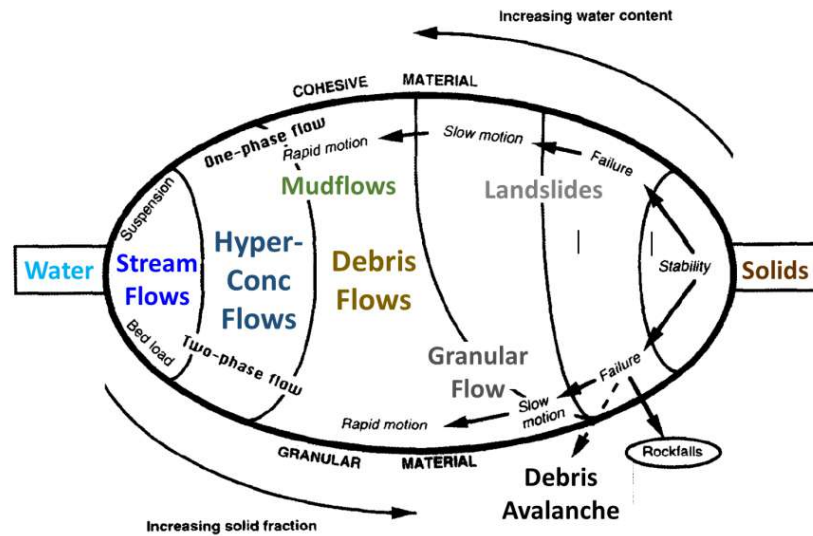
1. Flujos sólidos: Estos flujos se caracterizan por tener concentraciones de granos elevadas y un tamaño de grano mayor. La resistencia de estos materiales es elevada, lo que provoca que su fluencia sea lenta y su comportamiento sea similar al de un sólido. De acuerdo con Coussot y Meunier (1986), este tipo de flujos ocurre cuando las concentraciones superan aproximadamente el 60% en volumen (p.358).

2. Flujos pastosos: Estos flujos tienen concentraciones intermedias y tamaños de grano también intermedios. La resistencia de este material es menor que la de los flujos sólidos, pero sigue siendo importante, lo que hace que su comportamiento sea similar al de una pasta viscosa. Para estas condiciones, Coussot y Meunier (1986) mencionan que las concentraciones varían entre el 30% y el 60% en volumen (p.358).

3. Flujos líquidos: Estos flujos se caracterizan por tener una baja concentración de partículas y un tamaño pequeño de grano. La resistencia de este material es insignificante, lo que los convierte en fluidos con un comportamiento similar al del agua o a suspensiones diluidas. Según Coussot y Meunier (1986), estos flujos ocurren cuando las concentraciones están por debajo del 30% en volumen (p.359).

Figura 6

Taxonomía de flujos geológicos de Coussot y Meunier (1986).



Fuente: Coussot y Meunier (1986)

Figura 7

Varias taxonomías de flujos geofísicos que ilustran la diversidad de definiciones.

SOURCE	CONCENTRATION PERCENT BY VOLUME (S.G. = 2.65)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Beverage and Culbertson (1964)	High	Extreme	Hyperconcentrated				Mud Flow			
Costa (1984)	Water Flood		Hyperconcentrated			Debris Flow				
NRC from O'Brien & Julien (1984)	Water Flood		Mud Flood		Mud Flow	Landslide				
Takahashi (1981)			Debris or Grain Flow						Fall, Landslide, Creep, Sturzstrom, Pyroclastic Flow	
Chinese Investigators (Fan & Dou, 1980)		Sediment Laden		Hyperconcentrated Flow						
Pierson & Costa (1984)	STREAMFLOW Normal Hyperconcentrated			SLURRY FLOW (Debris Torrent), Debris & Mud Flow, Solifluction				GRANULAR FLOW Sturzstrom, Debris Avalanche, Earthflow, Soil Creep		

Fast

↓

VELOCITY

↑

Slow

Fuente: (modificada de Philips (1888) según Bradley y McCutcheon, 1985)

La **reología** se ocupa del estudio de la deformación y el flujo de materiales, y es un aspecto crucial en la comprensión del flujo de lodos y escombros. Según Coussot y

Meunier (1986), la reología de los flujos de lodos y escombros depende en gran medida de la concentración y el tamaño del grano.

En su estudio, Coussot y Meunier (1986) destacaron que a medida que la concentración de sólidos aumenta, el comportamiento reológico cambia desde un comportamiento líquido-newtoniano hasta una mezcla viscoplástica (Coussot & Meunier, 1986, p. 161). La viscosidad aparente disminuye con la disminución del tamaño del grano a una concentración dada. A medida que el tamaño del grano disminuye, también lo hace la fricción entre las partículas en el flujo, lo que resulta en una menor viscosidad (Coussot & Meunier, 1986, p. 162).

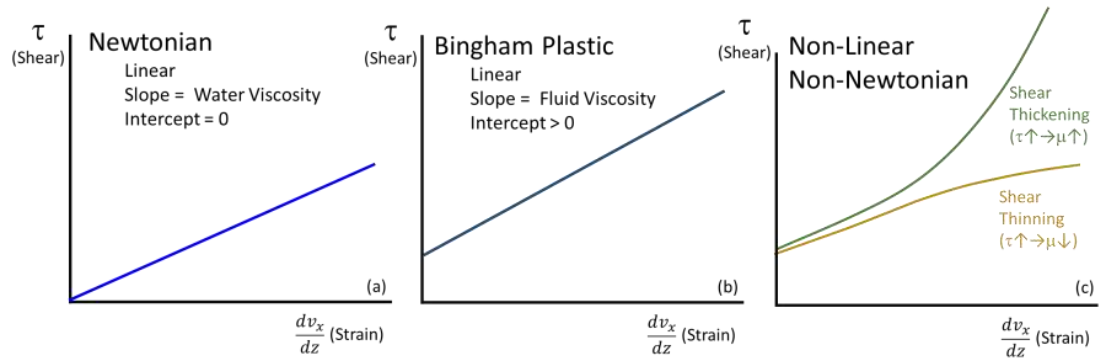
Cuando la concentración supera un valor crítico, conocido como punto de transición, los flujos de lodos y escombros exhiben propiedades viscoplásticas similares a un sólido. En esta etapa, hay suficiente interacción entre las partículas para soportar tensiones sin deformarse (Coussot & Meunier, 1986, p. 168). Este punto crítico varía según el tamaño del grano y la distribución granulométrica.

En su investigación, Coussot y Meunier (1986) también analizaron cómo factores como la humedad y la temperatura pueden afectar la reología de los flujos de lodos y escombros. Sus estudios mostraron que la presencia de humedad en el material puede mejorar sus propiedades fluidas al facilitar la deformación de la matriz sólida (Coussot & Meunier, 1986, p. 173). Por otro lado, encontraron que un aumento en la temperatura podría aumentar la viscosidad debido a la expansión térmica de las partículas y el debilitamiento de las fuerzas electrostáticas (Coussot & Meunier, 1986, p. 175).

En resumen, la reología de los flujos de lodos y escombros depende en gran medida de la concentración y el tamaño del grano. Según Coussot y Meunier (1986), el comportamiento reológico varía desde un comportamiento líquido-newtoniano hasta una mezcla viscoplástica con el aumento de la concentración de sólidos y una disminución del tamaño del grano. Además, factores como la humedad y la temperatura también influyen en las propiedades reológicas.

Figura 8

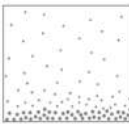
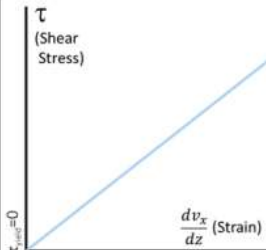
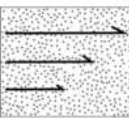
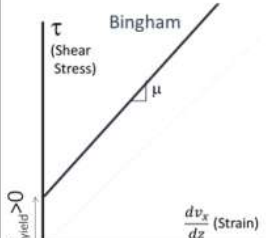
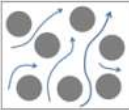
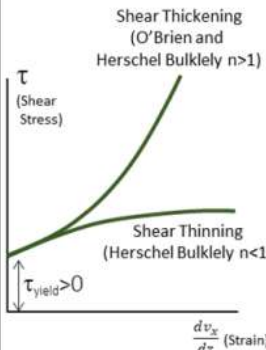
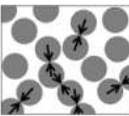
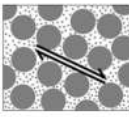
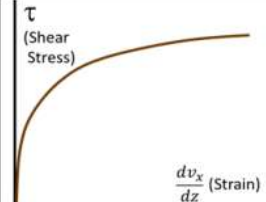
Modelos reológicos utilizados para simular (a) agua clara y (b,c) flujos de lodo y escombros.



Fuente: (Gibson et al., 2020)

Figura 9

Taxonomía de flujo no newtoniano, con los modelos reológicos y las ecuaciones utilizadas para modelarlos.

Flow Classification	Process	Threshold	O'Brien et al. (1993) Shear Component	Hershel Bulkeley Shear Component	Rheological/ Geotechnical Model	
Sediment Transport	Bedload and Suspended Load 	$C_v < 5\%$	None	None		Finer Sediment Lower Concentration
Hyper-concentrated Flow	Yield Stress & Viscous Losses 	$C_v > 5\%$	Bingham $\tau_y + \mu(\dot{\gamma})$	Linear $\tau_y + K(\dot{\gamma})^{n=1}$		
Mudflow	Inter-Particle Turbulence 		$\rho_m l_m^2 (\dot{\gamma})^2$	$K(\dot{\gamma})^{n \neq 1}$		Coarser Sediment Higher Concentration
Debris Flow	Grain Collision 	Bagnold # $N_{BAG} > 40$	$\frac{0.01 \rho_s d_s^2 (\dot{\gamma})^2}{\left(\left(\frac{0.615}{C_v}\right)^{1/3} - 1\right)^2}$			
Clastic Flow	Matrix Strength 	Friction # $N_{fr} > 100^*$	Replaces the yield stress (τ_y) in either model with a Coulomb (geotechnical) model: $\tau_y = \tau_c + \sigma \tan \phi$			

Fuente: (Gibson et al., 2020)

2.4. Modelo Hidrológico

El objetivo del análisis del sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo del sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas y mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. Los modelos hidrológicos pueden dividirse en dos categorías:

Los modelos *físicos* pueden representarse mediante un modelo a escala que represente el régimen hidrológico a un nivel reducido. También se incluyen modelos similares utilizando otros sistemas físicos con propiedades similares a las del prototipo analizado. Los modelos *abstractos* suelen expresarse en forma matemática. Los cambios que ocurren en estos sistemas a menudo se describen mediante ecuaciones que relacionan las variables de entrada y salida. Estas variables pueden estar en función del tiempo, pero también pueden ser aleatorias porque no tienen un valor fijo, pero están en función de distribuciones de probabilidad. (Chow et al., 1994).

2.4.1. Sistema Hidrológico

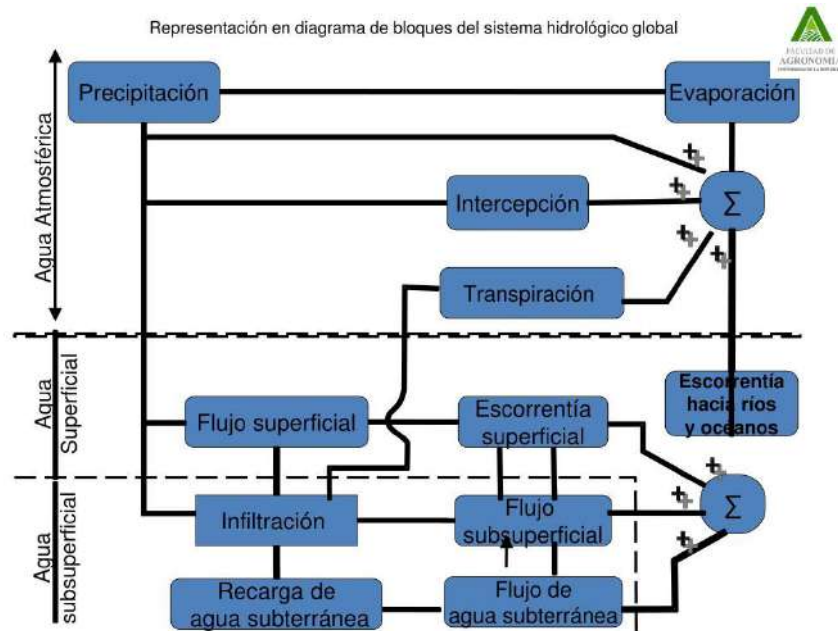
Según Chow et al. (1994) el concepto de ciclo hidrológico suele ser muy complejo y difícil de describir en su totalidad. Ante estas dificultades, investigadores en estos temas han propuesto utilizar el concepto de sistemas hidrológicos para describir este proceso, ya que el sistema se entiende como un conjunto de partes que se conectan para formar un todo. Por lo tanto, el ciclo hidrológico se puede analizar fácilmente utilizando subsistemas más simples y, al resumir los resultados y sus interacciones, se puede crear un sistema unificado.

- Sistemas de agua atmosférica: Análisis de precipitación, evaporación, interceptación y transpiración.
- Sistemas de aguas superficiales: Incluye flujos de aguas superficiales, escorrentías superficiales, aguas subterráneas y fuentes de aguas subterráneas, así como escorrentías de ríos y océanos.

- Sistemas de aguas subterráneas: Descubra la infiltración, la recarga de acuíferos, el flujo de aguas subterráneas y el flujo de aguas subterráneas.

Figura 10

Representación en diagrama de bloques del sistema hidrológico global



Fuente: Ven Te Chow, 1994

Este estudio solo cubrirá la hidrología superficial, ya que son las que interactúan directamente en la generación y desarrollo de los flujos de escombros (Takahashi, 1991).

2.4.2. Método vector regional

El método de vector regional para datos de precipitación es una técnica utilizada en la gestión y análisis de datos hidrológicos para identificar las tendencias regionales y evaluar la distribución espacial de la precipitación (Smith, 2015, p.23). Este método utiliza vectores regionales para representar grandes áreas geográficas y analiza la variabilidad temporal y espacial en la precipitación dentro de estas áreas (Taylor & Whitaker, 2013, p.17).

El método vector regional es un método orientado a tres tareas definidas: La crítica de datos, la homogenización y la extensión – completación de datos de precipitación.

La hipótesis fundamental en la que se basa, consiste en asumir que, para una misma zona climática sometida a un mismo régimen de precipitaciones, los totales pluviométricos anuales son pseudo-proporcionales, con una pequeña variación aleatoria cada año debido a la repartición de la lluvia dentro de la zona.

La idea básica del MVR, es la siguiente: en lugar de comparar dos por dos estaciones por correlación o doble masa, como se hace en los métodos clásicos se elabora una estación ficticia que sea una “especie de promedio” de todas las estaciones de la zona con la cual se comparan cada una de las estaciones.

El primer paso en el método de vector regional es recopilar datos históricos de estaciones meteorológicas ubicadas dentro del área de análisis (Martin & Waylen, 2016, p.53). Los datos deben ser procesados y homogenizados para garantizar la precisión y la comparabilidad entre las estaciones (Thompson et al., 2009, p.48).

Una vez que se tienen los datos homogeneizados, se aplica un algoritmo de agrupamiento espacial para dividir el área bajo estudio en subregiones o zonas con características similares de precipitación (Rossi et al., 2012, p.26). Esto permite analizar el comportamiento de la precipitación no sólo a nivel del sitio sino también a nivel regional (Van Loon et al., 2014, p.111).

El MVR emplea entonces, para el cálculo de esta estación “Vector” el concepto de Precipitación Media Extendida al periodo de trabajo, salvando los problemas del peso de estaciones más lluviosas sobre las menos lluviosas (como ocurría con un promedio simple) y la existencia de datos faltantes o diferentes periodos de funcionamiento (que calcularían promedios alterados en caso de tener solamente años húmedos o solamente años secos de determinada estación) como ocurría al obtener valores estandarizados o centrados reducidos de lluvia.

Bajo estos conceptos, se emplea el método de mínimos cuadrados para encontrar los índices pluviométricos regionales anuales “ Z_i ” y la precipitación media extendida “ P_j ”. Esto logra al minimizar la sumatoria de la expresión (1).

$$\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\frac{P_{ij}}{P_i} - Z_i \right) \quad \text{Ec. (1)}$$

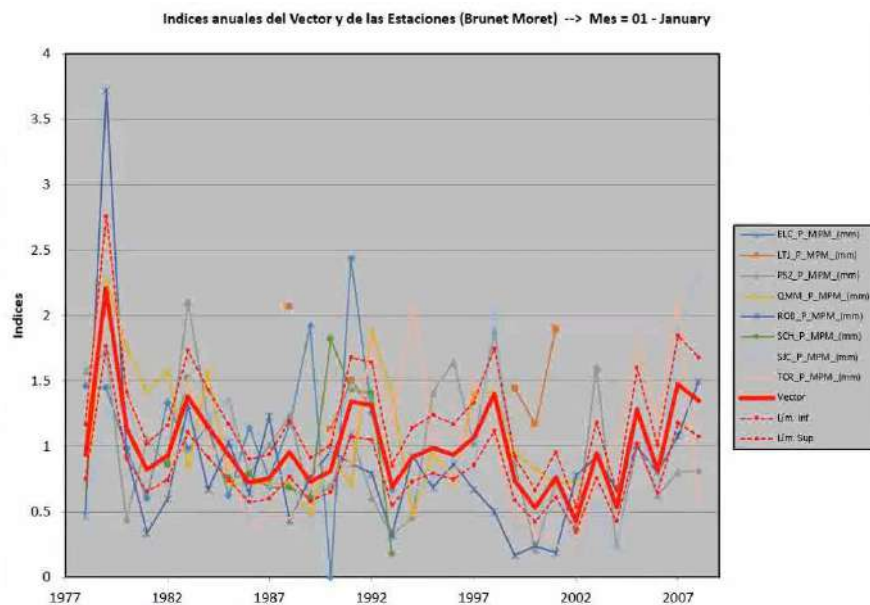
Donde i es el índice de año, j el índice de estación, N el número de años y M el número de estaciones. P_{ij} es la precipitación anual en la estación j el año i , P_i es la precipitación media extendida al periodo de N años y finalmente Z_i es el índice pluviométrico regional del año i .

2.4.2.1. Métodos utilizados

Dos métodos concurrentes fueron elaborados en el ORSTOM – IRD por G. Hiez y Y. Brunet Moret. El método de G. Hiez se basa en el cálculo de la moda (valor más frecuente), mientras que el de Y. Brunet Moret se basa en el promedio, eliminando los valores demasiado alejados del promedio para evitar contaminar demasiado las estimaciones con datos evidentemente erróneos. Cada método estima una media extendida para cada estación sobre el periodo de trabajo, y calculo los índices anuales de cada estación, obtenidos al dividir el valor observado en una estación para un año por esta media extendida.

Figura 11

Índices anuales del vector y de las estaciones (Brunet Moret)



Fuente: Elaboración Propia (Hydraccess)

- El método de Y. Brunet Moret considera que el índice regional de un año es el promedio de los índices de todas las estaciones que se alejan demasiado del promedio, puesto que el promedio es influenciado por los valores extremos.
- El método de G. Hiez considera que el índice regional de un año es el índice más frecuentemente observado sobre las diferentes estaciones. Por lo tanto, no es necesario filtrar los datos que se alejan demasiado del promedio, puesto que los datos extremos tienen poco efecto sobre el cálculo de la moda. De la misma manera la media extendida de una estación se calcula a partir de los valores más frecuentemente en concordancia con sus vecinas, y no con el promedio de todos los valores observados.

Después del proceso de agrupamiento espacial, los datos se interpolan utilizando diferentes técnicas como kriging ordinario u otras opciones basadas en vectores regionales, lo que permite obtener un mapa de precipitación regional continuo (Jones et al., 2000, p.98). Para cada subregión o zona, se calcula un vector promedio ponderado que representa la cantidad y dirección en la que varía la precipitación en esa área (Goovaerts, 1997, p.34).

En general, el método de vector regional ofrece una manera sistemática y eficiente para analizar la variabilidad espacial y temporal de datos de precipitación a gran escala. Esto es crucial en el campo del manejo de recursos hídricos y predicción climática para anticipar cambios en el ciclo del agua e implementar medidas adaptativas (Wilby et al., 1998, p.215).

2.4.3. *Agua Superficial*

El agua superficial es un componente crítico en el estudio de la hidrología. La hidrología es la ciencia que se encarga del estudio del agua, tanto en su origen, distribución, circulación y propiedades, como en sus influencias sobre la vida en nuestro planeta (Biswas, 2008). En este contexto, el agua superficial engloba aquellos cuerpos de agua que se encuentran sobre la superficie terrestre, como ríos, lagos, lagunas y embalses.

Los ríos son cursos de agua que fluyen continuamente desde áreas más altas hacia áreas de menor altitud. Su principal fuente de origen es la precipitación, aunque también pueden alimentarse de aguas subterráneas y deshielo glaciar. Los ríos forman parte de una red más amplia denominada cuenca hidrográfica, la cual evidencia su importancia en el transporte del agua dentro de un área geográfica específica (Singh & Chowdhury, 2017).

Los embalses son otro tipo de cuerpo de agua superficial; estos difieren de los lagos y lagunas naturales ya que son creados artificialmente mediante la construcción de represas u obras hidráulicas similares. Los embalses contribuyen al control de las inundaciones, al abastecimiento de agua para uso humano y agrícola, así como a la generación de energía hidroeléctrica (Wang, Li, & Wang, 2017).

2.4.3.1. Exceso de precipitación y escorrentía directa

Exceso de precipitación es un término hidrológico que se refiere al volumen de agua sobre la superficie terrestre que excede la capacidad del suelo y la vegetación para retener o absorber el agua. Este fenómeno puede ser causado por lluvias intensas, deshielo, inundaciones o eventos meteorológicos extremos (Trenberth et al., 2014). Cuando el exceso de precipitación no puede ser absorbido o almacenado por el suelo y la vegetación, se convierte en escorrentía directa.

La escorrentía directa, también conocida como escorrentía superficial, es el flujo de agua que recorre la superficie del suelo hacia ríos, lagos, embalses u otros cuerpos de agua (Lins & Slack, 1999). La cantidad de agua que resulta en escorrentía directa está influenciada por varios factores como la saturación previa del suelo, tipo y cobertura vegetal, pendiente y características del suelo (Ponce & Hawkins, 1996).

2.4.3.2. Método SCS para abstracciones

Los métodos de estimación de la escorrentía pluvial intentan restar de la precipitación en una cuenca todas las pérdidas debidas a factores como la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y la acumulación superficial. El procedimiento más generalizado y fácilmente adaptable a cualquier región es el método

del Número de Curva (NC) desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos (1972).

Este método se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de las características del suelo, su uso y su cubierta vegetal.

$$Pe = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad Ec. (2)$$

Estas dos variables dependen entre sí de acuerdo con la Ecuación 6 cuyo coeficiente fue analizado y deducido al realizar muchas pruebas experimentales en cuencas pequeñas donde el valor 0.2 se elige para garantizar que la escorrentía calculada sea la más apropiada frente a eventos extremos (Ven Te Chow, 1994).

$$I_a = 0.2 * S \quad Ec. (3)$$

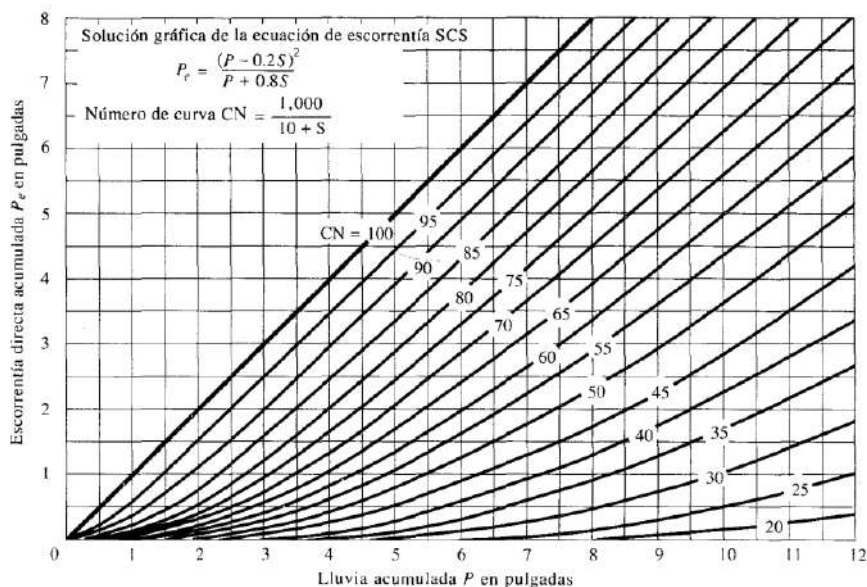
Con base a esto:

$$Pe = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S} \quad Ec. (4)$$

Además, la variable S, que se mide en pulgadas, se puede calcular utilizando el valor CN de la curva de escurrimiento. El CN es función de los tipos suelo, de su cobertura y de las condiciones de humedad antecedentes. Los suelos pueden ser clasificados en cuatro grupos A, B, C y D en acuerdo al potencial de escorrentía.

Figura 12

Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS



Fuente: Ven Te Chow, 1994

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ec. (5)}$$

La condición de humedad antecedente (AMC) tiene tres niveles a considerar:

AMC-I: Bajo potencial de escurrimiento, en donde los suelos están suficientemente secos como para labrarlos, pero no hasta el punto de marchitamiento.

AMC-II: Condición media, es decir un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual.

AMC-III: Alto potencial de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por las lluvias antecedentes.

La condición de humedad antecedente puede ser estimada por la precipitación de los 5 días antecedentes, para este propósito se utiliza la siguiente tabla en la que figuran los límites de precipitación por categorías estacionales. Los límites de la estación de dormición (reposo vegetativo), se aplican cuando los suelos no están congelados ni cubiertos de nieve.

Tabla 1*Limites estacionales de precipitación.*

GRUPO	Precipitación Total de los 5 días Antecedentes	
AMC	Estación inactiva	Estación en crecimiento
I	Menos de 12.7 mm	Menos de 35.6 mm
II	De 12.7 mm a 27.9 mm	De 35.6 a 53.3 mm
III	Más de 27.9 mm	Más de 53.3 mm

Fuente: Soil Conservation Service, 1972 (Adaptado).

2.4.4. Hidrograma unitario

El hidrograma unitario es una herramienta fundamental en hidrología que representa la respuesta de un sistema hidrológico ante una unidad de entrada de lluvia. En otras palabras, puede describir el flujo de agua generado por un evento de lluvia en un área específica. Este concepto fue desarrollado por Linsley y Sherman en 1942 y desde entonces ha sido ampliamente utilizado en la predicción y análisis de caudales (Linsley, R.K., et al., 1958).

2.4.4.1. Hidrograma unitario sintético

Se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de características similares. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

- Los que relacionan las características del hidrograma unitario con las características de la cuenca: Snyder.
- Los basados en hidrogramas unitarios adimensionales: Soil Conservation Service (SCS).
- Los basados en modelos de almacenamiento y tránsito de la cuenca: Clark.

Dentro de este proyecto se utilizará el método Soil Conservation Service.

2.4.4.1.1. El hidrograma adimensional SCS

El hidrograma adimensional SCS (Soil Conservation Service), también conocido como NRCS (Natural Resources Conservation Service), es una versión adimensional del hidrograma unitario basado en datos empíricos. Fue desarrollado por el SCS, una agencia del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos. Este método es especialmente útil para estimar el flujo máximo que pueda ocurrir debido a la escorrentía superficial generada por eventos de precipitación.

El hidrograma adimensional SCS toma en cuenta varios factores como la intensidad y duración de la lluvia, la capacidad de infiltración del suelo, las características físicas del terreno, la longitud y pendiente del cauce principal y las prácticas de manejo del suelo (Mockus, V., 1949). La ventaja de utilizar este tipo de hidrogramas es que se pueden aplicar a diferentes escalas espaciales y temporales removiendo algunas limitaciones inherentes en los hidrogramas unitarios convencionales.

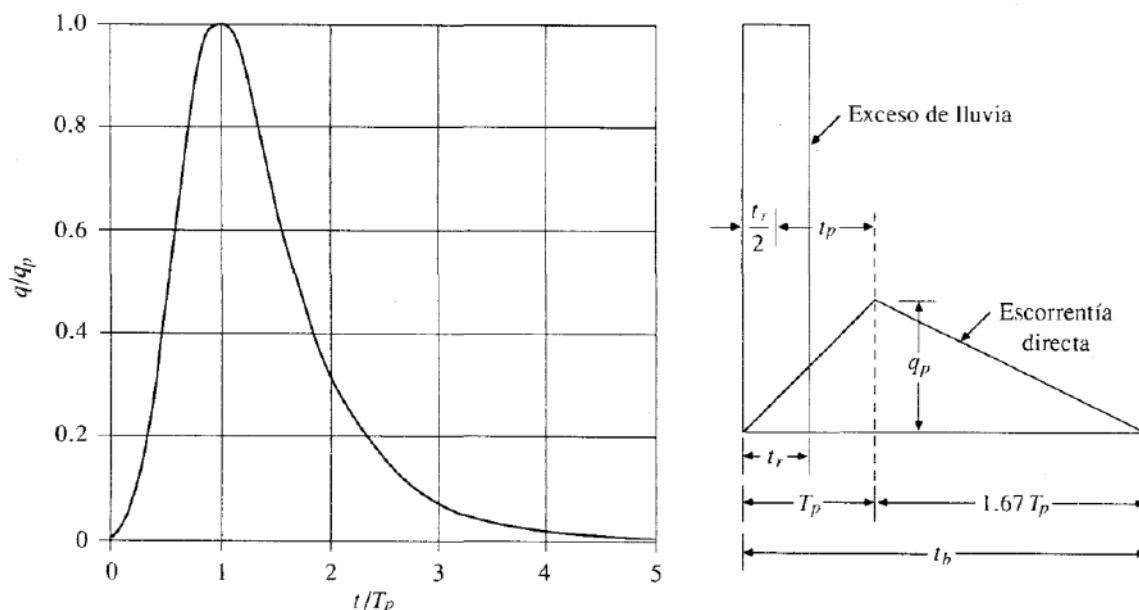
Con base a la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67 T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1cm (o 1 pulg), puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde $C = 2.08$ (483.4 en el sistema inglés de unidades) y A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados (millas cuadradas).

Figura 13

Hidrograma Adimensional SCS



Fuente: Ven Te Chow 1994

2.4.5. Transito distribuido de crecientes

El concepto de tránsito de avenidas de crecientes se refiere al estudio y simulación del flujo de agua en un río o canal durante episodios de inundación. A lo largo del tiempo, se han desarrollado varios modelos matemáticos para predecir estos fenómenos y analizar los efectos de diversas medidas para reducir los riesgos asociados con las inundaciones. Un modelo ampliamente utilizado en la actualidad es el modelo Muskingum-Cunge (MC) (Ponce, 2014).

Existen varios modelos matemáticos y numéricos para analizar el tránsito de avenidas de crecientes, como el modelo Saint-Venant, el modelo Lighthill-Whitham-Richards (LWR) y el modelo Muskingum-Cunge. Cada modelo cuenta con sus propias ventajas, limitaciones y aplicaciones específicas.

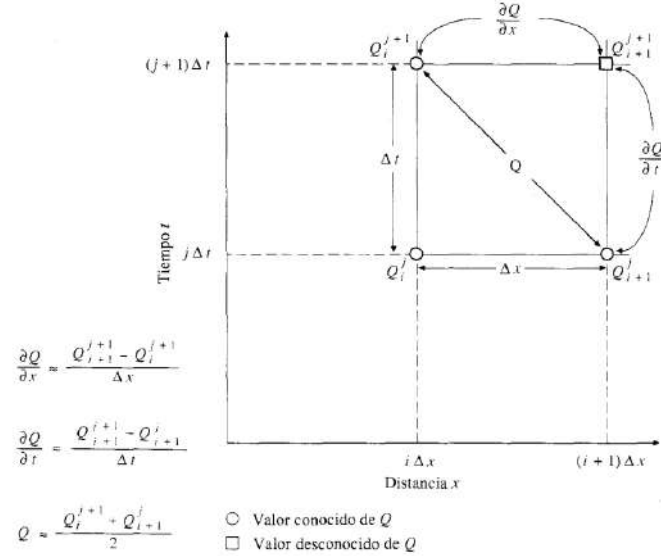
2.4.5.1. Método de Muskingum-Cunge

El modelo Muskingum-Cunge es una combinación del método de Muskingum, que fue propuesto por McCarthy en 1928, y el método Cunge. La principal ventaja del

modelo MC sobre otros enfoques es su capacidad para adaptarse mejor a las características geomorfológicas e hidráulicas del río o canal en estudio. Esto permite obtener resultados más precisos en la predicción de las avenidas crecientes (Carden et al., 1973).

Figura 14

Caja de diferencias finitas para la solución de la ecuación de onda cinemática lineal mostrando las ecuaciones de diferencias finitas



Fuente: Ven Te Chow 1994

Con referencia a la malla computacional tiempo-espacio la ecuación de tránsito de Muskingum puede escribirse para el caudal en $x = (i + 1)\Delta x$ y $t = (j + 1)\Delta t$:

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + Q_{i+1}^j \quad \text{Ec. (7)}$$

Donde:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Ec. (8)}$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Ec. (9)}$$

$$C_3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Ec. (10)}$$

Notese que $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

El modelo Muskingum-Cunge utiliza dos parámetros ajustables: X (ponderador) y K (coeficiente de tiempo), que varían según las características físicas del río. Los

parámetros se determinan mediante la calibración utilizando datos históricos u observados.

Cunge demostró que cuando K y Δt se toman constantes, la ecuación (6) es una solución aproximada de una ecuación de difusión modificada si:

$$K = \frac{\Delta x}{c_k} = \frac{\Delta x}{dQ/dA} \quad \text{Ec. (11)}$$

y

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{B c_k S_o \Delta x} \right) \quad \text{Ec. (12)}$$

Donde c_k es la celeridad correspondiente a Q y B , y B es el ancho de la superficie de agua. La parte derecha de la ecuación (10) representa el tiempo de propagación de un caudal dado a lo largo de un tramo de longitud Δx . Cunge (1969) demostró que para que exista estabilidad numérica se requiere que $0 \leq X \leq 1/2$. (Ven Te Chow, 1994).

2.4.6. Estadística Hidrológica

La estadística hidrológica es una rama de la hidrología que se encarga del análisis y modelado de fenómenos hidrológicos mediante el empleo de técnicas estadísticas (McCuen, 2003). Uno de los conceptos clave en esta área es la variable hidrológica, que describe las características de un proceso o evento hidrológico, como la precipitación, el caudal y la evaporación (Stedinger, Vogel & Foufoula-Georgiou, 2019).

Las distribuciones de probabilidad son una herramienta esencial en la estadística hidrológica, ya que permiten describir y modelar el comportamiento de las variables hidrológicas. Algunas distribuciones comunes utilizadas en este campo incluyen la distribución normal, log-normal y Gumbel (Chow, Maidment & Mays, 1988). Estas distribuciones se utilizan para estimar parámetros y cuantiles asociados a eventos extremos, como inundaciones o sequías (Kottegoda & Rosso, 1997).

2.4.6.1. Pruebas de bondad de ajuste

La prueba de bondad de ajuste es un método estadístico utilizado para determinar qué tan bien una distribución de probabilidad teórica específica se ajusta a un conjunto de

datos observado (Brooks, Byrd, & Waterman, 2020). Estas pruebas son útiles para verificar si los datos observados siguen una cierta distribución, lo que puede ayudar en la toma de decisiones y en la evaluación del comportamiento de las variables en estudio.

Unos de los métodos comunes para llevar a cabo pruebas de bondad de ajuste son: la prueba Chi-cuadrado, prueba de Kolmogorov-Smirnov y la prueba de Anderson-Darling (Peña, 2012). Cada uno tiene su propia aplicación y ventajas dependiendo del contexto y las variables en cuestión.

La prueba **Chi-cuadrado** (χ^2) es quizás el método más conocido para evaluar bondad de ajuste. Es una técnica no paramétrica que compara las frecuencias observadas con las frecuencias esperadas para cada categoría en un conjunto de datos dado. La hipótesis nula en este caso es que los datos observados se ajustan bien a la distribución teórica, y se rechaza si el valor calculado χ^2 es mayor que el valor crítico. La referencia clave para este test es Pearson (1980).

La prueba de **Smirnov-Kolmogorov** también es ampliamente utilizada debido a su versatilidad y aplicabilidad a distribuciones continuas y discretas. A diferencia del Chi-cuadrado, esta prueba compara las funciones acumulativas empíricas y teóricas (Peña, 2012). El valor calculado (D) se compara con el valor crítico; si es mayor, se rechaza la hipótesis nula. La referencia clave para este test se puede encontrar en Feller (1971).

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)| \quad \text{Ec. (13)}$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente

entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución teórica

$P(x)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

Para calcular la probabilidad empírica o experimental $P(x)$ de los datos, para esto usar la fórmula de Weibull:

$$P(x) = \frac{M}{N + 1} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

M = número de orden

N = número de datos

Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un nivel de significación de $\alpha = 0.05$ y N igual al número de datos.

Se compara el valor del estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0

Si: $\Delta < \Delta_0 \rightarrow$ el ajuste es bueno, al nivel de significación

$\Delta \geq \Delta_0 \rightarrow$ el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

En este proyecto se utilizará la prueba de **Smirnov-Kolmogorov** ya que es aplicable a cualquier distribución teórica.

2.4.6.2. Distribuciones Teóricas

Las distribuciones teóricas son modelos matemáticos que describen la variabilidad y comportamiento de datos observados en diferentes campos, como la hidrología. Estos modelos permiten estimar parámetros y realizar inferencias acerca de procesos no observados, o incluso hacer predicciones en situaciones futuras (Chow, Maidment & Mays, 1988, p. 351).

En hidrología, varias distribuciones teóricas son comúnmente utilizadas para analizar y representar diversos fenómenos relacionados con precipitación, flujo de agua y recarga de acuíferos. A continuación, se presentan algunas de las distribuciones teóricas más utilizadas en hidrología:

1. Distribución Normal: También conocida como distribución Gaussiana, es aplicable a muchas variables hidrológicas y describe eventos que suceden alrededor de un promedio específico (Chow et al., 1988, p. 376).

2. Distribución Log-Normal: En algunos casos, la cantidad y duración de eventos hidrológicos no pueden ser representados por una distribución normal debido a la

presencia de valores extremos. La distribución log-normal es útil para describir estos eventos cuando los datos tienen una tendencia logarítmica (Chow et al., 1988, p. 381).

3. Distribución de Pearson tipo III: Esta es una distribución de probabilidad general que puede describir muchas formas de distribuciones hidrológicas y se utiliza comunmente para modelar eventos extremos de precipitación y caudales en ríos (Chow et al., 1988, p. 404).

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste, un esquema de este proceso se muestra en la figura

4. Distribución Gumbel: También llamada distribución de valores extremos tipo I, se usa para modelar fenómenos extremos como crecidas máximas anuales en ríos. Esta distribución es útil para estimar eventos extremos (máximos y mínimos) a partir del registro histórico (Gumbel, 1958, p. 19).

Función acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad \text{Ec. (15)}$$

Para $-\infty < x < \infty$

Donde:

$0 < \alpha < \infty$, es el parámetro de escala

$-\infty < \mu < \infty$, es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

Función densidad

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (14), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad \text{Ec. (16)}$$

Para $-\infty < x < \infty$

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad \text{Ec. (17)}$$

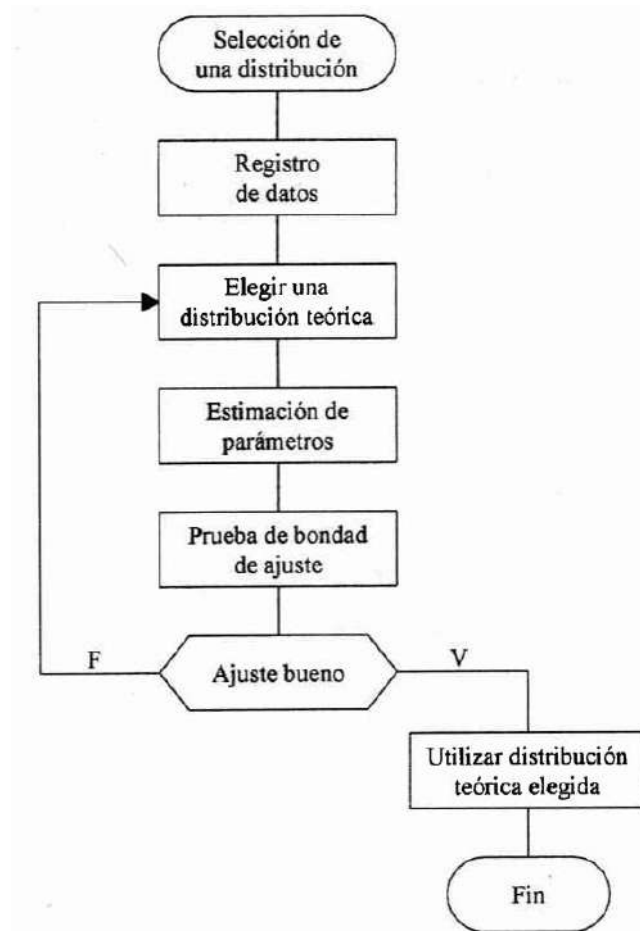
Se estimaron los parámetros por el método de los momentos obteniendo las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\Pi} S = 0.779696801 * S \quad \text{Ec. (18)}$$

$$\mu = \bar{X} - 0.5772156649\alpha = \bar{X} - 0.45S \quad \text{Ec. (19)}$$

Figura 15

Proceso de selección de una distribución teórica.



Fuente: Máximo Villón Bejar, 2006

2.4.7. Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencia en eventos extremos es un método estadístico utilizado para estimar la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, como inundaciones, sequías, tormentas o terremotos, en un periodo de tiempo determinado (Coles, 2001). Este análisis se fundamenta en la teoría de valores extremos, que permite modelar y predecir la frecuencia de eventos que exceden ciertos umbrales críticos (Katz, Parlange & Naveau, 2002).

Integrar métodos y enfoques estadísticos en el análisis de frecuencia de eventos extremos es crucial para la planificación y el diseño de infraestructuras que puedan resistir las condiciones extremas y adaptarse al cambio climático (Milly et al., 2008).

2.4.7.1. Periodo de retorno

El concepto de periodo de retorno está vinculado al análisis estadístico de eventos extremos en hidrología y otros campos relacionados. Es una medida del tiempo promedio entre eventos de una cierta magnitud o intensidad que exceden un umbral específico (Smith, 1992, p. 45). El periodo de retorno también se puede interpretar como la probabilidad inversa de que un evento extremo ocurra durante un año determinado (Chow, Maidment, & Mays, 1988, p. 382). Es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad \text{Ec. (20)}$$

o

$$T = \frac{1}{1 - P(X < x)} \quad \text{Ec. (21)}$$

Donde:

$P(X \geq x)$ = probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

$P(X < x)$ = probabilidad de no excedencia

T = Periodo de retorno

Los criterios utilizados en la toma de valores del periodo de retorno pueden variar según el enfoque y las necesidades específicas del estudio o proyecto. Algunos de los factores clave a considerar incluyen el contexto socioeconómico, medioambiental y de infraestructura (Linsley, Kohler, & Paulhus, 1982, p. 265). Por ejemplo, para infraestructuras vitales como hospitales o centrales eléctricas pueden ser apropiados periodos de retorno más largos, mientras que para infraestructuras menos críticas pueden utilizarse periodos más cortos (Simonovic, 2016, p.78).

2.4.8. Tormentas de diseño

Son un método utilizado en el diseño de proyectos de ingeniería civil para simular eventos climáticos extremos y estudiar su impacto en la infraestructura existente o en construcción (Smith, 2010, p. 47). En este contexto, las tormentas de diseño ayudan a planificar y diseñar proyectos asegurando que sean capaces de enfrentar las adversidades climáticas más severas.

2.4.8.1. Profundidad de precipitación de diseño

Es un parámetro clave que se utiliza en la planificación y el diseño de sistemas de drenaje y control de inundaciones. Esta cantidad representa la cantidad total de lluvia que se espera durante un evento específico en un período determinado (Chow, Maidment & Mays, 1988, p. 182). Se calcula utilizando diversas fuentes de datos meteorológicos y estadísticos para estimar la probabilidad de que ocurra una determinada tormenta.

El enfoque más común para determinar la profundidad de precipitación de diseño es utilizar la metodología del Atlas de Precipitaciones Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) (Bonnin et al., 2006, p. 45). Esta metodología se basa en analizar datos históricos y relaciones empíricas para inferir la relación entre las propiedades del evento, como la intensidad, duración y frecuencia (Hershfield, 1961, p. 25). A partir de estas relaciones, se puede estimar la profundidad de precipitación asociada a un evento con una probabilidad dada.

La expresión matemática que se utilizará para este proyecto es la fórmula empírica utilizada en los EE. UU. que relaciona la intensidad con la duración y el periodo de retorno como se muestra a continuación

$$i = \frac{KT^a}{D^b} \quad \text{Ec. (22)}$$

Donde:

i = Intensidad máxima en mm/hora

a, b y K = Parámetros

D = Duración de la precipitación en minutos.

Los parámetros a , b y K se obtienen aplicando una correlación múltiple.

2.4.8.2. Tiempo de concentración.

También denominado tiempo de respuesta o de equilibrio, Llamas (1993) lo define como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se atribuye muy comúnmente el tiempo de concentración al tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado (según el recorrido de drenaje) del desagüe en llegar a éste. Esto no se corresponde con el fenómeno real, pues puede haber puntos de la cuenca en los que el agua caída tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; depende, como indican Marco y Reyes (1992), de la intensidad del chubasco, aunque muy ligeramente. Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas.

2.4.8.2.1. Kirpich modificado (Rowe and Thomas, 1942)

Esencialmente es una modificación de la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California. En sistema internacional de unidades, el tiempo de concentración en horas se evalúa mediante la siguiente expresión (Rowe and Thomas, 1942)

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (23)}$$

Donde:

T_c : Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L : Es la longitud del cauce principal en kilómetros.

H : Es el desnivel medio del cauce principal en metros.

2.4.8.2.2. Fórmula de Kirpich (1940)

Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0.0051 y 0.433 km², en canales de altas pendientes (3- 10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en horas así:

$$T_c = 0.000325 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (24)}$$

Donde:

T_c: Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L: Es la longitud del cauce principal en metros.

S: Es la pendiente del canal en m/m.

2.4.8.2.3. Fórmula California (del U.S.B.R.)

Es la expresión utilizada para el tiempo de concentración en el cálculo del hidrograma triangular del US Bureau of Reclamation. Obtiene el tiempo de concentración de la cuenca según la expresión.

$$T_c = 0.066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77} \quad \text{Ec. (25)}$$

Donde:

T_c: Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L: Es la longitud del cauce principal en kilómetros.

J: Es la pendiente del canal en m/m.

2.4.8.2.4. Fórmula California Highways and Public Works

Proporciona el tiempo de concentración de la cuenca, T_c, en horas.

$$T_c = 0.95 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (26)}$$

Donde:

T_c: Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L: Es la longitud del cauce principal en kilómetros.

H: Es el desnivel medio del cauce principal en metros.

2.4.8.2.5. Formula California Culverts Practice

Proporciona el tiempo de concentración de la cuenca, tc, en minutos

$$T_c = 60 * \left(0.86 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (27)}$$

Donde:

Tc: Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L: Es la longitud del cauce principal en kilómetros.

H: Es el desnivel medio del cauce principal en metros.

2.4.8.2.6. Fórmula de Témez

Es la recomendada en España, para el método racional modificado, en la Instrucción 5.2 - I.C. de Drenaje Superficial (M.O.P.U., 1990). Se utiliza en el cálculo del hidrograma triangular de J.R. Témez. Se deriva de la fórmula del U.S. Army Corps of Engineers.

$$T_c = 0.126 * \left(\frac{L}{J^{0.35}} \right)^{0.75} \quad \text{Ec. (28)}$$

Donde:

Tc: Es el tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L: Es la longitud del cauce principal de la cuenca en kilómetros.

J: Es la pendiente del canal en m/m.

2.4.8.3. Hietogramas de precipitación de diseño

Estos hietogramas permiten representar la distribución temporal de la lluvia durante un evento de precipitación específico en el tiempo. La utilización de las relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) permite estimar la intensidad de precipitación asociada a eventos de diferente duración y frecuencia, proporcionando información sobre

las condiciones hidrológicas extremas que pueden ocurrir en una zona (Mishra & Singh, 2003, p. 152).

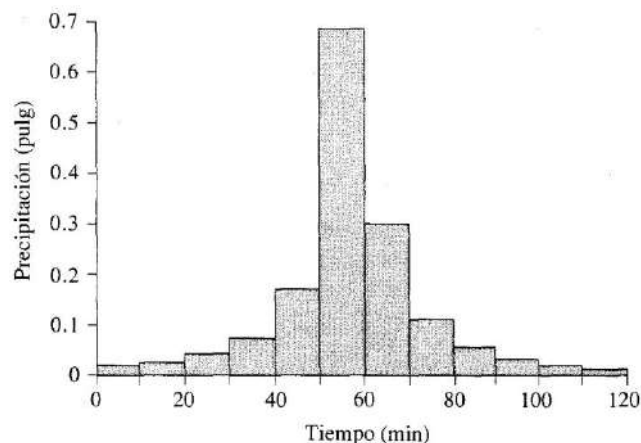
Al diseñar hietogramas de precipitación utilizando relaciones IDF, es necesario tener en cuenta las características del área en estudio, como el clima local, el régimen pluviométrico y la ubicación geográfica (Olivera & DeFee, 2007, p. 890). Para ello, se recurre a series históricas de datos meteorológicos para ajustar modelos matemáticos que describan las relaciones IDF (Villón & Gavilán, 2011, p. 32). Posteriormente, estos modelos se emplean para obtener los valores del hietograma de precipitación adecuados a las características de cada proyecto.

2.4.8.3.1. Método de bloques alternos

El método de bloques alternos de hietogramas de precipitación es una técnica utilizada en la hidrología para estimar la precipitación máxima probable en un área dada (Chow, Maidment, & Mays, 1988). Este método se basa en la idea de que las precipitaciones ocurren en bloques y que estos bloques pueden ser intercambiados para determinar el escenario más crítico (Loukas & Quick, 1996).

Figura 16

Hietograma de diseño aplicando el método de bloques alternos.



Fuente: Ven Te Chow, 1994

La metodología consiste en dividir el registro histórico de precipitaciones en bloques de tiempo, que pueden ser horas o días. Luego, se reorganizan los bloques

alternando los periodos de precipitación máxima y mínima para crear un hietograma hipotético que represente el evento crítico (Koutsoyiannis et al., 1998). De esta forma, se evalúa cómo el sistema de drenaje o una estructura hidráulica se enfrentaría a un evento extremo.

Una vez calculadas las intensidades y patrones espaciales y temporales asociados a las tormentas de diseño, se procede al modelado hidrológico e hidráulico del proyecto. Un ejemplo de software comúnmente utilizado para este propósito es HEC-HMS desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2016), que permite simular inundaciones y cálculo del flujo en ríos y canales.

2.4.9. Erosión

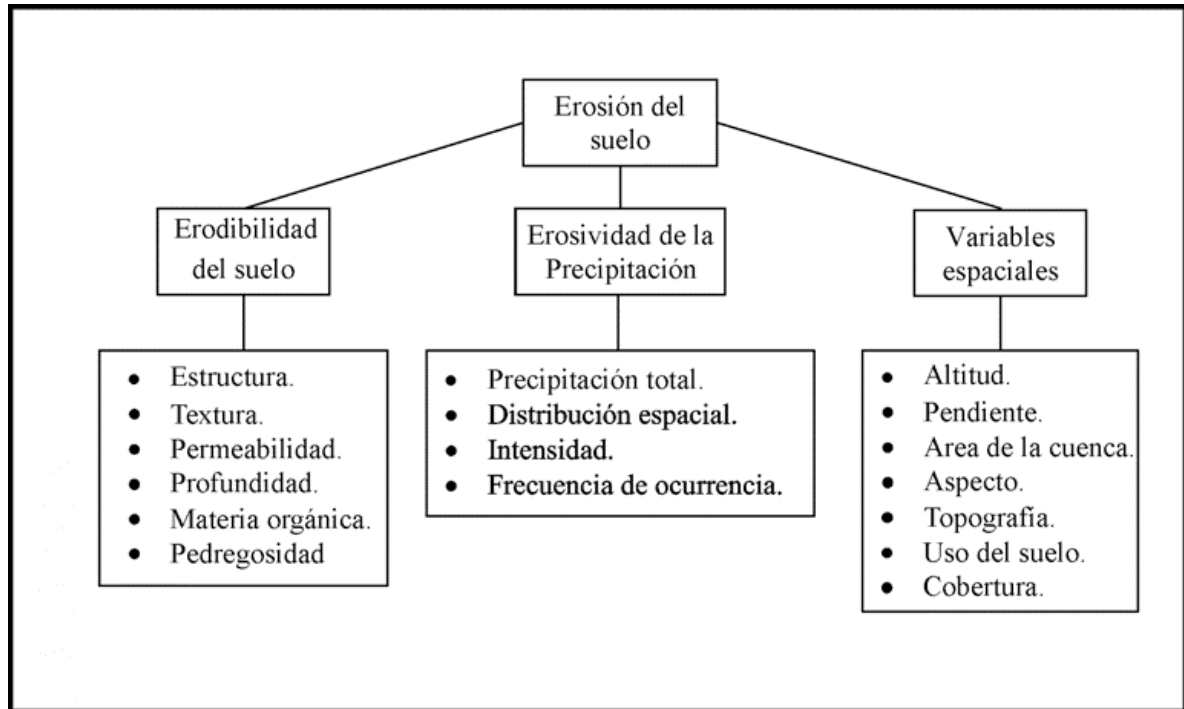
La erosión hídrica es un fenómeno geológico esencialmente ligado al ciclo hidrológico en el cual, a través del agua, se produce la desintegración, arrastre y deposición de partículas del suelo (Pimentel, Harvey, Resosudarmo, Sinclair, Kurz, McNair, & Blair., 1995). Este proceso se origina principalmente por la acción de las precipitaciones (lluvias) y de los ríos que fluyen sobre suelos sin una cubierta vegetal suficiente.

Uno de los factores que influyen en la erosión hídrica es el grado de saturación del suelo. Los suelos con baja capacidad de infiltración tienen mayor propensión a la erosión hídrica debido a que el agua no penetra adecuadamente en el terreno y tiende a fluir sobre la superficie arrastrando material consigo (Wischmeier & Smith, 1978). Otro factor importante es la pendiente del terreno; cuanto más inclinada sea esta, mayor será la velocidad del agua y por ende su poder erosivo.

La vegetación juega un papel crucial en la prevención de la erosión hídrica. Las raíces de las plantas consolidan el suelo y reducen el impacto directo de las gotas de lluvia (Morgan & Rickson., 1995). Además, una cobertura vegetal adecuada también favorece una mayor infiltración del agua en el suelo reduciendo así el volumen que generaría procesos erosivos.

Figura 17

Principales factores que controlan el proceso de erosión hídrica.



Fuente: Adaptado de Symeonakis, 2001

2.4.9.1. Modelo USLE

Para medir la erosión hídrica se utiliza la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE), desarrollada por el United States Department of Agriculture (Wischmeier & Smith, 1978).

Las aplicaciones más importantes de la ecuación son:

- Predecir los riesgos de erosión hídrica en tierras cultivables.
- Optimizar el uso de la tierra.
- Guía en la selección de prácticas agrícolas, y
- Valor científico para enfocar la investigación de cada uno de los factores que intervienen en el proceso erosivo.
- Predice el promedio histórico anual de pérdida de suelo (A), producido por escurrimiento en pendientes, sistemas de cultivo y manejo específicas.

La ecuación USLE es expresada como:

$$A = R * K * LS * C * P \quad \text{Ec. (29)}$$

A, es la pérdida de suelo en t/ha.año.

R, es el factor erosividad de la lluvia en Mjmm/ha.año.

K, es el factor erosionabilidad el suelo en (t/ha)/(Mj.mm/ha.h)

L, es el factor longitud del terreno (adimensional).

S, es el factor pendiente del terreno (adimensional).

C, es el factor cobertura y manejo de la vegetación (adimencional).

P, es el factor prácticas de conservación (adimensional).

La ecuación modela la erosión laminar y en surcos, no así la de cárcavas

La diferencia entre surco y cárcava es solamente una cuestión de escala ya que las cárcavas son las más amplias, más profundas y generalmente mayores a 1m, pudiendo llegar en algunos casos a decenas de metros en cuanto a extensión longitudinal.

2.4.9.1.1. Erosividad

(Fuerza erosiva de la lluvia y escurrimiento)

Intensidad aproximada a partir de un análisis estadístico de los valores máximos de lluvia diaria (Distribución Gumbel), generando una tormenta de diseño (lluvia hipotética) que incorpora un periodo de retorno.

El valor de R aproximado a partir del coeficiente de Fourier modificado (F)

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{12} P_i^2}{P_a} \quad \text{Ec. (30)}$$

Pi [mm] es la lluvia promedio mensual y Pa [mm] es la lluvia promedio anual

$$R = 0.07397 * F^{1.847} \quad F < 55 \text{ mm} \quad \text{Ec. (31)}$$

$$R = 95.77 - 6.081 * F + 0.477 * F^2 \quad F > 55 \text{ mm} \quad \text{Ec. (32)}$$

$$R = \sum E * I_{30}$$

$$E = 0.29 * (1 - 0.72 * e^{-0.05 * I}) \quad \text{Ec. (33)}$$

E = Energía cinética de 1 mm de lluvia con intensidad I, se expresa en MJ/ha*mm

I = Intensidad de lluvia en mm/hr.

2.4.9.1.2. Erodabilidad

Susceptibilidad al desprendimiento

$$K = 0.034 + 0.0405 * e^{\left[-0.5 * \left(\frac{\log Dg + 1.659}{0.7101} \right)^2 \right]} \quad Ec. (34)$$

$$Dg(mm) = e^{[0.01 * \sum Fi * \ln(Mi)]} \quad Ec. (35)$$

Dg = Media geométrica del diámetro de las partículas (mm)

Fi = Fracción de las partículas primarias (%)

Mi = Promedio aritmético de los límites de tamaño de partícula del tamaño i (mm)

2.4.9.1.3. Factor longitud-grado pendiente

La distancia horizontal desde el inicio del flujo superficial hasta el punto donde se concentra el escurrimiento en canales específicos se define como la longitud de la pendiente (L).

Se relaciona directamente con la pérdida de suelo, ya que influye en el tiempo que el agua erosiva permanece sobre las superficies ejerciendo su fuerza cortante.

El factor de inclinación de la pendiente (S) muestra el impacto del gradiente en el proceso de erosión, considerando el componente horizontal de la fuerza gravitacional tanto en el movimiento del agua que escurre como en el desplazamiento del suelo erosionado.

$$LS = \left[\frac{As}{22.13} \right]^{0.4} * \left[\frac{\text{Sen}(\beta)}{0.0896} \right]^{1.3} \quad Ec. (36)$$

$$LS = [As/22.13]^{0.4} * [\text{Sen}(\beta)/0.0896]^{1.3}$$

Donde:

As = Acumulación de flujo, número de celdas que drenan a una celda en particular

β = Pendiente del terreno

LS = Factor longitud-grado pendiente

2.4.9.1.4. *Factor uso-cobertura*

Refleja el efecto de las prácticas de cultivo y manejo en la tasa de erosión

- Intercepción de las gotas de lluvia (Disipa E)
- Caída directa desde el follaje
- Flujo en los tallos
- Rugosidad en la superficie del suelo, por efecto de desechos vegetales (hojarasca)
- Colchón de raíces
- Incremento de materia orgánica y consecuente actividad microbiana en el suelo.

La determinación del factor C se realizará utilizando por un lado una imagen satelital de la zona y un mapa de tipos de uso y cobertura de suelo utilizando las relaciones propuestas por Bastiannssen (1998) y Van Dijk (2002):

$$IVAS = \frac{1.5 * (IRC - R)}{IRC + R + 1.5} \quad Ec. (37)$$

$$IVAS = 0.69 - 0.59 * e^{-0.91 * IAF} \quad Ec. (38)$$

$$c = 1 - e^{-0.6 * IAF} \quad Ec. (39)$$

$$IAF = \frac{\ln \left[\frac{0.69 - IVAS}{0.59} \right]}{-0.91} \quad Ec. (40)$$

Donde:

IVAS = Índice de vegetación ajustado al suelo

IAF = Índice de área foliar (m² de follaje /m² de suelo)

IRC = Banda del infrarrojo cercano

R = Banda roja

C = Fracción de cobertura vegetal (-)

2.4.9.1.5. *Factor prácticas de control*

Se refiere al factor de control de prácticas, que es un indicador numérico que representa el efecto de las diferentes prácticas de conservación de suelos y agua en la reducción de la erosión hídrica (Wischmeier & Smith, 1978). Este factor es utilizado para analizar y comparar el impacto de distintas medidas o prácticas agrícolas en la disminución de la erosión y sedimentación (Renard et al., 1997).

La estimación del factor P se basa en los lineamientos y métodos estandarizados desarrollados por Wischmeier y Smith (1978), quienes han establecido un conjunto de técnicas específicas para diferentes condiciones y prácticas agrícolas. Algunos ejemplos incluyen terrazas con pendientes reducidas, labranza conservacionista y sistemas de rotación de cultivos. Estos autores proporcionan una serie de tablas e instrucciones detalladas en sus investigaciones para calcular el valor del factor P en función de cada situación específica (Wischmeier & Smith, 1978, p. 106).

Tabla 2

Valores P y límites de longitud de pendiente para el contorneado.

Pendiente (%)	P	Longitud máxima para ese P (m)
1 - 2	0.6	120
3 - 5	0.5	90
6 - 8	0.5	60
9 - 12	0.6	35
13 - 16	0.7	25
17 - 20	0.8	20
21 - 25	0.9	15

Fuente: Wischmeier & Smith, 1978

2.4.9.2. Modelo USLE Modificado

El método MUSLE (Modified Universal Soil Loss Equation) es una ecuación empírica que permite estimar la pérdida de suelo debido a la erosión hídrica (Renard et al., 1997, p.56). Esta ecuación considera varios factores, como las características del suelo, la precipitación, la pendiente y la vegetación. El MUSLE es una evolución del USLE (Universal Soil Loss Equation), desarrollado por Wischmeier y Smith (1978, p.101), mejorando su aplicabilidad en diferentes condiciones ambientales y temporales.

A través del uso del método MUSLE, es posible evaluar las áreas con mayor riesgo de erosión y diseñar estrategias de manejo para reducir la pérdida de suelo y garantizar la sostenibilidad de los recursos naturales (Whitford, 2013, p.178).

Aunque el enfoque de la USLE es válido, se buscó superar sus limitaciones; por ello, en 1972 Williams y Berndt presentaron la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada (MUSLE, por sus siglas en inglés). Esta ecuación calcula la producción de sedimentos basándose en tormentas específicas, en lugar de utilizar un factor para la energía de precipitación (R), introduce un factor para los escurrimientos. De este modo, resulta más adecuada para áreas áridas y semiáridas.

$$Y_s = a * (Q_v * q_p)^\beta * K * LS * C * P \quad \text{Ec. (41)}$$

Donde:

Y_s = producción de sedimentos en (Ton/tormenta).

Q_v = volumen de escurrimiento (acres-ft)

q_p = gasto pico en (ft³/s)

a y β = coeficientes

2.5. Modelo Hidráulico

En los fluidos de tipo newtoniano, existe una relación lineal entre la velocidad de corte y el esfuerzo de corte, la cual se origina en el punto cero. Por otro lado, los fluidos no newtonianos presentan una relación entre estas dos variables que puede ser no lineal y/o no originarse en el punto cero. Numerosos flujos naturales exhiben propiedades no newtonianas, como lo son los flujos de lodo, escombros, lahares y avalanchas de nieve. Aunque el USACE cuenta con herramientas hidrológicas e hidráulicas bien establecidas para simular flujos newtonianos, las opciones disponibles para modelar flujos no newtonianos son considerablemente escasas. Los flujos hiperconcentrados poseen características físicas intermedias entre el agua clara y los movimientos de masas sólidas, lo cual dificulta su modelado computacional.

Un fluido newtoniano tiene dos propiedades,

- una relación lineal tensión-deformación y

- una intercepción tensión-deformación nula.

Esta premisa resulta apropiada para la gran mayoría de fluidos, abarcando incluso aquellos con una carga sedimentaria cuya concentración volumétrica alcanza el 30%. No obstante, al incrementarse las concentraciones de sedimentos, las propiedades del fluido se ven afectadas, modificando así la correlación entre esfuerzo y deformación. Existe una multitud de ecuaciones constitutivas en la literatura que han logrado describir con cierto éxito esta relación esfuerzo-deformación en diferentes contextos. Sin embargo, debido a la naturaleza intrincada de las mezclas fluido-sólido, dichas ecuaciones y sus respectivos parámetros acarrearán un elevado nivel de incertidumbre.

2.5.1. Factor de volumen

Históricamente, la aplicación y accesibilidad de herramientas de modelización no newtonianas se ha visto restringida en el campo de la ingeniería. La consideración de hiperconcentraciones en el diseño de aspectos como cuencas de detención, se ha realizado mediante la ampliación o incremento del hidrograma de flujo. El factor de aumento, también conocido como BF, se determina a través del siguiente cálculo:

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad \text{Ec. (42)}$$

En este contexto, C_v representa la concentración volumétrica de sedimentos. Considerando un promedio de concentración volumétrica del 50%, se deduce un BF igual a 2. El principal beneficio del factor de volumen radica en su sencillez. Al emplear el factor de volumen exclusivamente en el diseño, es recomendable incrementar las pérdidas energéticas por fricción mediante el aumento de la rugosidad del lecho, con el objetivo de contemplar la fricción interna adicional. Asimismo, se sugiere elevar la viscosidad turbulenta de los remolinos para abordar el incremento en la transferencia horizontal del momento.

2.6. Hidráulica de flujos de lodo y escombros

2.6.1. Ecuaciones 2D en aguas poco profundas

El modelo de ecuaciones de aguas poco profundas “Shallow Water Equations” (SWE) promedio en profundidad aborda las ecuaciones de conservación para el volumen y el momento, considerando aceleraciones temporales y espaciales, así como la mezcla horizontal. Por otro lado, el modelo DWE excluye estos procesos, lo cual lo convierte en una opción más simple y eficiente en términos computacionales. La conservación del volumen bidimensional en la mezcla agua-sólido se expresa mediante:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \nabla \cdot (h\mathbf{V}) = q \quad \text{Ec. (43)}$$

En donde η representa la elevación de la superficie del flujo, t hace referencia al tiempo, h denota la profundidad del agua, $\mathbf{V}$ se refiere al vector de velocidad y q es un término relacionado con fuentes o sumideros, considerando así los flujos externos e internos. Las ecuaciones que representan la conservación del momento promediadas en función de la profundidad pueden expresarse como (Hergarten y Robl, 2015).

$$\frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla) \mathbf{V} = -g \cos^2 \varphi \nabla \eta + \frac{1}{h} \nabla \cdot (\mathbf{v}_t h \nabla \mathbf{V}) - \frac{\boldsymbol{\tau} \cos \psi}{\rho_m \mathbf{R} \cos \varphi} \frac{\mathbf{V}}{|\mathbf{V}|} \quad \text{Ec. (44)}$$

En la que g es la aceleración gravitatoria, $\mathbf{v}_t$ es la viscosidad turbulenta de remolino, $\boldsymbol{\tau}$ es la tensión basal total, ρ_m es la densidad de la mezcla agua-sólido, $\mathbf{R}$ es el radio hidráulico, $\mathbf{V}$ es la magnitud del vector de velocidad, φ es la pendiente de la superficie del agua y ψ es el ángulo de inclinación de la dirección de la velocidad de la corriente. En las ecuaciones anteriores, el segundo término del lado derecho representa la mezcla horizontal debida a la turbulencia y también, en el caso de un flujo de detritos, la mezcla horizontal debida a las colisiones de partículas. La utilización de la forma conservadora de los términos de mezcla es esencial para la conservación precisa del momento. El coeficiente de fricción del fondo se calcula utilizando el coeficiente de rugosidad de Manning como:

$$\tau = \tau_b + \tau_{MD} \quad \text{Ec. (45)}$$

donde τ_b es el esfuerzo cortante turbulento del fondo y τ_{MD} es el esfuerzo del lodo y los escombros, que incluye todos los esfuerzos no newtonianos. El esfuerzo cortante turbulento del fondo se calcula en función del coeficiente de rugosidad de Manning.

$$\tau_b = \rho_m C_d |V|^2 \quad \text{Ec. (46)}$$

$$C_d = \frac{gn^2}{R^{1/3}} \quad \text{Ec. (47)}$$

En este contexto, ρ_m representa la densidad de la combinación de agua y partículas, mientras que n simboliza el coeficiente de rugosidad de Manning. La tensión ejercida por el lodo y los residuos se examina minuciosamente en la sección titulada "Modelos reológicos". Cuando la tensión no newtoniana es nula y se suprimen las funciones de coseno (que corresponden a correcciones de pendiente), las ecuaciones 2D de SWE previamente mencionadas se simplifican en las ecuaciones de aguas claras utilizadas en HEC-RAS.

Al modelar flujos hiperconcentrados, se determinan las componentes longitudinales y transversales de la viscosidad turbulenta mediante la velocidad de cizallamiento, que se obtiene a partir de la tensión total de cizallamiento (es decir, $u^* = \tau/\rho_m$). Actualmente no hay investigaciones que aborden los valores apropiados de los coeficientes de turbulencia para flujos hiperconcentrados. No obstante, los experimentos han indicado que, al emplear valores semejantes a los correspondientes a aguas claras, se logran resultados coherentes. Este aspecto requiere mayor investigación; por lo tanto, la guía actual sugiere comenzar con valores propios para aguas claras en cuanto a los coeficientes de turbulencia y ajustarlos lo mejor posible utilizando mediciones empíricas.

2.6.2. Clasificación de los flujos no newtonianos

Los flujos no newtonianos abarcan diversos regímenes, los cuales varían en función de la concentración de sólidos presentes en el fluido y, en el caso de mezclas con alta concentración, del tamaño de grano de dichos sólidos. Es conveniente abordar esta clasificación desde una perspectiva jerárquica. Por lo general, conforme incrementa la

concentración (y el componente sólido se torna más grueso), el fluido atraviesa cinco categorías distintas:

- Flujo hiperconcentrado
- Flujo de lodo y escombros
- Flujo clástico

Tabla 3

Clasificación de los flujos no newtonianos.

Clasificación	Modelo	Condición
Hiperconcentrado	Bingham	$C_v > 30\%$
Flujo de lodo y escombros	Turbulento-Cuadrático Herschel-Bulkley	$C_v > 60\%$
Avalancha de nieve	Voellmy	
Clástico	Mohr-Coulomb	$N_s > 0,1$

Fuente: HEC RAS - Mud and Debris flow

2.6.2.1. Flujo hiperconcentrado

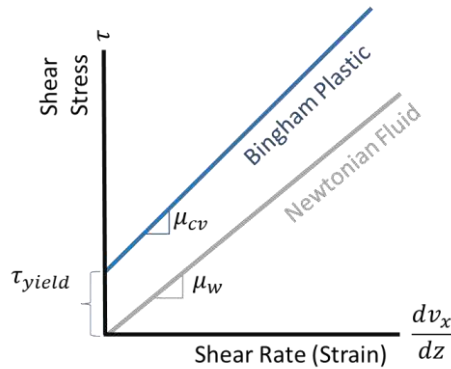
Cuando las concentraciones de sedimentos finos superan aproximadamente el 30% en volumen (Rickenmann, 1992), la viscosidad de la mezcla incrementa lo suficiente como para que la viscosidad del agua ya no constituya un cálculo adecuado. La biblioteca “Debris” aborda los flujos hiperconcentrados mediante la implementación del modelo plástico de Bingham.

El modelo plástico de Bingham posee una relación tensión-deformación lineal similar al modelo newtoniano; no obstante, se diferencia de los supuestos newtonianos en dos aspectos fundamentales. En primer lugar, el modelo de Bingham introduce un límite elástico (τ_y) que genera un punto de intercepción diferente a cero en la relación tensión-deformación. En otras palabras, existe un rango de tensiones que no provocan deformación en el fluido. En segundo lugar, aunque la relación tensión-deformación del

modelo de Bingham es lineal, su pendiente difiere respecto al fluido newtoniano. La viscosidad de la mezcla (μ_m), que resulta mayor que la viscosidad del fluido individualmente considerado, determina la pendiente de dichas relaciones tensión-deformación hiperconcentradas.

Figura 18

Modelo reológico “Bingham Plastic”.



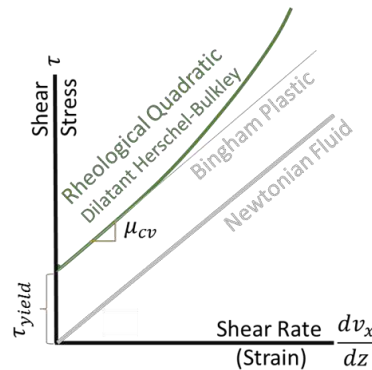
Fuente: HEC RAS - Mud and Debris flow

2.6.2.2. Flujo de lodo y escombros

A medida que la concentración supera el 60% ($C_v > 60\%$), la relación tensión-deformación comienza a desviarse de las aproximaciones lineales propuestas por Bingham. Estas relaciones tensión-deformación no lineales pueden manifestarse como "dilatantes" (cuando la tensión incrementa más rápidamente que la deformación) o "pseudoplásticas" (en las que la deformación se eleva a un ritmo mayor que la tensión). Tanto los flujos de lodo como los flujos de grano se comportan de manera dilatante. La biblioteca de escombros plantea tanto los flujos de lodo como los flujos de grano siguiendo relaciones de segundo orden con respecto a la deformación ($\tau = f(\gamma)^2$), lo que nos lleva a denominar estos modelos como "cuadrático-dilatantes", como se muestra en la figura siguiente.

Figura 19

Modelo reológico “Quadratic-dilatant”.



Fuente: HEC RAS - Mud and Debris flow

Tanto los flujos de lodo como los de granos tienen concentraciones volumétricas superiores al 60%. A estas concentraciones, las interacciones entre partículas adquieren importancia (aunque son más importantes para las partículas más gruesas), pero el fluido sigue siendo la fase dominante, transportando los sólidos. Estos flujos de alta concentración se distinguen principalmente por el tamaño de grano de los materiales transportados y las interacciones de grano durante el proceso de transporte. Ambos utilizan el modelo reológico de segundo orden (cuadrático), dilatante (figura anterior), pero incluyen diferentes términos de segundo orden en esta relación.

Los flujos de lodo (o corrientes de turbidez) transportan altas concentraciones de material de grano fino. Las influencias de las colisiones grano a grano no son tan importantes con estos materiales más finos. Sin embargo, en concentraciones muy altas ($C_v > 60\%$), la turbulencia entre partículas introduce no linealidad en la relación tensión-deformación. Así, además de las cizalladuras por fluencia y viscosa (lineales) de los flujos hiperconcentrados, los flujos de lodo añaden una cizalladura turbulenta no lineal.

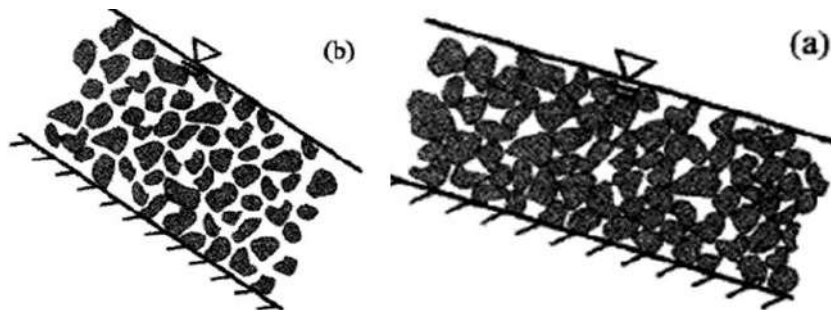
Los flujos de granos se producen en las mismas concentraciones volumétricas que los flujos de lodo ($C_v > 60\%$), pero transportan sedimentos más gruesos. Por lo tanto, la relación tensión-deformación tiene que tener en cuenta las colisiones de partículas, además de los procesos viscosos y turbulentos. Por lo tanto, los flujos de lodo tienen el mismo comportamiento reológico cuadrático que los flujos de lodo (figura anterior), pero

añaden un término adicional de segundo orden, una tensión dispersiva, a la tensión turbulenta utilizada para los flujos de lodo.

Los flujos de escombros tienen concentraciones tan altas y, por lo general, partículas tan grandes, que las partículas están en contacto persistente. Las partículas dejan de estar suspendidas principalmente por el fluido y chocan periódicamente. La concentración de partículas gruesas es lo suficientemente alta como para que el fluido empuje los sedimentos y otros "escombros" de gran tamaño (por ejemplo, árboles e infraestructuras) por encima de otras partículas. Denlinger (2001) ilustra la principal distinción entre flujos de granos y flujos de escombros en la siguiente figura. Las partículas de los flujos de granos siguen estando en gran medida en suspensión, lo que las convierte en "dominadas por la colisión" (figura inferior, izquierda), mientras que las partículas de los flujos de escombros mantienen en su mayor parte el contacto entre sí, lo que las convierte en "dominadas por la fricción" (figura inferior, derecha).

Figura 20

Flujos de granos y flujos de escombros.



Fuente: HEC RAS - Mud and Debris flow

2.6.3. Modelos reológicos

La reología es el estudio de las propiedades mecánicas y el flujo de la materia, concretamente de los fluidos no newtonianos, las mezclas y los sólidos plásticos.

2.6.3.1. Bingham

El modelo de Bingham (Bingham 1922) es uno de los modelos reológicos más sencillos. La tensión de Bingham es la suma de las tensiones de fluencia y viscosas.

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v \quad \text{Ec. (48)}$$

$$\tau_v = \mu_m \dot{\gamma} \quad \text{Ec. (49)}$$

donde τ_y es el límite elástico, τ_v es el esfuerzo viscoso, μ_m es la viscosidad dinámica de la mezcla y $\dot{\gamma}$ es la velocidad de cizallamiento. Este modelo tiene una relación tensión-deformación lineal, con un intercepto distinto de cero. Por lo tanto, τ_y y τ_v representan el intercepto y la pendiente, respectivamente, de la relación tensión-deformación. Para tensiones inferiores al límite elástico, el fluido se comporta como un sólido. El modelo de Bingham es útil para simular flujos de lodo con velocidades de cizallamiento bajas en las que los esfuerzos de fluencia y viscosos dependen de la cohesión de los sedimentos finos (Govier y Aziz, 1982; Julien 1995; Julien y Leon, 2000). Sin embargo, el modelo de Bingham también ha sido un modelo práctico para simular flujos de detritos (Huang y Dai, 2014; Dai et al., 2000).

2.6.3.2. Cuadrático

El llamado modelo cuadrático fue propuesto por O'Brien y Julien (1985) y combina las tensiones debidas a: (1) la cohesión, (2) la fricción interna entre el sedimento y el fluido, (3) la turbulencia y (4) el impacto inercial entre partículas. El modelo cuadrático puede escribirse como

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v + \tau_d \quad \text{Ec. (50)}$$

$$\tau_v = \mu_m \dot{\gamma} \quad \text{Ec. (51)}$$

$$\tau_d = c_{Bd} \rho_s \lambda^2 d_s^2 \dot{\gamma}^2 \quad \text{Ec. (52)}$$

donde τ_d es la tensión dispersiva, c_{Bd} es un coeficiente empírico, ρ_s es la densidad de partículas de sedimento, d_s es un diámetro representativo de partículas, y λ es la concentración lineal de sedimento. La tensión dispersiva fue propuesta originalmente por Bagnold (1954). Bagnold (1954) y Takahashi (1980) propusieron $c_{Bd} = 0.01$. La concentración lineal de sedimentos se define por (Bagnold 1954)

$$\frac{1}{\lambda} = \left(\frac{C_{max}}{C_v} \right) - 1 \quad \text{Ec. (53)}$$

En la que C_v es la concentración de sedimentos en volumen y C_{max} es la concentración máxima de sedimentos.

2.6.4. Tensión de fluencia

Un plástico de Bingham puede absorber cierta tensión sin deformar el material. La deformación sólo se produce cuando la tensión supera un umbral mínimo. Ese umbral mínimo requerido antes de que la tensión cause deformación, es el límite elástico (τ_y), que es el intercepto de la relación tensión- deformación. HEC-RAS proporciona tres métodos para el límite elástico

- Constante especificada por el usuario
- Formulación exponencial
- Fórmula de Mohr-Coulomb

Para este proyecto se utilizará la formulación exponencial tanto para la tensión de fluencia como para la viscosidad dinámica de la mezcla.

2.6.4.1. Exponencial

Una fórmula ampliamente utilizada para estimar el límite elástico es la formulación exponencial (Chien y Ma, 1958; Dai et al., 2014; O'Brien y Julien, 1988).

$$\tau_y = ae^{(bC_v)} \quad \text{Ec. (54)}$$

donde a y b son coeficientes de calibración, y C_v es la concentración volumétrica entre 0 y 1.

Tabla 4

*Parámetros de tensión de fluencia para la ecuación de O'Brien y Julien (1995)
(Convertida a la forma exponencial utilizada en HEC-RAS).*

Tipo	Concentración volumétrica	a	b	Rango (Pa)
Suelo típico	65-80%	0.005	17.2	375-5000
Caolinita	40-50%	0.05	20.7	200-1600

Arcillas sensibles	35-60%	0.3	23	950-300k
Bentonita	5-20%	0.002	230.3	200-2E+17

Fuente: Julien (1995).

La ecuación exponencial funciona relativamente bien para flujos de lodo y escombros con concentraciones mayores al 30%. Sin embargo, para concentraciones muy bajas la formulación no funciona tan bien. Por ejemplo, una concentración cero produce un límite elástico igual al coeficiente a y no llega a cero como debería teóricamente.

2.6.5. *Densidad de la mezcla*

La densidad de la mezcla agua-sedimento se calcula con la siguiente ecuación constitutiva:

$$\rho_m = \rho_\omega + (\rho_s - \rho_\omega)C_v \quad \text{Ec. (55)}$$

donde ρ_ω es la densidad del agua, ρ_s es la densidad de las partículas, y C_v concentración volumétrica entre 0 y 1. La ecuación anterior supone que todos los huecos entre las partículas están ocupados por agua y que no hay aire en la mezcla.

2.6.6. *Viscosidad dinámica de la mezcla*

Los sedimentos aumentan la viscosidad de la mezcla. Existen muchas ecuaciones empíricas y semiempíricas en la literatura para calcular la viscosidad de la mezcla. HEC-RAS proporciona cuatro formas de especificar la viscosidad dinámica:

- Constante especificada por el usuario
- Relación o viscosidad relativa especificada por el usuario
- Exponencial
- Maron y Pierce (1956)

2.6.6.1. **Exponencial**

Una formulación comúnmente utilizada para la viscosidad dinámica de la mezcla es la expresión exponencial (Chien y Ma, 1958; Dai et al., 1980; O'Brien y Julien, 1988).

La fórmula suele escribirse como una expresión de dos parámetros. Sin embargo, aquí se adopta una forma más simple para calcular la viscosidad dinámica relativa como

$$\mu_r = \frac{\mu_m}{\mu_\omega} = e^{(BC_v)} \quad \text{Ec. (56)}$$

donde μ_r es la viscosidad dinámica relativa de la mezcla, μ_ω es la viscosidad dinámica del agua, μ_m es la viscosidad dinámica de la mezcla, C_v es de nuevo la concentración volumétrica y B es un coeficiente ajustado a los datos observados y proporcionado por el usuario. La ventaja de la formulación anterior es que sólo requiere un parámetro empírico y también satisface la propiedad $\mu_r = 1$ para $C_v = 0$. Además, al utilizar la viscosidad dinámica relativa, la fórmula tiene en cuenta automáticamente la variación de la viscosidad del agua debida a la temperatura. La variabilidad del coeficiente B tiene en cuenta los efectos de la distribución del tamaño de las partículas y, en particular, la cohesión del sedimento. Sin embargo, una limitación de la fórmula es que la viscosidad tiende a subestimarse a medida que la concentración alcanza la concentración máxima.

Tabla 5

Coeficientes del multiplicador exponencial de la viscosidad para diferentes tipos de suelo de Julien (1995) (convertidos a la forma exponencial).

Tipo	Concentración volumétrica	B	Rango (Pa-s)
Suelo típico	65-80%	18.4	160-2500
Kaolinita	40-50%	18.4	1.6-10
Arcillas sensibles	35-60%	11.5	0.1-1
Bentonita	5-20%	230.3	100-1E+17

Fuente: O'Brien y Julien (1995).

2.7. Conceptos de Alternativas de mitigación estructural

La administración unificada de riesgos constituye un instrumento esencial en la prevención, actuación y reducción de peligros (Amman, 2001) con el objetivo principal de proteger la infraestructura y, sobre todo, la vida humana. De este modo, Zollinger (1985) propone dos categorías de medidas de mitigación: las medidas activas

(estructurales), enfocadas en el peligro en sí, y las medidas pasivas (no estructurales), orientadas a abordar el daño potencial.

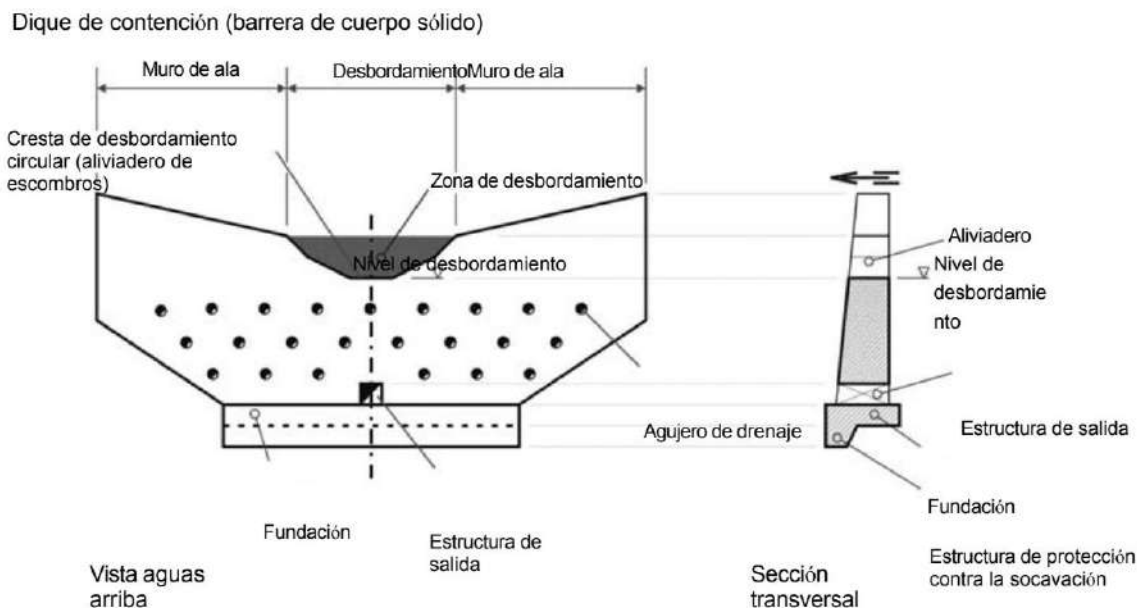
2.7.1. Medidas de mitigación estructural

Las medidas de mitigación proponen estructuras diseñadas para prevenir la propagación de eventos de flujos de escombros o, al menos, disminuir su intensidad (Mizuyama, 2008). Por ejemplo, en Austria se han implementado estructuras transversales para la estabilización de pendientes, cuya función principal es evitar la erosión en el lecho del flujo. También se utilizan estructuras longitudinales orientadas a reducir el gradiente del flujo (Jakob, M., Hungr, O. y Jakob, D. M., 2005). Las estructuras transversales se dañan o destruyen principalmente por:

- El impacto de un flujo de escombros, cuando el cuerpo de la estructura no está adecuadamente soportado por relleno de tierra por detrás.
- La socavación del pilar lateral.
- Socavación aguas abajo de la presa de contención.
- Desviación lateral, causada por la ausencia de un muro de contención inclinado o cuando la descarga está bloqueada por la carga del lecho, como consecuencia de la acumulación de sedimentos aguas abajo de la presa

Figura 21

Esquema de una presa de contención típica.



Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Por lo tanto, es importante tenerlo en cuenta:

- El diseño de la sección transversal del aliviadero es igual a un perfil de oleada de flujo de escombros.
- La parte superior de la pared del ala es igual al grado deposicional esperado (normalmente superior al 10%).
- Los muros de las alas están consolidados lateralmente.
- No se produce erosión lateral aguas arriba de la presa.
- Los cimientos de la presa llegan por debajo de la profundidad de socavación prevista.

2.7.2. Estabilidad de taludes

La erosión del lecho o de las orillas puede provocar una desestabilización de las orillas a lo largo de los canales. Dependiendo del proceso y de la magnitud de esta desestabilización, se puede construir una estructura transversal o longitudinal. Las

estructuras transversales se utilizan principalmente para evitar la erosión del lecho del arroyo, mientras que las longitudinales se emplean para la erosión de las orillas.

Las estructuras transversales están diseñadas para elevar el lecho del cauce y reducir la pendiente del arroyo. La pendiente original del cauce y la pendiente creada por la instalación de una presa de contención determinan la altura de las estructuras sucesivas y la distancia entre ellas.

Durante la construcción de estas estructuras transversales, es importante tener en cuenta los cimientos de los estribos, la profundidad de socavación o el grado deposicional y el diseño de la estructura de desagüe. En Europa, hasta la década de 1920, estas estructuras eran principalmente construidos con piedra seca. Más tarde se utilizó piedra cementada, hasta ser sustituida por hormigón y hormigón armado en la década de 1950.

Figura 22

Estructuras transversales para la estabilización de taludes.



Fuente: “Debris-flow and Related Phenomena”, Jakob & Hungr, 2005

Figura 23

Estructuras transversales para la estabilización de taludes.



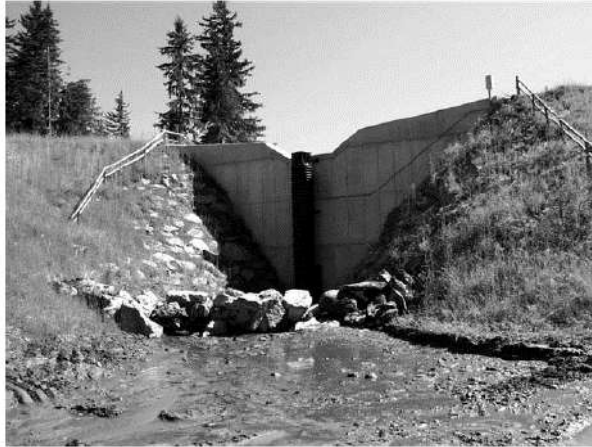
Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Se han desarrollado tipos especiales de presas de contención para secciones de canales sometidas a grandes presiones laterales. En estos diques de contención, las paredes laterales se colocan en relación con la estructura central y, en consecuencia, pueden desplazarse perpendicularmente a la línea central del cauce. Las primeras presas de contención de este tipo se construyeron con paredes de ala dispuestas aguas arriba de la sección central; sin embargo, en las estructuras modernas, están situadas aguas abajo.

También se edificaron estructuras para retener materiales, aprovechando las condiciones geológicas locales, con el objetivo de prevenir la formación de flujos de escombros. Por lo general, estas estructuras se construyen junto con sistemas de control, como sensores ultrasónicos que supervisan los niveles de agua y material. Esto permite a los operadores responsables del mantenimiento verificar si los niveles antes mencionados llegan a puntos críticos (Jakob, M., Hungr, O., & Jakob, D. M., 2005).

Figura 24

Reservorio para el control de escombros en Tyrol Austria.



Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Un enfoque estructural alternativo consiste en la acumulación constante de escombros, diseñado con el propósito de evitar el riesgo que podrían representar los flujos de escombros. La limitación de este tipo de presas radica en que solamente son efectivas hasta que su capacidad se vea totalmente saturada.

Figura 25

Barrera de cuerpo solido en Einachgraben Austria.



Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Figura 26

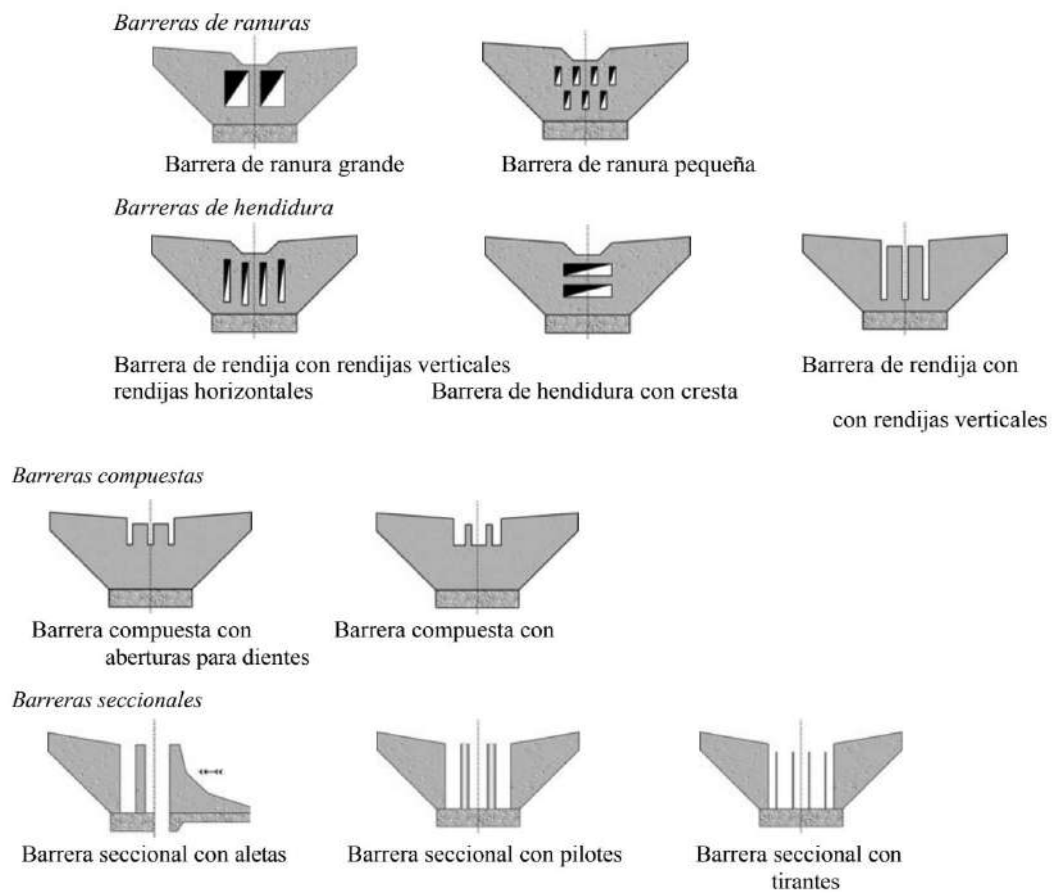
Barrera de pequeñas ranuras, Koednitzbach, Tyrol, Austria.



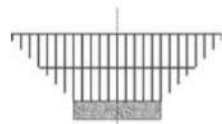
Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Figura 27

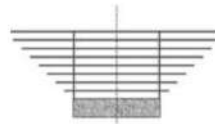
Tipos de barreras abiertas.



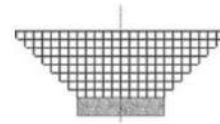
Barreras reticulares



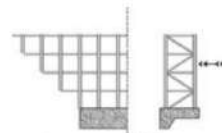
Barrera de rastrillo



Barrera de vigas

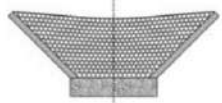


Barrera de rejilla



Barrera del marco

Barreras netas



Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

2.7.3. Las presas SABO

Las presas SABO son estructuras diseñadas para estabilizar los márgenes de cauces en quebradas con pendientes pronunciadas, ubicadas en cuencas altas y medias. Su función principal es retener grandes bloques movilizados por flujos de detritos y eventos similares, como avalanchas. El principal beneficio de una presa SABO es su capacidad para capturar sedimentos provenientes del cauce activo. Cuando la presa se llena de sedimentos, se produce un cambio en la pendiente del cauce, lo cual disminuye la fuerza de eventos futuros. Como resultado, se reduce la velocidad de transporte de materiales y la erosión, brindando protección contra nuevos eventos (Mizuyama & Mizuno, 1997).

Estas presas están construidas principalmente con "suelo-cemento" (cemento ciclópeo mezclado con material del sitio) e incluyen los siguientes componentes: cuerpo de la presa, muros laterales (aguas abajo), piso de fondo, contra-presa y orificios disipadores de energía. El núcleo central posibilita el depósito de sedimentos, lo cual gradualmente reduce la inclinación del río. Las paredes conectan la presa y la contra-presa. El suelo base resguarda a la presa del descenso del agua e impacto de los sedimentos. La contra-presa atenúa la energía del agua, facilitando la creación de un colchón amortiguador hidráulico. Los orificios en el núcleo central disipan la presión hidráulica que podría socavar la contra-presa. (Boletín de la Sociedad Geológica del Perú, v. 111, p. 078-084, 2016)

Figura 28

Barrera de pequeñas ranuras, Truebenbach, Carintia, Austria.



Fuente: "Debris-flow and Related Phenomena", Jakob & Hungr, 2005

Figura 29

Represa SABO para el control de flujos de detritos en Minami-Aso Village (Kumamoto). Nótese el gran tamaño de la misma.

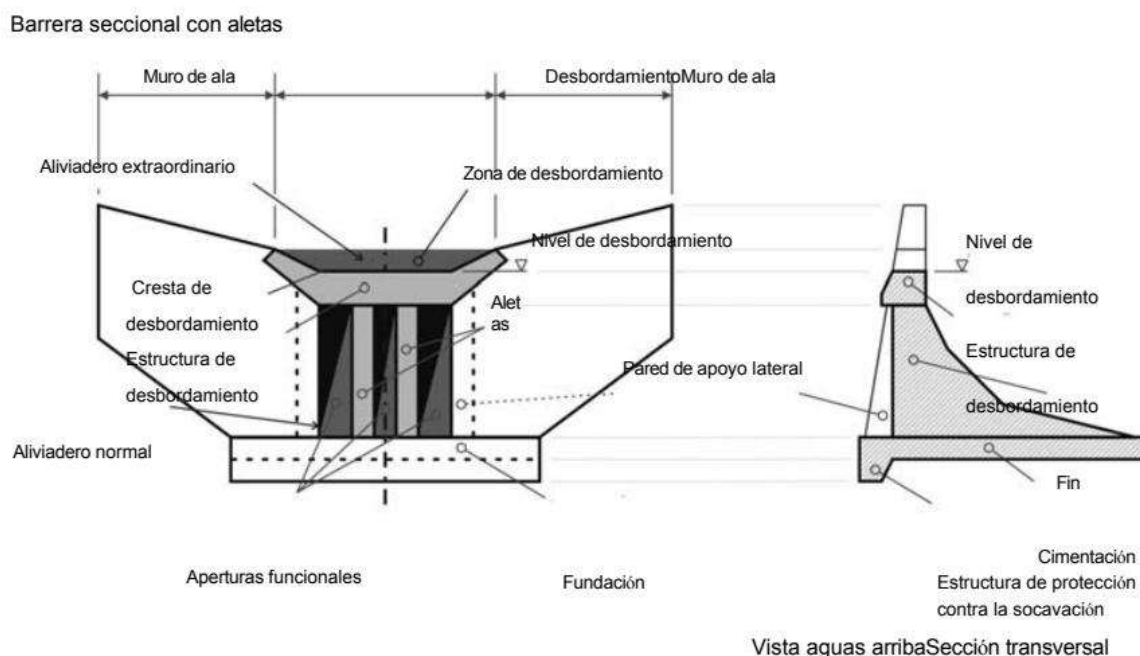


Fuente: (Foto: S. Villacorta, 2015).

2.7.4. Presa Tipo barrera abierta

Figura 30

Represa Esquema de una barrera abierta.



Como resultado de los aparentes problemas con las presas de retención de escombros, se ha intentado utilizar la retención temporal de escombros para la gestión de la carga del lecho aguas abajo. Este concepto permite el paso de algunas partículas de menor tamaño mientras se retienen los grandes cantos rodados con alto potencial destructivo (Aulitzky, 1986). El almacenamiento intermedio del material acumulado se diseña para equilibrar la mitigación de riesgos y un entorno fluvial saludable.

En la década de 1970 se introdujeron los conceptos de "clasificación" y "dosificación" (Ueblagger, 1973). Para ambos, es indispensable disponer de una capacidad suficiente de almacenamiento de sedimentos en la zona de la presa. La "clasificación" de sedimentos permite la segregación de partículas por tamaño de grano para permitir que sólo un tamaño de grano determinado pase la estructura. Durante la "dosificación", en cambio, se fomenta una sedimentación no clasificada creando remansos en un cuello de botella. En ambos casos, el transporte de la carga del lecho sólo se ve influido por la ocurrencia de un evento.

El excedente de sólidos producido por un flujo de detritos se almacenaría, y más tarde se liberaría si el agua de cola fuera deficitaria en sedimentos de la zona. Después de eventos pequeños y medianos, la deposición debe limpiarse regularmente y los desagües deben desatascarse.

En las presas de escombros (figura 18.20), la clasificación y la dosificación podían instalarse en forma de grandes ranuras o rendijas (barreras abiertas). Las primeras obras de este tipo se erigieron en Maerzenbach y Riedbach en los años 1968/1969 como barreras de vigas (Stauder, 1972).

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Método de la investigación

En el presente trabajo la metodología que se aplicará será exploratoria debido a que este estudio se centra en analizar e investigar aspectos precisos de la realidad en el río Salado de las comunidades guaraníes, en el distrito cinco de la provincia de O'Connor-Tarija; así mismo el planteamiento de la metodología es cuantitativo, ya que se realiza un procesamiento de datos con el uso de herramientas informáticas.

3.2. Técnicas de recolección de datos

3.2.1. Tipos de técnicas e instrumentos

Para el estudio presente, se emplearon métodos de recopilación de información detallados a continuación:

Inspección Directa: Se hicieron observaciones directas como parte del análisis para examinar in situ las condiciones del suelo, que son fundamentales para discernir las características geológicas y geomorfológicas del área. Este procedimiento también incluyó la verificación del fenómeno suscitado en la zona de acuerdo a la visualización del material erosionado y sedimentado, así como el desastre ocasionado

Paginas y registros: Se llevó a cabo una revisión meticulosa de datos disponibles en sitios web de entidades oficiales tales como Hydrologic Engineering Center, ZONISIG, SENAMHI, Pilcomayo.net con el fin de integrar información relevante y actual al estudio.

Análisis Documental: Se examinó información encontrada en las páginas web de artículos científicos y proyectos referidos al estudio de flujos no newtonianos y flujo de lodos y escombros.

3.3. Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos

Ensayos de granulometría, límites de Atterberg y densidad del suelo fueron realizados con el procedimiento de acuerdo a normas establecidas, en el laboratorio de mecánica de suelos mismos que fueron firmados por el ingeniero encargado.

Convalidación de la precipitación en los fecha suscitada y días anteriores a la tormenta de acuerdo a los registros obtenidos de las páginas del SENAMHI y Pilcomayo.net

También se encuentra debidamente validados los mapas del tipo de suelo y cobertura vegetal en la cuenca de acuerdo al Proyecto de Zonificación Agroecológica y Establecimiento de una Base de Datos y Red de Sistema de Información Geográfica en Bolivia (ZONISIG)

Se realizaron las mediciones directas en tramos de la geometría del canal donde se generó el flujo de lodos y escombros, así como también se registraron fotográficamente la profundidad donde alcanzó dicho fenómeno y el estado en el que se encuentran.

3.4. Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

Para el desarrollo de la investigación se seguirá la siguiente secuencia que consistirá en 4 etapas:

En la primera etapa, se realizará el apartado teórico de la investigación, detallando las diferentes definiciones y ecuaciones que sean necesarias, para la respectiva modelación hidrológica e hidráulica y así poder estudiar el comportamiento del flujo de escombros, lo cual es fundamental reconocer la relevancia de los parámetros reológicos, ya que estas son determinantes a la hora de evaluar el comportamiento del flujo no newtoniano.

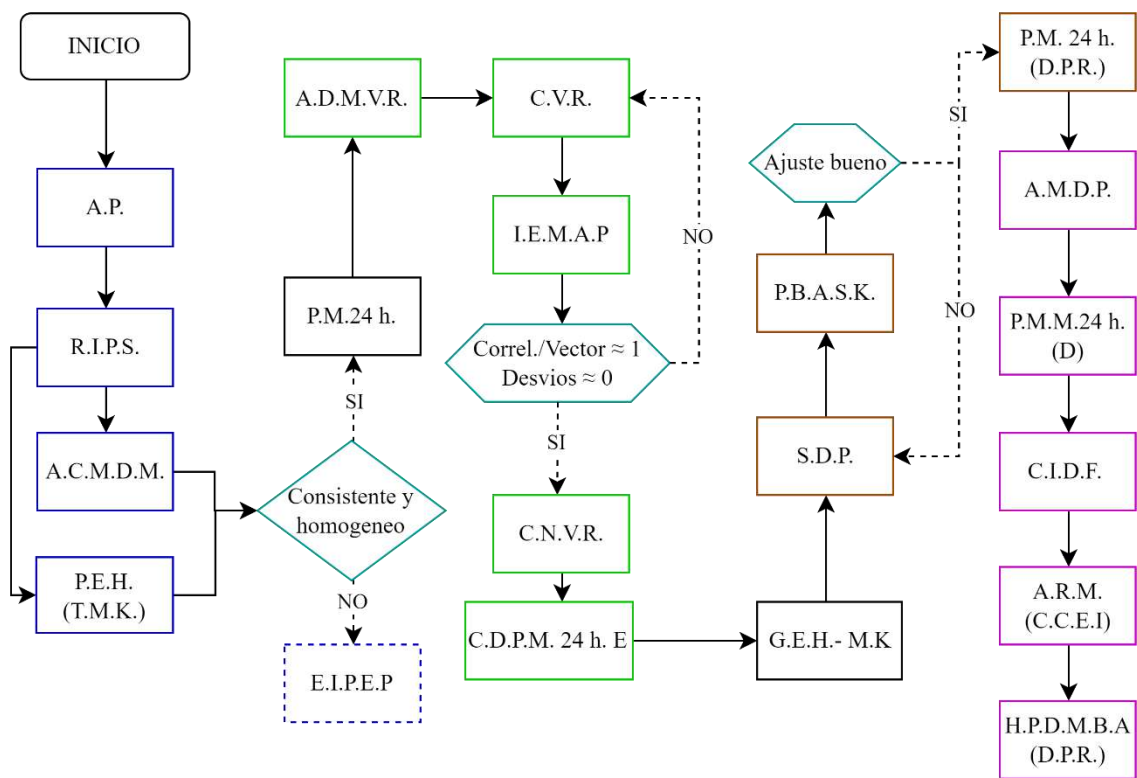
En la segunda etapa, se elaborará el **modelamiento hidrológico**, el cual es necesario una serie de procesos para obtener los resultados (Caudales, sedimentos) adecuados de la simulación que consiste en los siguiente.

- Un exhaustivo análisis estadístico de la precipitación de las estaciones cercanas aplicando una serie de métodos estadísticos desde su recopilación, seguido del análisis de consistencia y homogeneidad, completación de datos, generación de una estación hipotética, aplicación de una distribución de probabilidad, discretización de la precipitación, hasta la obtención de hietogramas de

precipitación de diseño para diferentes periodos de retorno, así como se muestra en el siguiente esquema.

Figura 31

Esquema del proceso a seguir del análisis estadístico de la precipitación.



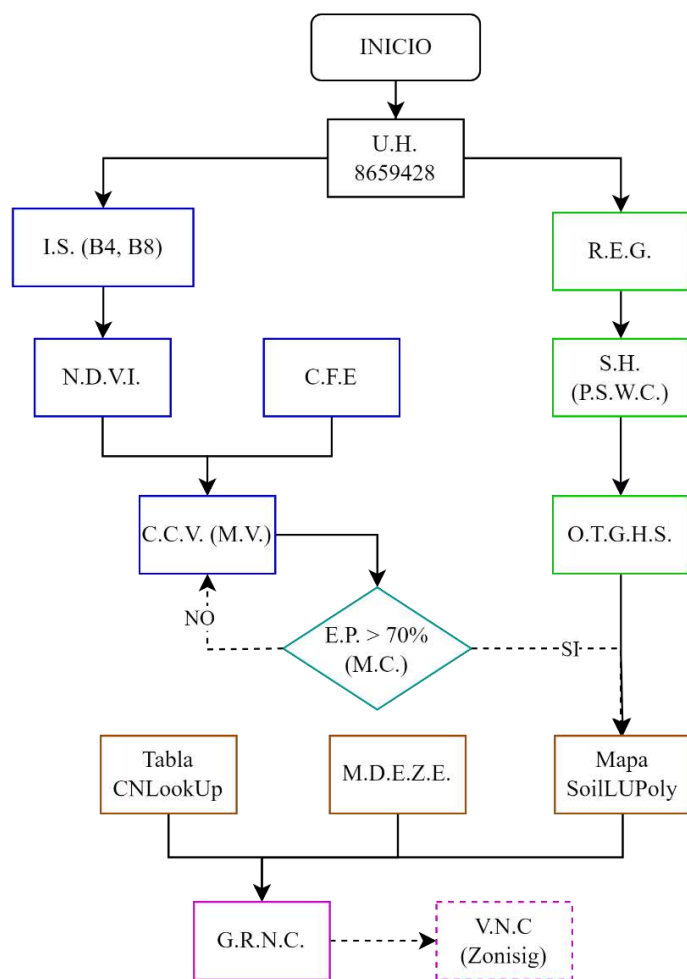
N	Abreviación	Significado
1	A.P.	Análisis de precipitación
2	R.I.P.S.	Recopilación de información pluviométrica del SENAMHI.
3	A.C.M.D.M.	Análisis de consistencia método doble masa
4	P.E.H. (T.M.K.)	Prueba estadística de homogeneidad (Test de Mann-Kendall)
5	E.I.P.E.P	Examinar inconsistencias y disparidad del periodo estadístico pluviométrico
6	P.M.24 hrs	Precipitaciones máximas en 24 horas
7	A.D.M.V.R.	Análisis de datos método vector regional
8	C.V.R.	Cálculo del vector regional
9	I.E.M.A.P	Identificación de estaciones, meses y años con problemas
10	C.N.V.R.	Cálculo del nuevo vector regional
11	C.D.P.M. 24 h. E	Completación de datos de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones
12	G.E.H.- M.K	Generación de una estación hipotética en la zona de estudio método Kriging
13	S.D.P.	Selección de una distribución de probabilidad
14	P.B.A.S.K.	Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov
15	P.M. 24 h. D.P.R.	Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno
16	A.M.D.P.	Aplicación del Modelo Dyck -Peschke
17	P.M.M.24 h. (D)	Precipitaciones máximas menores a 24 horas (Discretización)
18	C.I.D.F.	Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia
19	A.R.M. (C.C.E.I)	Análisis de regresión múltiple para el cálculo de los coeficientes de la ecuación de intensidad
20	H.P.D.M.B.A	Hietograma de precipitación de diseño método del bloque alterno para diferentes periodos de retorno

Fuente: Elaboración propia.

- Una serie de procesos aplicando sistemas de información geográfica realizados en ArcMap para el cálculo de la cobertura vegetal, textura y grupo hidrológico del suelo como también la asignación de valores de número de curva adoptados de la tabla Technical Release 55 (TR-55) y la utilización del modelo digital de elevación para la posterior estimación del número de curva de la cuenca en formato ráster.

Figura 32

Esquema del proceso de estimación del número de curva.



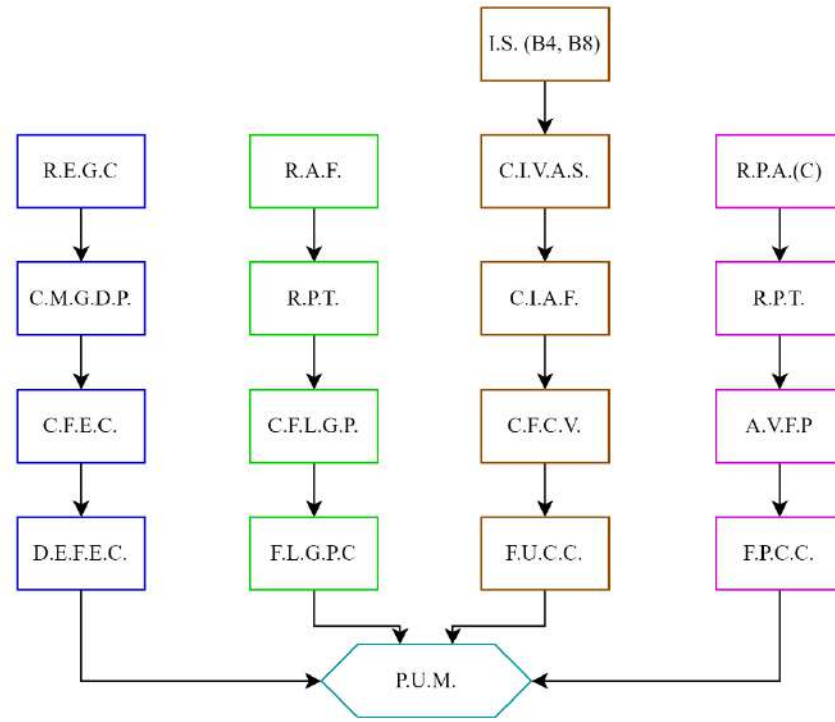
N	Abreviación	Significado
1	U.H. 8659428	Delimitación de la cuenca en estudio (Unidad hidrográfica)
2	I.S. (B4, B8)	Imágenes Sentinel (Bandas 4,8)
3	N.D.V.I.	Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada
4	C.F.E.	Creación de firmas espectrales
5	C.C.V. (M.V.)	Clasificación de la cobertura vegetal (Máxima verosimilitud)
6	E.P. > 70% (M.C.)	Evaluación de la precisión (Matriz de confusión)
7	R.E.G.	Resultados de los ensayos de la granulometría
8	S.H. (P.S.W.C.)	Saturación hidráulica (Paquete Soil Water Characteristics)
9	O.T.G.H.S.	Obtención de la Textura y Grupo hidrológico del suelo
10	Mapa SoilLUPoly	Mapa generado por la intersección de los mapas de cobertura vegetal, textura y grupo hidrológico.
11	Tabla CNLookup	Tabla donde se introduce los siguientes valores extraídos y adaptados de la tabla Technical Release 55 (TR-55)
12	M.D.E.Z.E	Modelo digital de elevación de la zona en estudio
13	G.R.N.C.	Generación en raster del número de curva
14	V.N.C (Zonisig)	Validación del número de curva mediante la comparación del estudio de Zonisig

Fuente: Elaboración propia.

- El cálculo de parámetros del método USLE modificado (para la estimación de sedimentos), en el cual se utilizan los resultados obtenidos de granulometría de cada calicata, para su respectiva distribución espacial en la zona, así como también las imágenes satelitales necesarias corroboradas con las observaciones en campo del área en estudio, procesándolas dentro de lo que son las herramientas SIG.

Figura 33

Esquema del proceso de estimación de los parámetros USLE modificado.



N	Abreviación	Significado
1	R.E.G.C	Resultados de los ensayos de granulometría en cada calicata
2	C.M.G.D.P.	Cálculo de la media geométrica del diámetro de las partículas
3	C.F.E.C.	Cálculo del factor de Erodabilidad de cada calicata
4	D.E.F.E.C.	Distribucion espacial del factor de Erodabilidad en la cuenca
5	R.A.F.	Raster de acumulacion de flujo (As)
6	R.P.T.	Raster de pendiente del terreno (β) en grados
7	C.F.L.G.P.	Cálculo del factor de longitud grado pendiente
8	F.L.G.P.C	Factor de longitud grado pendeinte de la cuenca
9	I.S. (B4, B8)	Imagenes Sentinel (Bandas 4,8)
10	C.I.V.A.S.	Cálculo del indice de vegetación ajustado al suelo
11	C.I.A.F.	Cálculo del indice de area foliar
12	C.F.C.V.	Cálculo de la fracción de cobertura vegetal
13	F.U.C.C.	Factor Uso Cobertura de la cuenca
14	R.P.A.(C)	Raster de practicas agrícolas (Cultivos)
15	R.P.T.	Raster de pendiente del terreno en porcentaje
16	A.V.F.P	Asignación de valores del factor P
17	F.P.C.C.	Factor de practicas de control en la cuenca
18	P.U.M.	Parámetros USLE modificado

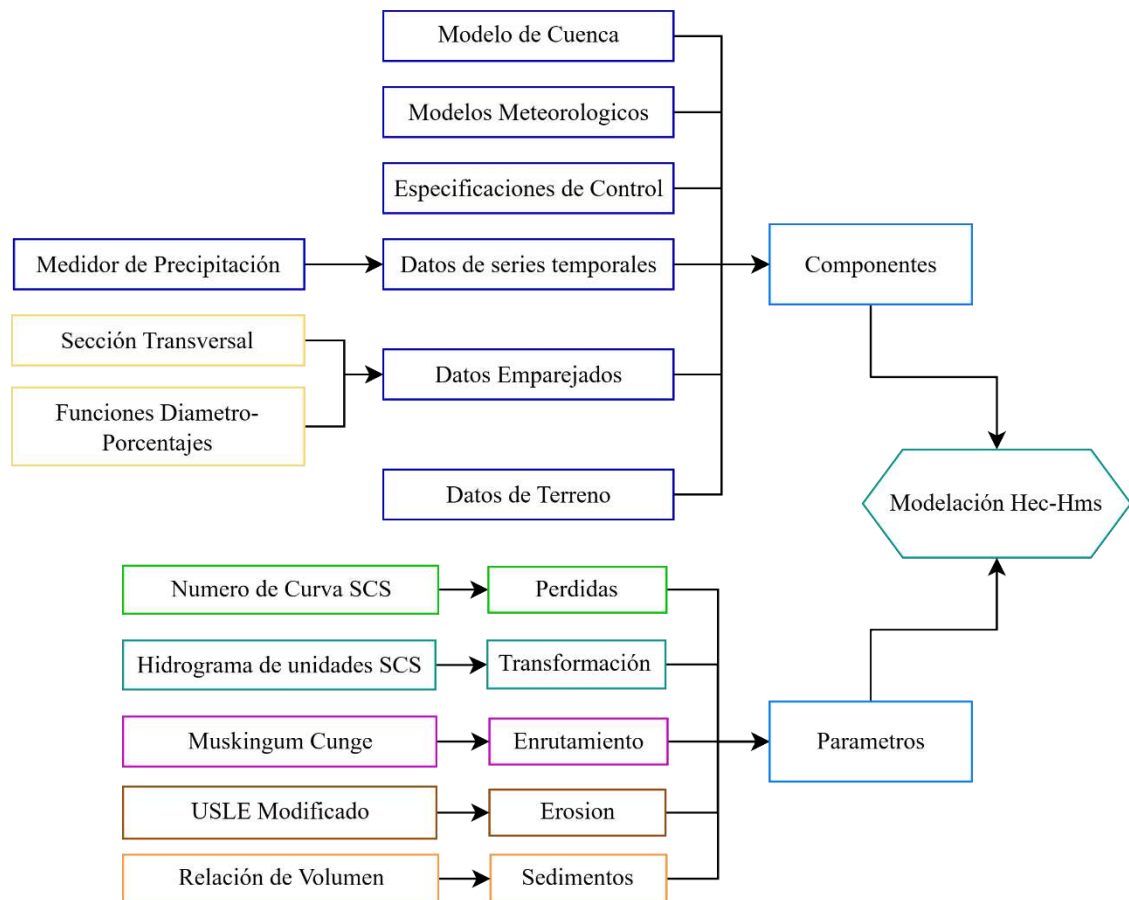
Fuente: Elaboración propia.

- Por último, la obtención de las características de la cuenca en estudio como el área, perímetro, pendiente; las características del cauce principal, como su sección transversal, ancho y profundidad, así también las características superficiales del canal, el cual es necesario para la estimación del número de Manning.

Cada uno de estos pasos son imprescindibles a la hora de la modelación hidrológica ya que de ello depende la precisión en la estimación de caudales máximos del flujo de agua.

Figura 34

Esquema del proceso de estimación del hidrograma líquido.



Fuente: Elaboración propia.

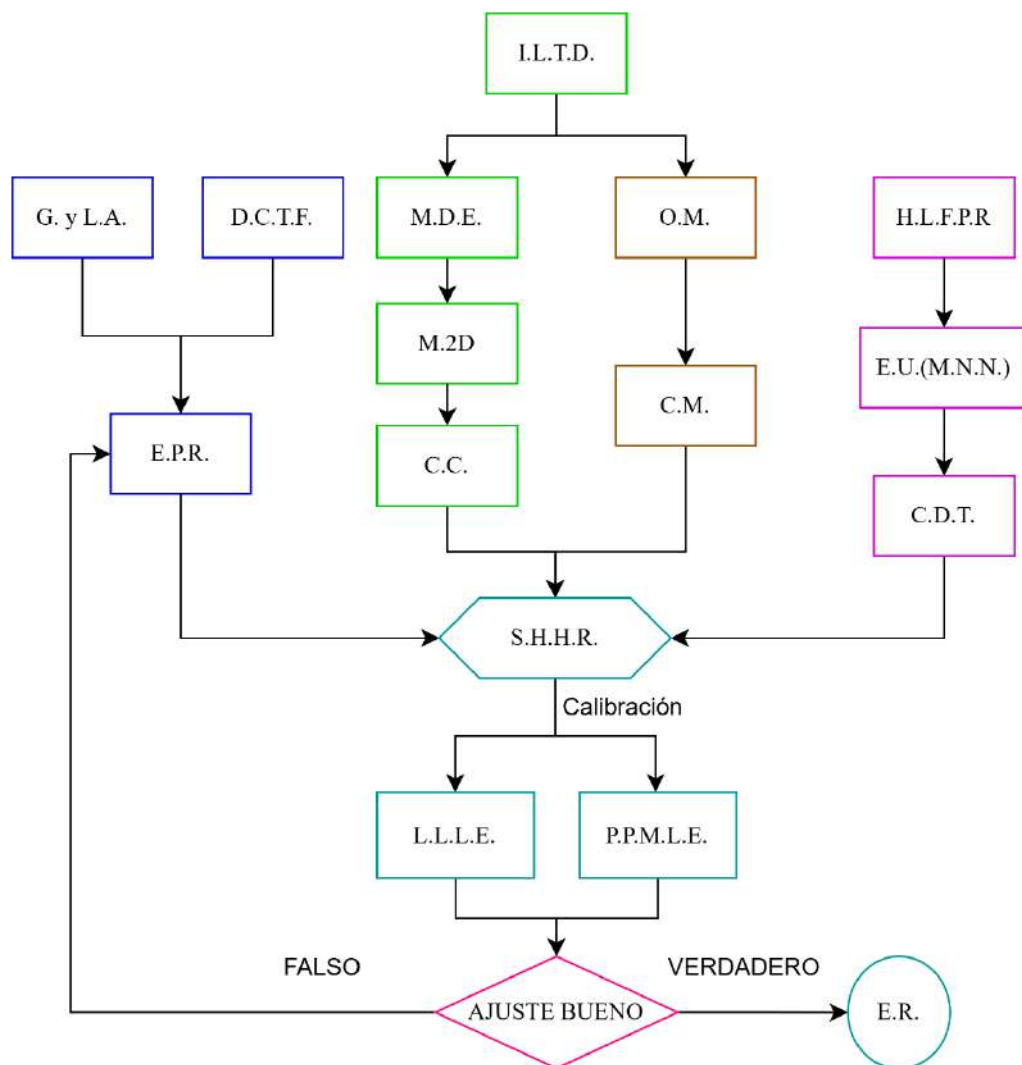
En la tercera etapa, se estudiará la **simulación hidráulica** del río Salado con el software HEC-RAS. Para ello es necesario el levantamiento topográfico aéreo en la zona de estudio, el hidrograma líquido, la concentración volumétrica de sedimentos (Cv), condiciones de frontera y la rugosidad de dicha zona, dando como resultado el hidrograma sólido para cada periodo de retorno, las máximas velocidades y profundidades generadas por el flujo.

Para la aplicación en el Software HEC-RAS se sigue el siguiente procedimiento

- De la granulometría y Límites de Atterberg se define el tipo de suelo según la clasificación SUCS, en combinación de la descripción y características del tipo de flujo que se ha suscitado en el área de estudio se logra estimar los parámetros reológicos como datos de entrada en el programa.
- Con la información obtenida en campo mediante el levantamiento topográfico con dron, se realiza el procesamiento respectivo para generar un modelo digital de elevación (MDE). Este modelo se introduce en el software, donde se configuran los parámetros necesarios, como la resolución de la malla y las condiciones de contorno (entrada y salida del flujo), para proceder con el modelado.
- Asimismo, mediante la unión de las fotografías capturadas durante el vuelo del dron, se obtiene un orto-mosaico. Utilizando herramientas SIG, se estima un mapa del coeficiente de rugosidad de Manning en formato ráster, el cual se emplea como parámetro necesario para el modelado en el software.
- Finalmente, entre los datos que se introducen en el software se incluye el hidrograma de caudal líquido en función del periodo de retorno, junto con otros ajustes necesarios, como el tiempo de duración de la modelación, el control del intervalo de tiempo y la definición de las ecuaciones empleadas.
- Una vez realizada la modelación, se procede a calibrarla ajustando los parámetros reológicos hasta que los resultados se aproximen lo máximo posible a los límites de la llanura de lodo y a los puntos de profundidad máxima de lodos y escombros, logrando una simulación cercana al evento real en la zona.

Figura 35

Esquema del proceso de estimación de escenarios de inundación.

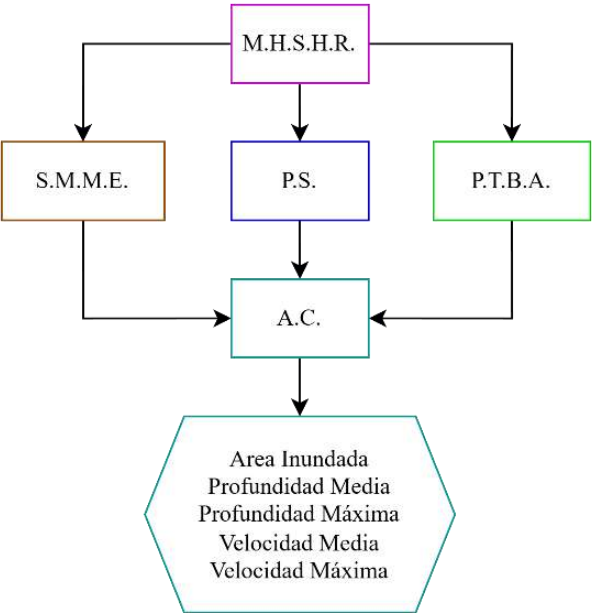


N	Abreviación	Significado
1	G. y L.A.	Granulometria y Limites de Atterberg
2	D.C.T.F.	Descripción y Características del Tipo de Flujo
3	E.P.R.	Estimación de los Parametros Reologicos
4	L.T.D.	Información del Levantamiento Topografico con Drone
5	M.D.E.	Modelo Digital de Elevación
6	M.2D	Malla 2D de 5m de resolución
7	C.C.	Condciones de Contorno
8	O.M.	Orto Mosaico
9	C.M.	Coefficiente de Manning
10	H.L.F.P.R.	Hidrograma Liquido en Función al Periodo de Retorno
11	E.U.(M.N.N.)	Ecuaciones Utilizadas (Metodo No Newtoniano)
12	C.P.T.	Control del Paso del Tiempo
13	S.H.R.	Simulación Hidraulica HEC-RAS
14	L.L.L.E	Limites de Llanuras de Lodo y Escombros
15	P.P.M.L.E.	Puntos de profundidad máxima de lodos y escombros
16	E.R.	Escenarios Resultantes

4) En la última etapa, se propone la implementación de medidas de mitigación estructural para analizar el escenario resultante. Nuevamente se emplea el modelado mediante el software HEC-RAS, incorporando las estructuras propuestas con el objetivo de comparar el comportamiento hidráulico del flujo retenido por estas medidas y su variación en ausencia de ellas.

Figura 36

Esquema de Modelación Hidráulica con y sin medidas de mitigación.



N	Abreviación	Significado
1	M.H.S.H.R.	Modelación Hidraulica en el Software HEC-RAS
2	S.M.M.E.	Sin Medidas de Mitigacion Estructural
3	P.S.	Presa SABO
4	P.T.B.A.	Presa Tipo Barrera Abierta
5	A.C.	Analisis Comparativo

CAPÍTULO IV:
ESTUDIO Y MODELAMIENTO
HIDROLÓGICO

4.1. Características de la cuenca en estudio

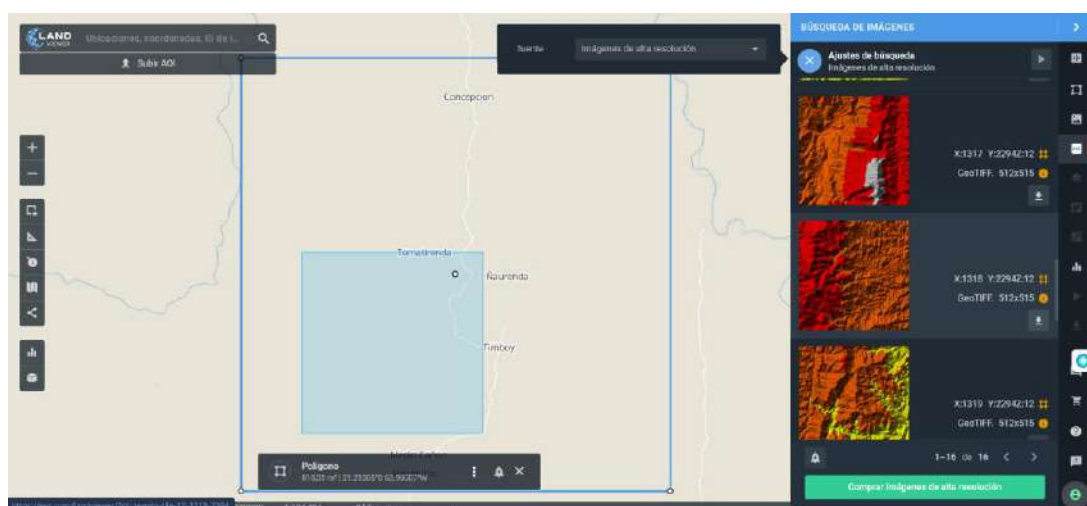
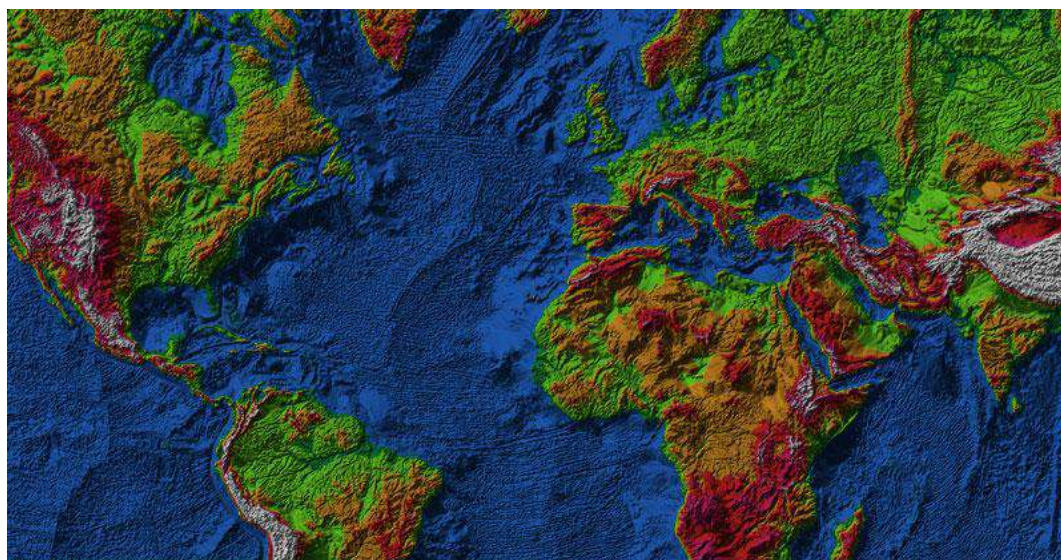
4.1.1. Georreferenciación del área de estudio

En la primera fase del método aplicativo del proyecto, se centra en la recolección de datos, comenzando con la georreferenciación de la zona de estudio mediante modelos digitales de elevación (DEM), estos datos provienen de la página **Land Viewer** del satélite ALOS World 3D (AW3D30), que estuvo en funcionamiento hasta 2011. Este modelo de elevación digital ofrece una resolución de 5 x 5 metros. No obstante, la resolución del DEM descargable estará determinada por el nivel de escala utilizado en la visualización. Contaremos con 14 niveles diferentes de resolución espacial. Al acercarnos más al territorio, obtendremos fragmentos con una mayor resolución, pero menor superficie cubierta. Las resoluciones varían entre los 10 kilómetros y poco menos de 5 metros, utilizando fragmentos de mosaicos de 512×512 en el sistema WGS84 Pseudo Mercator.

Para ello, se delimitará el área de estudio en la misma página Land Viewer y se obtendrá archivos en formato GeoTIFF en el nivel 14 que es de 5 x 5 m de resolución. como se muestra en la figura.

Figura 37

Descarga del Modelo Digital de Elevación del área en estudio.

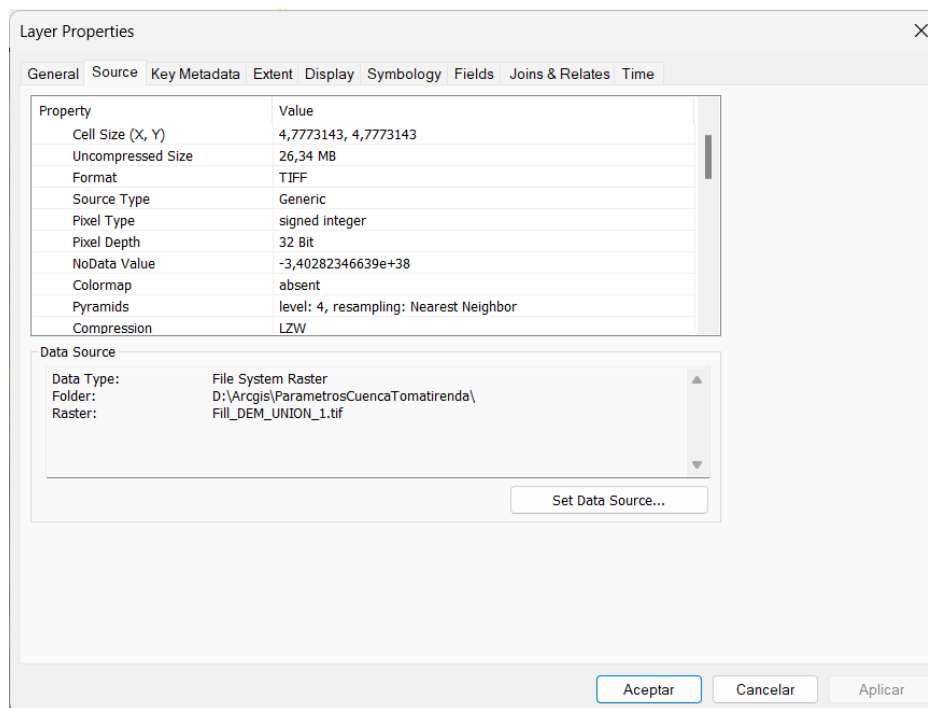


Fuente: Elaboración Propia (LandViewer)

Posterior a ello se realiza una unión mediante la herramienta “Mosaic To New Raster” de cada mosaico para obtener un DEM en Arc Map de la zona en estudio para obtener los parámetros de la cuenca.

Figura 38

Propiedades del Archivo Ráster (Unido y proyectado a WGS84 UTM Zona 20S).



Fuente: Elaboración Propia

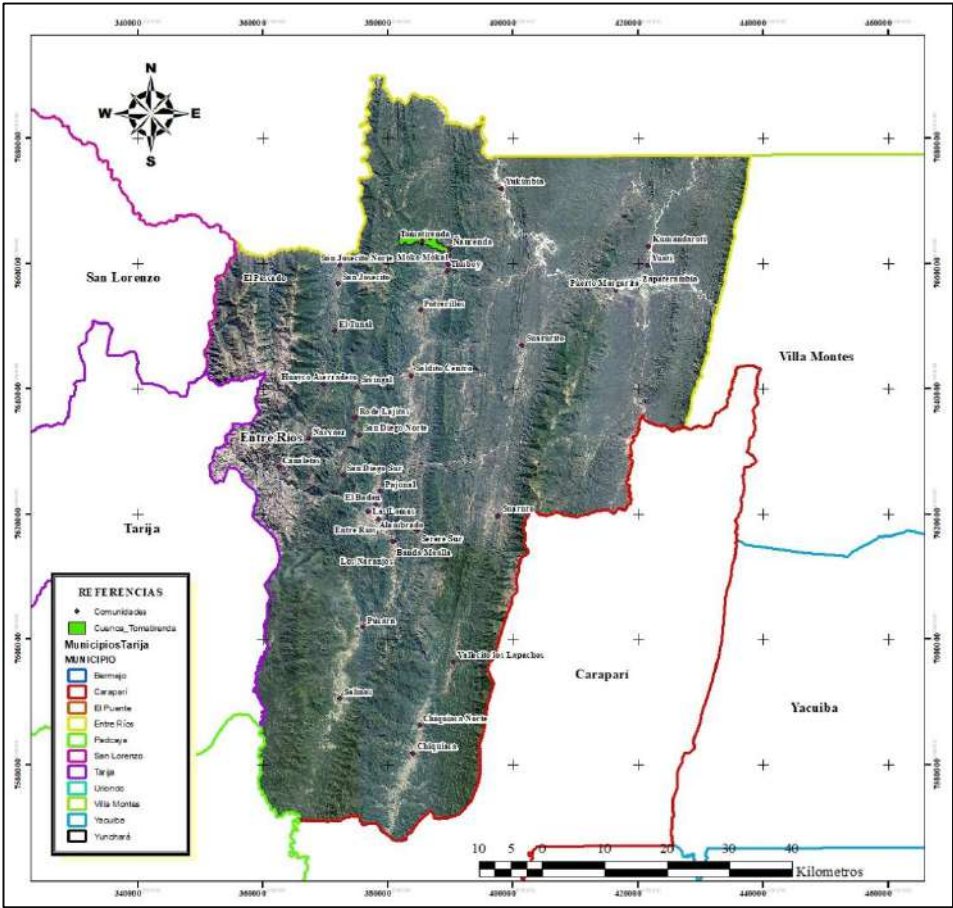
Una vez obtenida el archivo ráster se procesa los sistemas de información geográfica mediante la herramienta HEC HMS en el que se hizo la delimitación de la zona, identificación de cauces de la red hídrica, y pendiente de la zona para luego ser exportadas a ArcMap v10.8 para su respectiva presentación.

4.1.2. Ubicación del área de estudio

El área del proyecto se encuentra ubicada en la zona baja del departamento de Tarija, municipio de Entre Ríos (compuesta por 6 distritos), en el distrito cinco, en la Zona Guaraní de Itika Guasu, ubicada al norte de la provincia O'Connor, sobre el río Pilcomayo; más específicamente en la zona 1 que comprende las comunidades de Ñaurenda, Saladito Ñaurenda, Moko Mokal, Tomatirenda, Timboy y Potrerillos, entre otros.

Tomatirenda es una aldea que tiene alrededor de 68 habitantes y una altitud de 916 m.s.n.m. (comunidad que se encuentra dentro los límites de la cuenca).

Figura 39
Macro Ubicación (Municipio de Entre Ríos).



Fuente:

Elaboración Propia

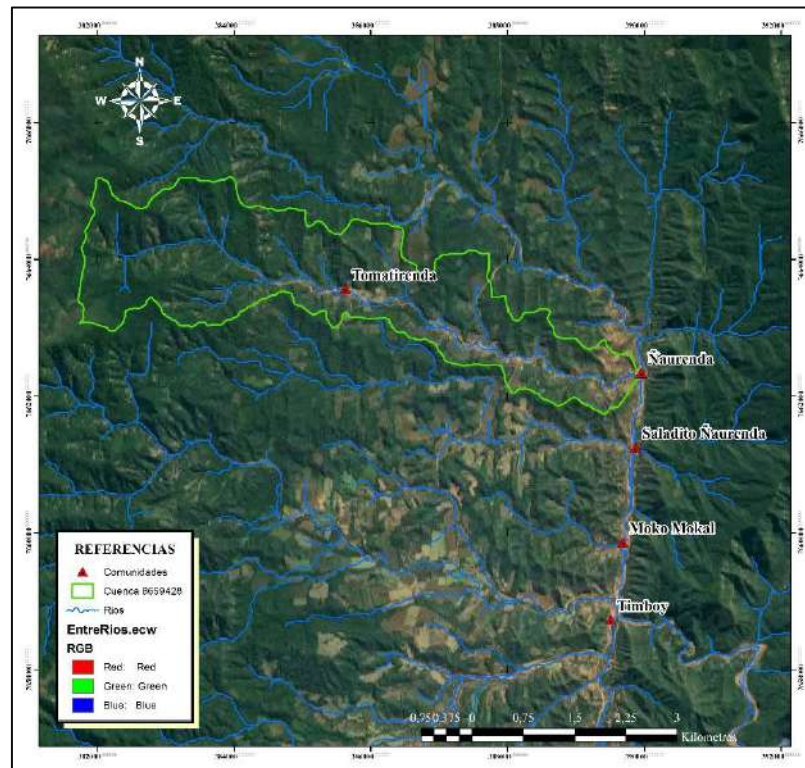
Tabla 6
Coordenadas UTM y Geográficas.

Coordenadas UTM		
Zona	7663622.325	Sud
20 S	385318.9483	Oeste
Coordenadas Geográficas		
Latitud	21° 7'29.93"	Sud
Longitud	64° 6'15.62"	Oeste

Fuente: Elaboración Propia

Figura 40

Micro Ubicación (Cuenca 8659428).



Fuente: Elaboración Propia

4.1.3. Morfometría de la cuenca 8659428

Para determinar las características de la cuenca y los ríos se sigue el siguiente procedimiento:

Lo primero que se realiza es crear un nuevo proyecto con el nombre deseado en este caso “Proyecto_Cuenca_8659428” como se muestra en la siguiente figura:

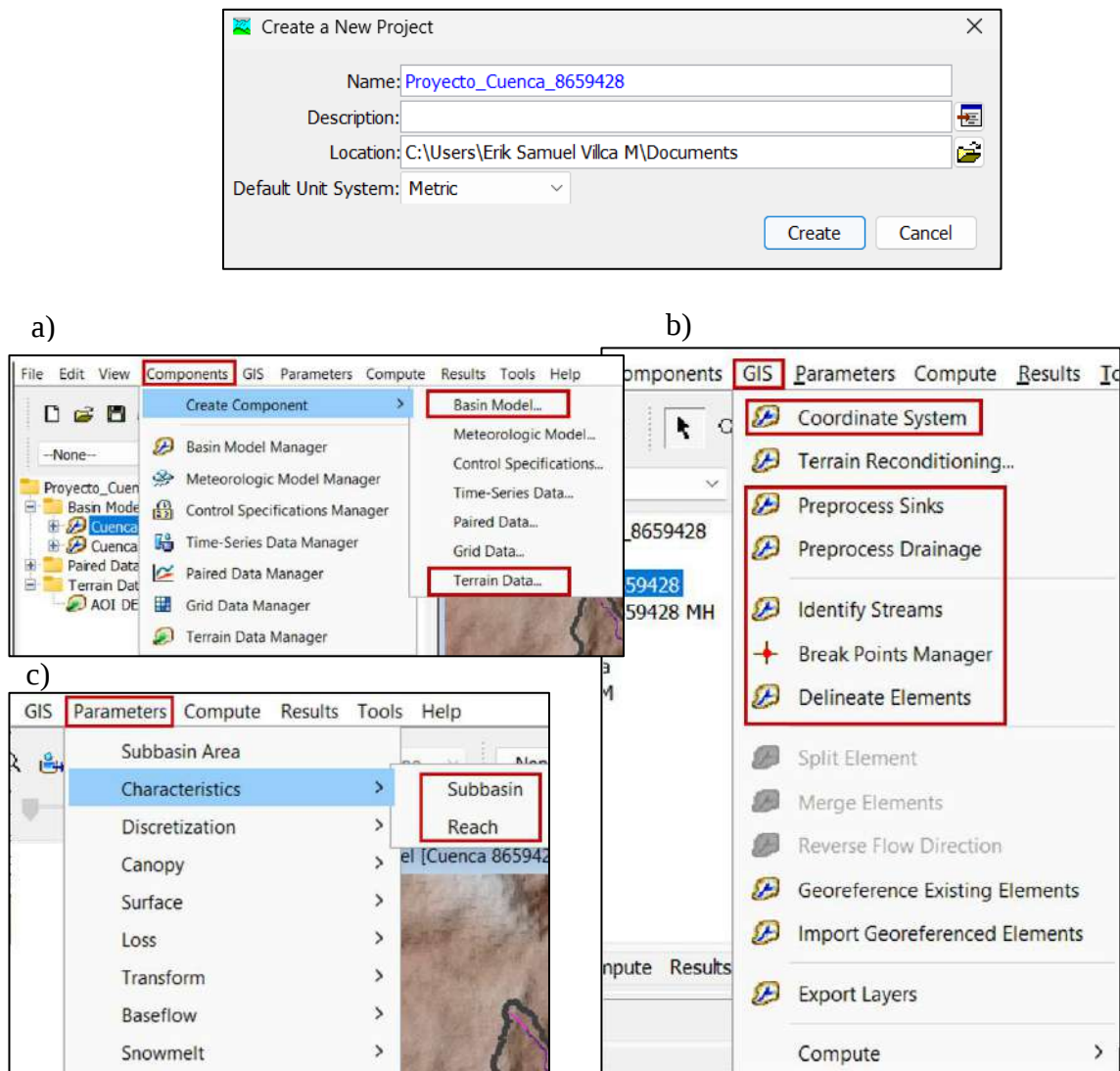
- a) En la pestaña de “Components” se crea primero un “Terrain Data” importando el archivo DEM a utilizar con el nombre de “AOI DEM”, luego se crea un “Basin Model” añadiendo como base de terreno el “AOI DEM”
- b) Realizado el primer paso se activa la opción “GIS” donde se le asigna coordenadas al proyecto siendo las WGS84 UTM Zona 20 S, seguido del preproceso del terreno creando capas de relleno de datos, dirección y acumulación del flujo mediante “Preprocess Sinks y Drainage”; utilizando la herramienta “Identify Streams, Break

Points Manager y Delineate Elements” que con una proporción de área dada se podrá delimitar el área que comprende la cuenca, como también dividido en subcuencas, siendo este último el cual se trabajará a lo largo del proyecto, comprendido en **11 Subcuencas**.

- c) Por último, en la parte de “Parameters” se obtiene las características tanto de las subcuencas como de los ríos.

Figura 41

Características en HEC - HMS (Cuenca 8659428).



Fuente: Elaboración Propia

La morfometría de una cuenca es un análisis geométrico y estadístico de sus características físicas, como la forma, tamaño, pendientes y distribución del relieve. Este

estudio permite mejorar la comprensión del comportamiento hidrológico y sedimentológico de la cuenca, así como también facilita la planificación y gestión de los recursos hídricos en ella.

Para presentar adecuadamente los datos morfométricos de una cuenca en estudio, es esencial organizarlos en una tabla que facilite su comprensión e interpretación. A continuación, se detalla una tabla con la información morfométrica de manera eficiente de la cuenca 8659428 y en subcuencas de la misma:

Figura 42

Delimitación de la cuenca 8659428.



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7

Resumen de Morfometría de la cuenca 8659428.

DESCRIPCION	REGISTRO	UNIDAD
Área de la cuenca	11.299	km2
Longitud más larga del recorrido del flujo	11.75789	Km
Pendiente de la trayectoria más larga	0.06302	m/m
Longitud del flujo central	6.45519	Km
Pendiente del flujo central	0.02665	m/m
10 - 85 Longitud del recorrido	8.81841	Km

10 - 85 Pendiente del recorrido	0.04298	m/m
Pendiente de la cuenca	0.32247	m/m
Relieve de la cuenca	743	m
Relación de relieve	0.06319	-
Relación de elongación	0.32258	-
Densidad de drenaje	0.89261	km/km2

Fuente: Elaboración Propia

Figura 43

Delimitación de la cuenca 8659428 (Subcuencas).



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8

Características de las Subcuencas.

Descripción	Área	Longitud más larga del recorrido del flujo	Pendiente de la trayectoria más larga	Pendiente de la cuenca	Relieve de la cuenca	Relación de relieve	Relación de elongación	Densidad de drenaje
Unidad	km2	Km	m/m	m/m	m	-	-	km/km2
Subcuenca1	0.732	1.462	0.218	0.472	319.0	0.218	0.660	0.174
Subcuenca2	0.658	1.669	0.192	0.310	322.0	0.193	0.548	0.380
Subcuenca3	0.632	1.756	0.128	0.280	227.0	0.129	0.511	0.153

Subcuenca4	0.707	1.751	0.104	0.227	188.0	0.107	0.542	0.398
Subcuenca5	0.971	2.228	0.193	0.407	439.0	0.197	0.499	0.747
Subcuenca6	0.862	2.112	0.061	0.224	135.0	0.064	0.496	0.687
Subcuenca7	2.349	3.034	0.161	0.456	489.0	0.161	0.570	1.103
Subcuenca8	0.164	0.805	0.087	0.245	75.0	0.093	0.568	3.920
Subcuenca9	1.323	2.499	0.072	0.283	188.0	0.075	0.519	1.425
Subcuenca10	0.980	2.268	0.050	0.215	134.0	0.059	0.492	1.878
Subcuenca11	1.920	3.426	0.036	0.246	143.0	0.042	0.456	1.622
Σ	11.299							

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.1. Tiempo de concentración.

Los resultados del tiempo de concentración de una cuenca indican el tiempo requerido para que el agua fluya desde el punto más alejado en la cuenca hasta su salida. Este parámetro es crucial para estimar las posibles inundaciones, el diseño de sistemas de drenaje y la planificación del manejo del agua.

El promedio del tiempo de concentración se asume debido a varias razones. Primero, el promedio permite considerar las variaciones en las características físicas y la geografía de la cuenca, incluida la topografía. Además, al utilizar un valor promedio, se simplifica el cálculo al no requerir un análisis detallado de todos los posibles escenarios que podrían afectar los tiempos de concentración individuales. Así, el promedio ofrece un enfoque práctico y conservador para gestionar los recursos hídricos y prevenir riesgos relacionados con eventos extremos o inundaciones.

Tabla 9

Tiempo de concentración de la cuenca 8659428.

Tiempo de Concentración							
Kirpich Modificado	Kirpich	California del U.S.B.R.	California HPW	California Culverts P.	Temez	Promedio hr min,	
1.283	1.283	1.276	1.286	1.277	1.387	1.30	77.91
Tamaño de la cuenca						Muy Pequeña	

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. Caracterización geotécnica

La caracterización geotécnica es esencial para el estudio de inundaciones mediante modelamiento hidrológico e hidráulico, ya que permite obtener información precisa sobre el comportamiento del terreno y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que lo componen. Esta información es fundamental para evaluar la capacidad de infiltración y almacenamiento de agua en el suelo, la estabilidad de taludes, la permeabilidad y conductividad hidráulica, entre otros aspectos.

Para el estudio de suelos se realizaron 10 pozos en la zona en estudio las cuales rondan una profundidad entre 0.6 – 0.9m respectivamente y mediante esas muestras extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Peso específico del suelo

A continuación, se muestra una tabla resumen de resultados obtenidos en laboratorio de una muestra y la ubicación de las muestras extraídas de la zona.

Tabla 10

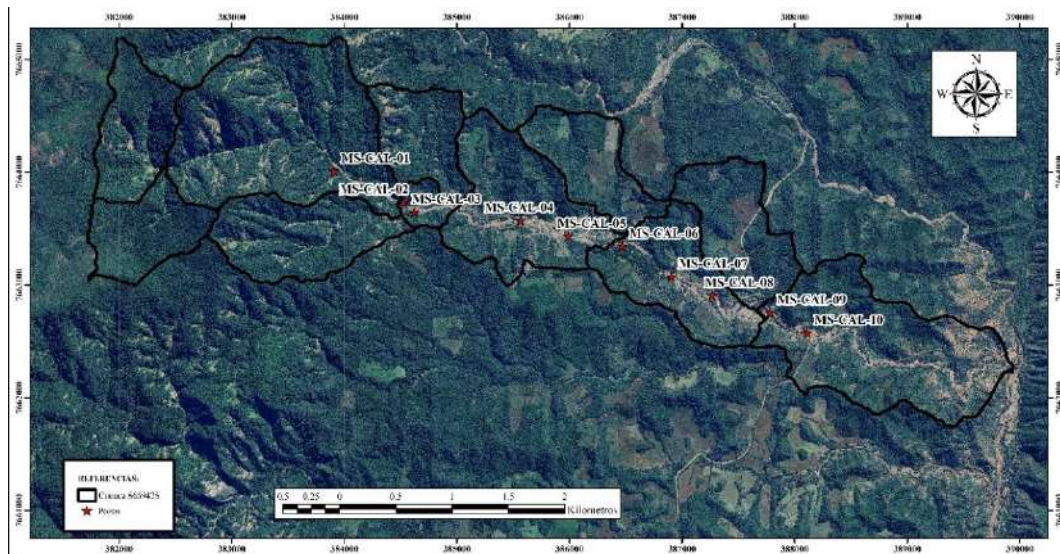
Parámetros geotécnicos de la calicata 01.

IDENTIFICACIÓN	MS-CAL-01	UNIDAD	VALOR
Límites de consistencia	Limite liquido	(%)	NP
	Limite plástico	(%)	NP
	Índice de Plasticidad	(%)	NP
Resultado de granulometría por tamaño	Coefficiente de uniformidad (Cu)	-	35.225
	Coefficiente de curvatura (Cc)	-	0.212
	Grava	(%)	39
	Arena	(%)	59
	Finos	(%)	7
Clasificación			
ASSHTO	A-1-b(0)	Es bien graduado, predomina las arenas gruesas, casi no tiene ligante	
SUCS	SP - SM	Arena mal graduada con limo y grava	
Peso específico relativo de la muestra		(gr/cm3)	2.720

Fuente: Elaboración Propia

Figura 44

Ubicación de las muestras extraídas de la zona en estudio.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 45

Calicata 0.70m / Método de cuarteado.



Fuente: Elaboración Propia

Además de conocer las características y tipo del suelo existente en la zona, estos parámetros y variables servirán como datos de entrada para determinar el grupo

hidrológico de la zona y las simulaciones en los programas que propone este estudio En la parte de anexos se detalla los cálculos procedentes de cada ensayo realizado.

4.1.4.1. Coeficiente de Manning

Para determinar el número de Manning de la zona a modelar se realiza mediante un análisis de firmas espectrales utilizando el orto mosaico obtenida de la fotografía procesada del dron.

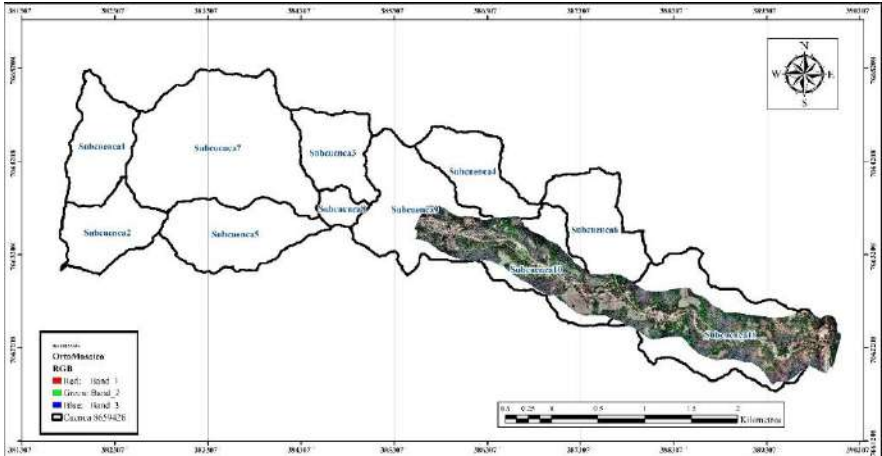
Así mismo mediante en la visualización de la zona se pudo encontrar siete tipos de clases para establecer el coeficiente respectivo en las cuales se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 11
Valores del coeficiente de Manning en la zona de modelación.

Clasificación	Manning
Gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.04
Áreas sin cultivo	0.03
Pastizales cortos sin matorrales	0.035
Árboles, terreno limpio, troncos con retoños	0.06
Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos	0.08
Matorrales dispersos, mucha maleza	0.05
Limpio, Serpenteante, con algunos matorrales y piedras	0.06
Media	0.05

Fuente: Elaboración Propia

Figura 46
Zona de Modelación / Determinación del coeficiente de Manning.





Fuente: Elaboración Propia

4.2. Modelación hidrológica

La modelación hidrológica simula los procesos físicos que ocurren en un sistema hidrológico. La cuenca, vista como un sistema hidrológico, es la unidad espacial fundamental donde se desarrollan tales procesos. Los modelos hidrológicos utilizan ecuaciones que gobiernan el flujo de agua, las cuales relacionan variables de estado, de entrada/salida y parámetros.

Estos modelos necesitan información fisiográfica, tal como la configuración de la red de drenaje de la cuenca, delimitación y subdivisión de la misma en subcuencas, longitudes y pendientes de tramos de canal, superficies, longitudes y pendientes de subcuencas; así como información de tipo y cobertura del suelo. Estos parámetros eran obtenidos tradicionalmente de mapas analógicos o de mediciones de campo. Hace aproximadamente dos décadas, esta información ha comenzado a extraerse de Modelos Digitales de Elevación (MDE) y de Imágenes Satelitales.

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) juegan un papel fundamental en este sentido, no sólo en la integración de la información, sino en la capacidad que tienen para extraer automáticamente los parámetros necesarios para la modelación hidrológica, a través de operaciones espaciales usadas en algoritmos desarrollados para tal fin. Estos algoritmos permiten extraer información hidrológica del MDE, enlazar esta información a modelos o paquetes de modelos hidrológicos y realizar el postproceso, es decir recuperar las salidas de los modelos y graficarlas en el mismo ambiente SIG.

4.2.1. Ubicación de las estaciones cercanas al río Salado

Lo primero fue buscar toda la información pluviométrica disponible en el área del proyecto, lo que mostró una cantidad limitada de datos iniciales debido a la escasa densidad de estaciones en relación al territorio total del departamento. Aunque no hay estaciones pluviográficas dentro del área de estudio, existen 10 estaciones ubicadas en la zona. A continuación, se describen las características principales de estas estaciones, las cuales tienen registros discontinuos y una serie corta de mediciones.

Tabla 12

Estaciones más cercanas a la cuenca.

Pluviómetro	Coordenadas		Altura	Periodo	Estado
	latitud	longitud	m.s.n.m.	Observado	
Saladito Centro	21° 19' 08"	64° 07' 22"	857	2005 - 2020	Inactivo
San Josecito	21° 08' 51"	64° 14' 05"	907	1976 - 2023	Activo
Narvaez	21° 24' 23"	64° 17' 06"	1723	1978 - 2023	Activo
Puente Aruma	20° 54' 56"	64° 06' 41"	636	2005 - 2022	Activo
Tarupayo	21° 19' 41"	63° 57' 18"	786	1978 - 2020	Inactivo
Timboy	21° 10' 27"	64° 03' 59"	770	1976 - 2020	Inactivo
Palos Blancos	21° 24' 54"	63° 46' 53"	763	1975 - 2023	Activo
El Huayco	21° 17' 35"	64° 15' 15"	1426	2006 - 2020	Inactivo
Machigua	20° 57' 30"	64° 08' 31"	752	2005 - 2018	Mantenimiento
Puerto Margarita	21° 11' 26"	63° 45' 41"	495	1973 - 2020	Mantenimiento

Fuente: Adaptado del SENAMHI

Tabla 13

Características de las estaciones más cercanas a la cuenca.

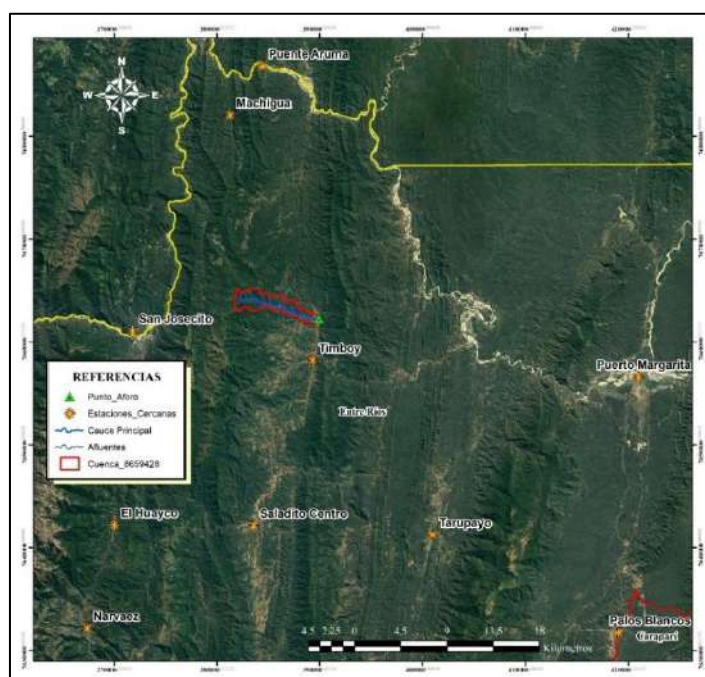
Pluviómetro	Departamento	Municipio	Provincia	Categoría	Tipo Estación
Saladito Centro	Tarija	Entre Rios	O'Connor	-	Convencional
San Josecito	Chuquisaca	Culpina	Sur Cinti	Meteorológica	Convencional
Narvaez	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional

Puente Aruma	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional
Tarupayo	Tarija	Entre Rios	O'Connor	-	Convencional
Timboy	Tarija	Entre Rios	O'Connor	-	Convencional
Palos Blancos	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional
El Huayco	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional
Machigua	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional
Puerto Margarita	Tarija	Entre Rios	O'Connor	Meteorológica	Convencional

Fuente: Adaptado del SENAMHI

Figura 47

Ubicación de Estaciones pluviométricas más cercanas.



Fuente: Elaboración Propia

La información a utilizar son las siguientes:

Tabla 14

Variables Pluviométricas.

Pluviómetro	Variable Medida
Saladito Centro	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
San Josecito	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.

Narvaez	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Puente Aruma	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Tarupayo	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Timboy	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Palos Blancos	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
El Huayco	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Machigua	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.
Puerto Margarita	Precipitación Anual y precipitación máxima en 24 horas.

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Análisis de precipitación

La presencia de información fiable es esencial para cualquier análisis hidrológico, especialmente en aquellos vinculados a la determinación de la probabilidad frente a eventos extremos. La presencia o falta de ciertos datos puede causar errores significativos o impactar seriamente las estimaciones probabilísticas con altos períodos de retorno. Por esta razón, la labor realizada en la recolección y análisis de datos, así como su corrección antes de incorporarlos en los procedimientos de análisis de frecuencias, se justifica completamente al obtener estimaciones más acertadas de los parámetros y resultados finales.

4.2.2.1. Análisis de consistencia y homogeneidad

Según indica UNESCO-ROSLAC (1982) y UNESCO (2006), el primer paso al realizar la evaluación espacial de la precipitación es asegurar la consistencia y homogeneidad del periodo estadístico pluviométrico que se va a examinar, es decir, que la estación haya sido monitoreada durante ese periodo, de igual manera, con el mismo enfoque y sin cambios en su instalación.

Para llevar a cabo esta verificación, se sugiere utilizar el método de las curvas doble acumuladas o de doble acumulación (CDA), también conocido como método de doble masa (MDM).

Utilizando la estación Narváez como punto de referencia, se examinan las estaciones Palos Blancos, San Josecito, Timboy, El Huayco, Machigua, Puente Aruma, Puerto Margarita, Saladito Centro y Tarupayo para la región en estudio.

Tabla 15

Registros de precipitaciones anuales de las estaciones más cercanas.

Año Hidrológico	Estación Patrón	Estaciones en estudio		
		Palos Blancos	San Josecito	Timboy
1978 - 1979	1318.0	710.4	927.2	890.0
1979 - 1980	1185.3	505.9	696.6	758.9
1980 - 1981	1450.2	663.8	1242.7	756.8
1981 - 1982	1404.7		1056.1	667.2
1982 - 1983	718.5	332.3	444.1	365.4
1983 - 1984	1322.3	898.4	1247.2	748.6
1984 - 1985	1416.3		1050.3	
1985 - 1986	1269.4	1097.0	1306.3	
1986 - 1987	923.6	827.2	874.3	
1987 - 1988	1195.6	702.0	1003.2	
1988 - 1989	846.1	1102.7	598.4	
1989 - 1990	1143.9	743.4	1007.8	
1990 - 1991	1180.5	903.1	1134.5	
1991 - 1992	1094.5	427.5	794.2	872.1
1992 - 1993	1044.9	462.6		
1993 - 1994	1003.6	723.6		
1994 - 1995	1213.6	779.6		
1995 - 1996	1229.1			
1996 - 1997	1203.7	869.7		
1997 - 1998	715.3	300.3		
1998 - 1999	1533.4	768.5		
1999 - 2000	1212.0	576.8		
2000 - 2001	955.7	729.9		
2001 - 2002	1032.7	543.0		
2002 - 2003	1218.9			
2003 - 2004	1166.1	587.1		
2004 - 2005	1105.8	536.2		
2005 - 2006	1451.1	720.4	1096.5	1214.2
2006 - 2007	1396.5	437.5	954.4	949.6
2007 - 2008	1257.1	606.9		
2008 - 2009	1249.5	809.5	761.6	
2009 - 2010	1072.8	466.6	657.4	1029.4
2010 - 2011	962.2	662.1		
2011 - 2012	1097.3	641.5		
2012 - 2013	647.2	532.1	821.8	481.5
2013 - 2014	732.6	720.3	841.7	807.8
2014 - 2015	1562.1		999.6	855.8
2015 - 2016	1106.3		731.7	882.7

2016 - 2017	1050.6	740.4	717.1	956.1
2017 - 2018	1106.5	836.1	1003.3	
2018 - 2019	1337.7	814.9	811.2	
2019 - 2020	929.9	516.7	702.1	
2020 - 2021	1178.7	845.0	970.4	
2021 - 2022	1041.8	842.2	1094.8	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16

Registros de precipitaciones anuales de las estaciones más cercanas

(Continuación).

Año Hidrológico	Estaciones en estudio						
	Oct-Sep	El Huayco	Machigua	Puente Aruma	Puerto Margarita	Saladito Centro	Tarupayo
1978 - 1979					551.4		
1991 - 1992							620.4
2005 - 2006			917.6	786.4		1405.3	649.9
2006 - 2007		1493.1	862.9	746.3	388.1	992.0	1036.5
2009 - 2010			638.6	691.1	459.4	743.8	521.0
2012 - 2013		1231.2	602.5		190.5	408.1	454.3
2013 - 2014		992.7	830.5	889.0	320.7	700.0	668.1
2014 - 2015		1687.3	1146.4	1222.3		1069.1	802.8
2015 - 2016		1418.5	835.9	715.9		899.4	528.1
2016 - 2017		1244.9	650.4	690.7	362.0	795.5	499.2
2017 - 2018		1379.0	881.6	906.7	431.0	1008.5	686.5
2018 - 2019				1061.0			
2020 - 2021							
2021 - 2022				862.0			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.1.1. Análisis de doble masa

A continuación, se detalla un ejemplo del análisis utilizando la metodología de la curva doble masa para las estaciones más próximas a la cuenca:

Tabla 17

Narváez vs Palos Blancos.

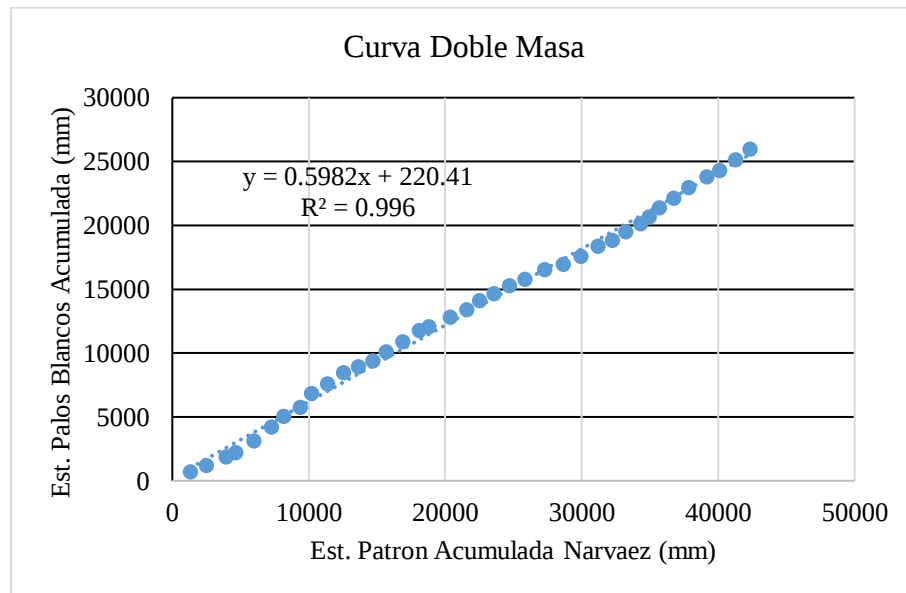
Nº	Año	Palos Blancos	Palos Blancos Acumulada	Estación Patrón	Est. Patrón Acumulada
1	1978 - 1979	710.4	710.40	1318.0	1318.00
2	1979 - 1980	505.9	1216.30	1185.3	2503.30
3	1980 - 1981	663.8	1880.10	1450.2	3953.50
4	1982 - 1983	332.3	2212.40	718.5	4672.00

5	1983 - 1984	898.4	3110.80	1322.3	5994.30
6	1985 - 1986	1097.0	4207.80	1269.4	7263.70
7	1986 - 1987	827.2	5035.00	923.6	8187.30
8	1987 - 1988	702.0	5737.00	1195.6	9382.90
9	1988 - 1989	1102.7	6839.70	846.1	10229.00
10	1989 - 1990	743.4	7583.10	1143.9	11372.90
11	1990 - 1991	903.1	8486.20	1180.5	12553.40
12	1991 - 1992	427.5	8913.70	1094.5	13647.90
13	1992 - 1993	462.6	9376.30	1044.9	14692.80
14	1993 - 1994	723.6	10099.90	1003.6	15696.40
15	1994 - 1995	779.6	10879.50	1213.6	16910.00
16	1996 - 1997	869.7	11749.20	1203.7	18113.70
17	1997 - 1998	300.3	12049.50	715.3	18829.00
18	1998 - 1999	768.5	12818.00	1533.4	20362.40
19	1999 - 2000	576.8	13394.80	1212.0	21574.40
20	2000 - 2001	729.9	14124.70	955.7	22530.10
21	2001 - 2002	543.0	14667.70	1032.7	23562.80
22	2003 - 2004	587.1	15254.80	1166.1	24728.90
23	2004 - 2005	536.2	15791.00	1105.8	25834.70
24	2005 - 2006	720.4	16511.40	1451.1	27285.80
25	2006 - 2007	437.5	16948.90	1396.5	28682.30
26	2007 - 2008	606.9	17555.80	1257.1	29939.40
27	2008 - 2009	809.5	18365.30	1249.5	31188.90
28	2009 - 2010	466.6	18831.90	1072.8	32261.70
29	2010 - 2011	662.1	19494.00	962.2	33223.90
30	2011 - 2012	641.5	20135.50	1097.3	34321.20
31	2012 - 2013	532.1	20667.60	647.2	34968.40
32	2013 - 2014	720.3	21387.90	732.6	35701.00
33	2016 - 2017	740.4	22128.30	1050.6	36751.60
34	2017 - 2018	836.1	22964.40	1106.5	37858.10
35	2018 - 2019	814.9	23779.30	1337.7	39195.80
36	2019 - 2020	516.7	24296.00	929.9	40125.70
37	2020 - 2021	845.0	25141.00	1178.7	41304.40
38	2021 - 2022	842.2	25983.20	1041.8	42346.20

Fuente: Elaboración Propia

Figura 48

Curva de Doble Masa Narváez vs Palos Blancos.



Fuente: Elaboración Propia

Las tablas y figuras del método para las demás estaciones se mostrarán en detalle en la parte de los anexos. Luego de realizado el análisis de consistencia se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 18

Resumen del análisis de consistencia.

ESTACIÓN	R ²	RESULTADO
El Huayco	0.9969	Consistente
Machigua	0.9965	Consistente
Palos Blancos	0.996	Consistente
Puerto Margarita	0.9971	Consistente
Puente Aruma	0.9976	Consistente
Saladito Centro	0.9986	Consistente
San Josecito	0.9989	Consistente
Tarupayo	0.9961	Consistente
Timboy	0.9927	Consistente

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.1.2. Prueba estadística de homogeneidad (Test de Mann-Kendall)

La prueba de Homogeneidad de Mann-Kendall es un test no paramétrico, tiene una hipótesis nula y fácil de satisfacer. Este test detecta cualquier forma de tendencia, ya sean

lineales o en forma de saltos, siempre que den una tendencia global, este test no es adecuado para series que presentan un componente estacional.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor se calcula el valor de " V " luego se elige un nivel de significancia α o valor de confiabilidad en función a cuál se definirá la condición de homogeneidad

Este índice se relaciona con un valor de V_{crit} a través de la función de distribución normal, se compara V y V_{crit} ; Si V es menor que V_{crit} se acepta la hipótesis nula, es decir que la serie es homogénea con un nivel de significancia de $\alpha\%$ de lo contrario se asume la hipótesis alternativa.

Tabla 19

Test de Mann-Kendall, estación Palos Blancos.

Palos Blancos			
n	P	Si	ti
1	710.4	19	18
2	505.9	30	6
3	663.8	20	15
4	332.3	33	1
5	898.4	3	30
6	1097.0	1	31
7	827.2	6	25
8	702.0	16	14
9	1102.7	0	29
10	743.4	9	19
11	903.1	0	27
12	427.5	25	1
13	462.6	23	2
14	723.6	10	14
15	779.6	6	17
16	869.7	0	22
17	300.3	21	0
18	768.5	5	15
19	576.8	13	6
20	729.9	6	12
21	543.0	12	5
22	587.1	11	5
23	536.2	11	4
24	720.4	6	8
25	437.5	13	0
26	606.9	9	3
27	809.5	4	7
28	466.6	10	0

29	662.1	6	3
30	641.5	6	2
31	532.1	6	1
32	720.3	5	1
33	740.4	4	1
34	836.1	2	2
35	814.9	2	1
36	516.7	2	0
37	845.0	0	1
38	842.2	0	0
		353	347

Fuente: Elaboración Propia

$$I = \sum_{i=1}^{i=n-1} t_i = 347 \quad T = \sum_{i=1}^{i=n-1} S_i = 353$$

$$n = 35 \quad S = T - I = 6$$

$$V = \frac{S - 1}{\sqrt{\frac{n * (n - 1) * (2 * n + 5)}{18}}} = 0.071$$

Tabla 20

Valores de “Vcrit” para distintos niveles de significación.

Vcrit para diferentes niveles de significación:					
α	0.0058	0.01	0.025	0.05	0.1
Vcrit	2.58	2.33	1.96	1.64	0.128

Fuente: Elaboración Propia

Como el valor de V es 0.071 y el Vcrit es ± 1.64 con un nivel de significancia del 5% entonces, la hipótesis es válida por lo tanto los datos son homogéneos. Las tablas y resultados del método para las demás estaciones se mostrarán en detalle en la parte de los anexos. Luego de realizado el análisis de consistencia se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 21

Resumen de la prueba estadística de homogeneidad (Test de Mann-Kendall).

SIMBOLO	ESTACIONES			
	El Huayco	Machigua	Tarupayo	Palos Blancos
n	7	9	13	35
T	10	18	24	353
I	11	18	53	347

S	-1	0	-29	6
V	-0.30	-0.10	-0.18	0.07
α	0.05	0.05	0.05	0.05
Vcrit	1.64	1.64	1.64	1.64
V < Vcrit	Hipótesis nula, entonces la estación es homogénea			
V > Vcrit	Hipótesis alternativa, la estación no es homogénea			
	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea

SIMBOLO	ESTACIONES			
	Puerto Margarita	Puente Aruma	Saladito Centro	San Josecito
n	7	10	9	28
T	8	26	17	179
I	13	19	19	199
S	-5	7	-2	-20
V	-0.90	0.54	-0.31	-1.13
α	0.05	0.05	0.05	0.05
Vcrit	1.64	1.64	1.64	1.64
V < Vcrit	Hipótesis nula, entonces la estación es homogénea			
V > Vcrit	Hipótesis alternativa, la estación no es homogénea			
	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea

SIMBOLO	ESTACIONES	
	Timboy	Narvaez
n	15	44
T	64	409
I	41	537
S	23	-128
V	1.09	-1.30
α	0.05	0.05
Vcrit	1.64	1.64
V < Vcrit	Hipótesis nula, entonces la estación es homogénea	
V > Vcrit	Hipótesis alternativa, la estación no es homogénea	
	Homogénea	Homogénea

Fuente: Elaboración Propia

Después de realizar el análisis de consistencia mediante la curva doble masa y el análisis de homogeneidad con el test de Mann-Kendall a las estaciones pluviométricas, se determina que todas cumplen con los criterios establecidos y presentan resultados consistentes y homogéneos en la medición de precipitaciones.

4.2.2.2. Precipitaciones máximas en 24 horas

La razón por la cual se consideran diez estaciones para la zona en estudio es para aplicar el método del vector regional con el fin de completar datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones incompletas. La completación de datos se realiza para cada mes de cada año.

Tabla 22

Precipitaciones máximas en 24 horas (mm) obtenidas del SENAMHI.

Año Hidrológico	Machigua	Narváez	Puente Aruma	Palos Blancos	Puerto Margarita	San Josecito	Tarupayo	Timboy
1973 - 1974								
1974 - 1975								
1975 - 1976				70.3				
1976 - 1977				100.0		90.0		111.0
1977 - 1978				29.9	58.4	89.0		54.2
1978 - 1979		83.0		74.3	48.0	72.1		51.2
1979 - 1980		90.1		53.0		73.4		52.1
1980 - 1981		73.2		57.3		120.3	60.6	43.1
1981 - 1982		85.4				49.2		61.0
1982 - 1983		60.0		55.0		35.8		62.0
1983 - 1984		90.5		54.5		92.6		60.4
1984 - 1985		98.5				64.5		
1985 - 1986		103.5		40.0		211.4		
1986 - 1987		66.3		62.0		63.5		
1987 - 1988		86.7		92.0		66.9		68.8
1988 - 1989		63.0		98.6		60.5		
1989 - 1990		99.0		72.6		122.5		
1990 - 1991		60.0		89.3		73.5		
1991 - 1992		110.8		41.5		59.0		
1992 - 1993		114.0		50.1				
1993 - 1994		56.0		77.0				
1994 - 1995		68.0		109.3				
1995 - 1996		81.4						
1996 - 1997		80.0		88.7				
1997 - 1998		50.0		38.4				
1998 - 1999		75.7		60.1				
1999 - 2000				50.7				
2000 - 2001		52.5		82.3				
2001 - 2002		64.5		60.2				
2002 - 2003		100.1						
2003 - 2004		84.4		57.5				
2004 - 2005		62.0		63.7				
2005 - 2006	78.5	80.0	90.0	70.2		81.5	65.6	130.0
2006 - 2007	80.5	80.0	63.5	65.2	41.3	86.6	73.9	65.1
2007 - 2008		82.0		63.3				

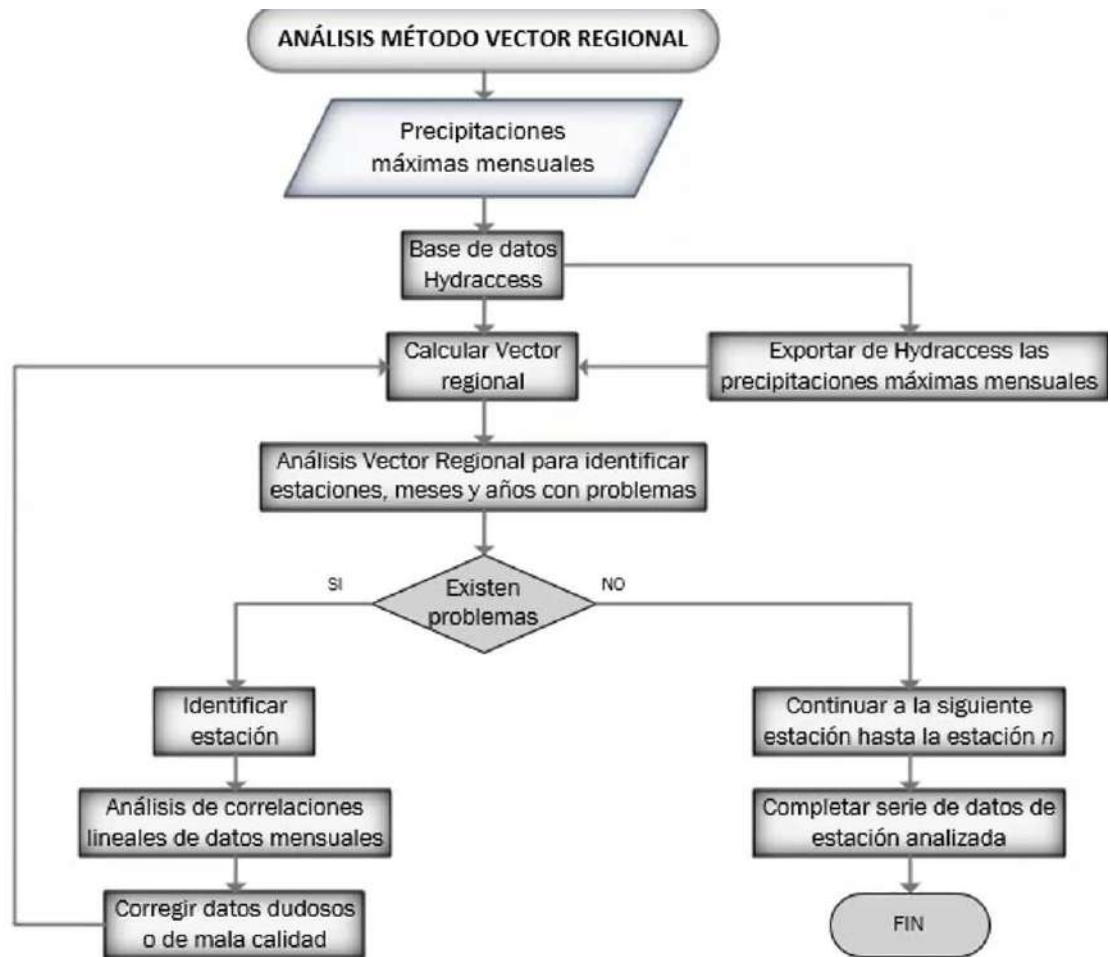
2008 - 2009		86.6		79.0		120.4		
2009 - 2010	99.4	75.0	95.0	53.2	80.0	70.8	75.3	100.0
2010 - 2011		100.6		86.7				
2011 - 2012				58.3				
2012 - 2013	71.8	49.3		50.1	24.2	60.8	140.0	82.0
2013 - 2014	78.3	84.5	140.0	50.7	110.2	72.1	57.0	68.5
2014 - 2015	180.4	167.0	76.0			81.3	75.0	92.0
2015 - 2016	80.0	77.0	40.4			96.2	83.0	66.7
2016 - 2017	110.0	64.5	111.0	87.4	100.5	63.4	63.5	
2017 - 2018	81.4	65.0	88.2	62.3	28.0	78.4	64.5	104.3
2018 - 2019		111.5	67.1	52.3		54.4		
2019 - 2020		90.0		62.3		51.5		
2020 - 2021		66.0		77.1		91.0		
2021 - 2022		148.0	85.0	100.1		168.0		

Fuente: Elaboración Propia

El método Vector Regional del Hydraccess se refiere a un enfoque utilizado en hidrología para analizar datos de series temporales de diversas estaciones hidrológicas ubicadas en diferentes regiones. Este método es parte del software Hydraccess desarrollado por la IRD (Institut de recherche pour le développement), que facilita el manejo, análisis y procesamiento de datos hidrológicos.

Figura 49

Flujograma para el análisis Vector Regional.



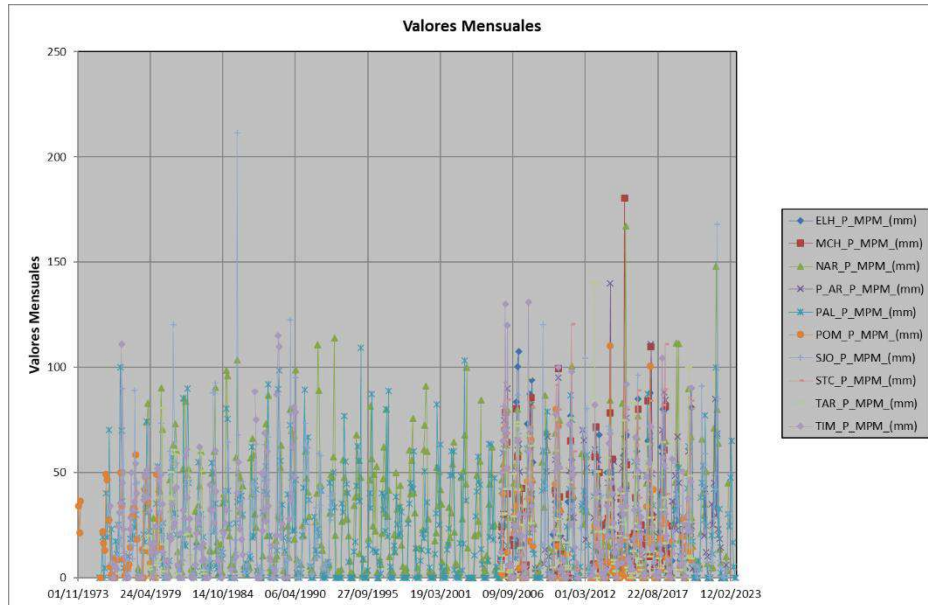
Fuente: Elaboración Propia

El método vector regional permite analizar y comparar información de diferentes estaciones, identificando tendencias, correlaciones y patrones espaciales entre ellas. Este enfoque consiste en dividir la región de estudio en subregiones homogéneas y asignar un vector a cada subregión, que representa las características hidrológicas promedio dentro de esa área.

≈

Figura 50

Precipitaciones Máximas mensuales de las estaciones cercanas.



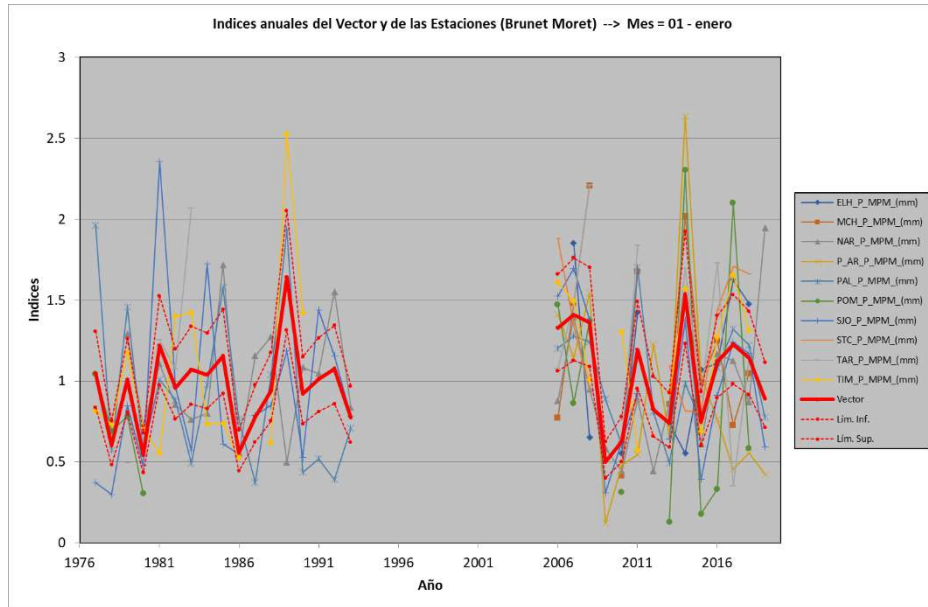
Fuente: Elaboración Propia

Los vectores son generados utilizando información como precipitación, caudal y nivel de agua, y luego son comparados entre las diferentes subregiones mediante herramientas estadísticas. Estas comparaciones pueden ayudar a identificar relaciones espaciales y temporales entre las variables hidrológicas y, por lo tanto, mejorar la comprensión del comportamiento general del sistema hidrológico en una región dada.

A continuación, se muestra el cálculo de los índices anuales del vector y de las estaciones para el mes de enero:

Figura 51

Índices anuales del Vector y de las estaciones – Mes de Enero.



Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar existe una brecha en lo que comprende los años 1994 – 2005, donde la mayoría de las estaciones carecen de información, además para que el software Hydraccess calcule el vector regional es necesario un mínimo de tres estaciones que contengan los datos de precipitación como lo indica la siguiente figura.

Figura 52

Número mínimo de estaciones por año.

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto y de acuerdo a ese razonamiento se tomará y analizará los datos del 2005 hasta el 2022 para los eventos extremos.

El criterio de este método es aplicar el vector regional cuando los desvíos sean aproximadamente iguales a cero y que la correlación del vector mientras más cercano al valor de uno es mejor, es decir:

$$D.E. Desvios \approx 0 \leftrightarrow Correl./Vector \approx 1 \quad Ec. (57)$$

A continuación, se muestra la revisión de los mismos:

Tabla 23

Desvíos y Correlación del Vector Regional – Mes de Enero.

Estaciones	No Años	Media Obs.	Media Calculada	Media Desvíos	D.E. Desvíos	Homogeneidad B.M.	Correl. /Vector	Lin. a priori	Lin. a post.
El Huayco	10	59.9	54.1	-0.005	0.459	0.524	0.295	1.16	0.64
Machigua	11	47.4	38.8	0.091	0.413	0.212	0.678	0.62	0.48
Narvaez	29	57.1	57.3	-0.016	0.385	0.537	0.742	0.78	0.45
Puente Aruma	14	49.3	53.2	-0.118	0.496	0.222	0.646	0.62	0.57
Palos Blancos	31	49.4	51	-0.031	0.346	0.274	0.607	0.77	0.54

Puerto Margarita	14	42.6	47.9	-0.141	0.501	1	0.748	1.07	0.95
San Josecito	30	48.1	51.1	-0.063	0.364	0.578	0.675	0.65	0.48
Saladito Centro	11	59.8	49.4	0.081	0.41	0.153	0.327	0.63	0.54
Tarupayo	15	35.4	28.3	0.136	0.494	0.346	0.516	0.9	0.46
Timboy	24	48.7	43.6	0.07	0.389	0.869	0.589	0.81	0.63

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los resultados las estaciones que no cumplen con la correlación del vector regional son las estaciones El Huayco y Saladito Centro, de esa forma suprimiendo las estaciones mencionadas nuevamente se calcula un vector regional corregido:

Tabla 24

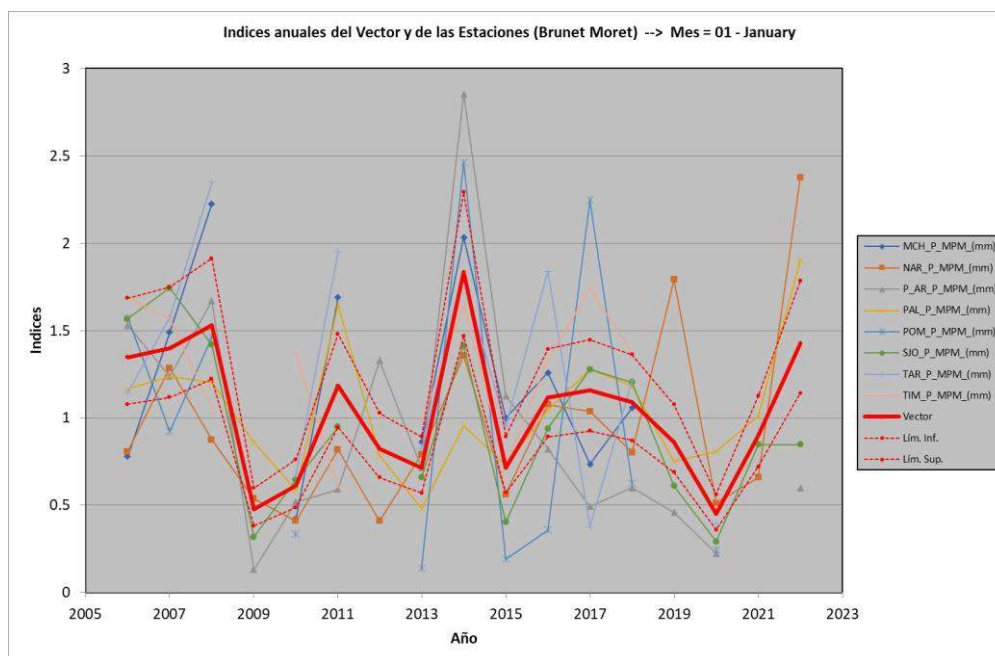
Desvíos y Correlación del Vector Regional Corregido – Mes de Enero.

Estaciones	No Años	Media Obs.	Media Calculada	Media Desvíos	D.E. Desvíos	Homogeneidad B.M.	Correl. /Vector	Lin. a priori	Lin. a post.
Machigua	11	47.4	39.7	0.065	0.361	0.237	0.746	0.62	0.47
Narvaez	29	57.1	56.9	-0.007	0.391	0.46	0.858	0.79	0.45
Puente Aruma	14	49.3	51.5	-0.089	0.457	0.21	0.738	0.6	0.53
Palos Blancos	31	49.4	51.4	-0.039	0.36	0.273	0.669	0.79	0.53
Puerto Margarita	14	42.6	46.2	-0.109	0.486	0.984	0.776	1.07	0.87
San Josecito	30	48.1	51.7	-0.074	0.364	0.633	0.664	0.88	0.48
Tarupayo	15	35.4	27.6	0.167	0.497	0.425	0.766	0.85	0.42
Timboy	24	48.7	43.1	0.08	0.408	0.884	0.658	0.82	0.64

Fuente: Elaboración Propia

Figura 53

Índices anuales del Vector y de las estaciones corregido– Mes de Enero.



Fuente: Elaboración Propia

De la misma forma se realiza para los 12 meses, posterior a ello para completar los datos faltantes se presiona “Completar el captor de salida” como se muestra en la siguiente figura, siendo en este caso 32 valores calculados escritos de precipitación máxima, realizando así la completación para las demás estaciones analizadas.

Figura 54

Completación de datos faltantes.

Fuente: Elaboración Propia

Las planillas de todas las estaciones con los datos completos se presentan en la parte de los anexos, en la siguiente tabla se muestran los datos completados en año hidrológico con el método vector regional (Brunet Moret):

Tabla 25

Precipitaciones máximas en 24 horas (mm) datos completados.

Anual	Machigua	Narvaez	Puente Aruma	Palos Blancos	Puerto Margarita	San Josecito	Tarupayo	Timboy
2005 - 2006	78.5	80.0	90.0	70.2	70.5	81.5	65.6	130.0
2006 - 2007	80.5	80.0	63.5	65.2	41.3	86.6	73.9	65.1
2007 - 2008	85.7	82.0	82.0	63.3	65.5	70.8	95.2	130.9
2008 - 2009	64.4	86.6	74.1	79.0	43.9	120.4	68.8	79.3
2009 - 2010	99.4	75.0	95.0	53.2	80.0	70.8	75.3	100.0
2010 - 2011	143.5	100.6	51.0	86.7	54.1	63.4	76.0	98.0
2011 - 2012	85.4	59.0	70.3	58.3	38.4	104.5	48.4	62.2
2012 - 2013	71.8	49.3	71.0	50.1	24.2	60.8	140.0	82.0
2013 - 2014	78.3	84.5	140.0	50.7	110.2	72.1	57.0	68.5
2014 - 2015	180.4	167.0	76.0	42.3	19.4	81.3	75.0	92.0
2015 - 2016	80.0	77.0	40.4	55.3	28.0	96.2	83.0	66.7
2016 - 2017	110.0	64.5	111.0	87.4	100.5	63.4	63.5	72.2
2017 - 2018	81.4	65.0	88.2	62.3	28.0	78.4	64.5	104.3
2018 - 2019	72.3	111.5	67.1	52.3	41.1	54.4	56.4	50.4
2019 - 2020	68.6	90.0	60.2	62.3	15.0	51.5	100.0	90.3

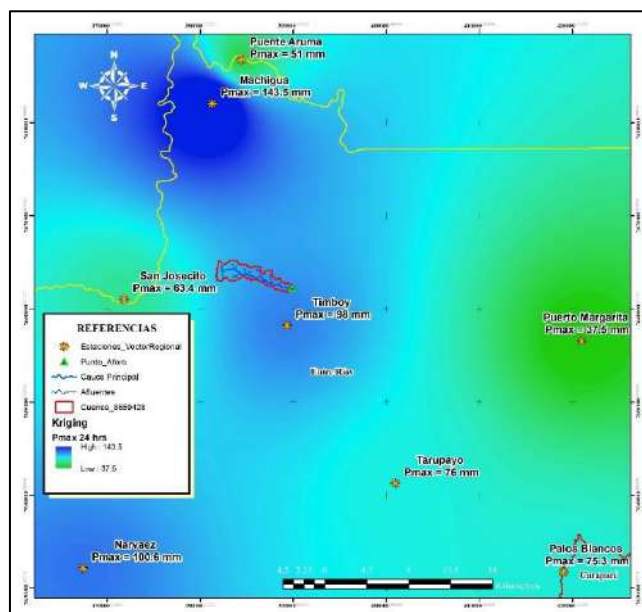
2020 - 2021	54.4	66.0	42.1	77.1	40.3	91.0	99.2	66.5
2021 - 2022	144.6	148.0	85.0	100.1	63.9	168.0	72.9	83.5

Fuente: Elaboración Propia

Una vez completadas las precipitaciones máximas en las estaciones ubicadas en la región bajo estudio, el siguiente paso a seguir consiste en generar una estación pluviométrica ficticia para la cuenca en análisis. Para ello, se debe llevar a cabo el procedimiento en Hydraccess utilizando el método Kriging, tal como se ilustra en la imagen siguiente:

Figura 55

Representación del método Kriging para las precipitaciones máximas (mes de enero 2011).

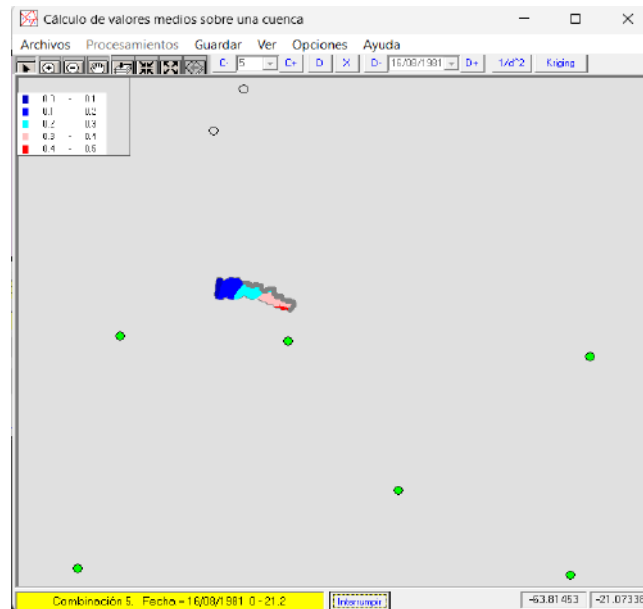


Fuente: Elaboración Propia

El método Kriging en Hydraccess es una técnica de estimación espacial basada en la Teoría de Variables Regionalizadas, desarrollada por el geólogo sudafricano Danie G. Krige (Chilès & Delfiner, 2012, p. 5). Este método permite estimar los valores de una variable regionalizada (en este caso, la precipitación) en un punto no muestreado a partir de las mediciones cercanas y las relaciones espaciales (Journel & Huijbregts, 1978, p. 278).

Figura 56

Representación del método Kriging para las precipitaciones máximas (mes de enero 2011).



Fuente: Elaboración Propia

La base del método Kriging se encuentra en la correlación existente entre los valores de dos puntos en función de la distancia y dirección que los separa. Esta correlación se describe mediante el variograma: una función que representa cómo varía la varianza total a medida que aumenta la distancia entre dos puntos (Matheron, 1963, p.55). Dependiendo del patrón espacial observado y del conocimiento adicional sobre el área de estudio, se puede elegir entre varios modelos matemáticos para ajustar el variograma experimental (Cressie, 1990, p. 55).

Una vez que se ajusta el variograma, el Kriging permite estimar la precipitación en un punto no muestreado utilizando una combinación lineal ponderada de las observaciones cercanas (Wackernagel, 2003, p. 24). La elección de los pesos óptimos se basa en minimizar la varianza del error de estimación sujeto a restricciones impuestas por la continuidad de las variables (Cressie, 1990, p. 70). Se detallan los resultados de la estación hipotética generada para la cuenca en estudio:

Tabla 26*Estación Tomatirenda (Estación hipotética generada por el método de Kriging).*

Año Hidrológico	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Pmax Anual
2005 - 2006	10.6	35.6	59	65.9	107.7	57.7	89.9	3.7	5.8	0.2	1.1	3.4	107.7
2006 - 2007	21.2	20.6	33.8	67.7	38.6	17.4	14.5	21.7	0	3.6	19.9	1.4	67.7
2007 - 2008	47.3	92.8	62.1	57.2	41.3	21.7	19.8	1.1	2.6	1.5	2.4	0.9	92.8
2008 - 2009	0.9	28.7	85.2	19.5	31.6	43.6	63.4	6.6	0.3	0.3	0.1	2.2	85.2
2009 - 2010	13.7	63.1	51.2	44.5	95.7	44.6	5.4	4.1	1	5	0	1.3	95.7
2010 - 2011	3.6	2	59.1	35.9	96.9	44.4	39.7	9.9	5	0.2	0	2.7	96.9
2011 - 2012	19.9	27.8	56.7	37.8	66.2	21.8	59.8	6.3	6.6	1.2	1.1	1.2	66.2
2012 - 2013	6	72.5	37.9	37	20.9	20.5	6.2	9.6	14.4	2.4	0.2	2.7	72.5
2013 - 2014	28.6	22.3	61.3	72.6	40.9	42.8	21.7	11.7	9.7	0	5.8	14	72.6
2014 - 2015	32.4	32.2	15.3	29.2	66.8	33.7	83.5	8.1	7.7	3.5	6	3.9	83.5
2015 - 2016	17.7	24.5	51	51.1	64.1	23	21.6	25	12.8	2.2	0.2	2	64.1
2016 - 2017	35.6	65.9	43.4	63.6	73	18.2	17.3	5.9	2.1	0.5	0.2	3.7	73
2017 - 2018	14.5	19	81.1	54.2	61	43.9	18.4	6.4	1.5	4	0	41.3	81.1
2018 - 2019	25.3	24.8	46.8	34.5	46.2	40.3	7.8	11.6	9.2	37.1	0	0.9	46.8
2019 - 2020	19.7	23.7	39.9	19	49.5	70.4	10	1.1	0.2	1.3	0	5.7	70.4
2020 - 2021	3.7	22.5	69	37.9	37.3	48.1	32.8	2.1	0.8	0.2	0	18.2	69
2021 - 2022	12.3	41.2	49.2	52.5	110.9	46.2	16.4	7.4	0.9	0.1	0	0	110.9

Fuente: Elaboración Propia

En resumen, el método Kriging en Hydraccess es una herramienta valiosa para la distribución de precipitaciones en hidrología al permitir una interpolación flexible y precisa entre estaciones de medición. La técnica se basa en relaciones espaciales inferidas a través del variograma y propone un modelo de interpolación estructurado con el objetivo de minimizar los errores de estimación.

4.2.2.3. Distribución de probabilidades

Una vez obtenidos estos datos, se procede a realizar el análisis de frecuencia con el objetivo de predecir el comportamiento futuro de las precipitaciones en la cuenca de interés, es decir precipitaciones de acuerdo a un periodo de retorno. En este estudio, se emplearon diversas funciones de distribución de probabilidad, como la distribución

Normal, Log Normal, Log Pearson Tipo III y Extrema Tipo I o Gumbel. Los resultados para cada estación se presentan a continuación.

Tabla 27

Distribución Normal

m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) Normal	F _o (x _m)-F(x _m) Normal
1	46.80	0.0556	0.0250	0.031
2	64.10	0.1111	0.1758	0.065
3	66.20	0.1667	0.2099	0.043
4	67.70	0.2222	0.2365	0.014
5	69.00	0.2778	0.2610	0.017
6	70.40	0.3333	0.2887	0.045
7	72.50	0.3889	0.3328	0.056
8	72.60	0.4444	0.3350	0.109
9	73.00	0.5000	0.3437	0.156
10	81.10	0.5556	0.5315	0.024
11	83.50	0.6111	0.5877	0.023
12	85.20	0.6667	0.6266	0.040
13	92.80	0.7222	0.7807	0.058
14	95.70	0.7778	0.8282	0.050
15	96.90	0.8333	0.8457	0.012
16	107.70	0.8889	0.9516	0.063
17	110.90	0.9444	0.9679	0.023

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28

Distribución LogNormal

m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) LogNormal	F _o (x _m)-F(x _m) LogNormal
1	46.80	0.0556	0.0090	0.0466
2	64.10	0.1111	0.1808	0.0697
3	66.20	0.1667	0.2227	0.0560
4	67.70	0.2222	0.2548	0.0326
5	69.00	0.2778	0.2838	0.0060
6	70.40	0.3333	0.3161	0.0172
7	72.50	0.3889	0.3659	0.0230
8	72.60	0.4444	0.3683	0.0761
9	73.00	0.5000	0.3780	0.1220
10	81.10	0.5556	0.5698	0.0142
11	83.50	0.6111	0.6220	0.0109
12	85.20	0.6667	0.6569	0.0098
13	92.80	0.7222	0.7879	0.0657
14	95.70	0.7778	0.8268	0.0490
15	96.90	0.8333	0.8411	0.0078

16	107.70	0.8889	0.9316	0.0427
17	110.90	0.9444	0.9477	0.0033

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29

Distribución Pearson III

m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) Pearson III	F _o (x _m)-F(x _m) Pearson III
1	46.80	0.0556	0.0178	0.0377
2	64.10	0.1111	0.1766	0.0655
3	66.20	0.1667	0.2136	0.0470
4	67.70	0.2222	0.2424	0.0202
5	69.00	0.2778	0.2687	0.0091
6	70.40	0.3333	0.2983	0.0350
7	72.50	0.3889	0.3449	0.0440
8	72.60	0.4444	0.3471	0.0973
9	73.00	0.5000	0.3563	0.1437
10	81.10	0.5556	0.5475	0.0081
11	83.50	0.6111	0.6027	0.0084
12	85.20	0.6667	0.6402	0.0264
13	92.80	0.7222	0.7857	0.0635
14	95.70	0.7778	0.8297	0.0519
15	96.90	0.8333	0.8459	0.0126
16	107.70	0.8889	0.9452	0.0563
17	110.90	0.9444	0.9614	0.0170

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30

Distribución LogPearson III

m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) LogPearson III	F _o (x _m)-F(x _m) LogPearson III
1	46.80	0.0556	0.003	0.0527
2	64.10	0.1111	0.182	0.0712
3	66.20	0.1667	0.230	0.0629
4	67.70	0.2222	0.265	0.0433
5	69.00	0.2778	0.298	0.0198
6	70.40	0.3333	0.333	0.0005
7	72.50	0.3889	0.386	0.0026
8	72.60	0.4444	0.389	0.0556
9	73.00	0.5000	0.399	0.1010
10	81.10	0.5556	0.593	0.0372
11	83.50	0.6111	0.643	0.0315
12	85.20	0.6667	0.675	0.0087
13	92.80	0.7222	0.795	0.0727

14	95.70	0.7778	0.830	0.0518
15	96.90	0.8333	0.842	0.0090
16	107.70	0.8889	0.924	0.0349
17	110.90	0.9444	0.939	0.0055

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31

Distribución Gumbel

m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) Gumbel	F _o (x _m)- F(x _m) Gumbel
1	46.80	0.0556	0.0010	0.05458
2	64.10	0.1111	0.1565	0.04542
3	66.20	0.1667	0.2059	0.03928
4	67.70	0.2222	0.2443	0.02207
5	69.00	0.2778	0.2790	0.00127
6	70.40	0.3333	0.3175	0.01580
7	72.50	0.3889	0.3763	0.01262
8	72.60	0.4444	0.3791	0.06537
9	73.00	0.5000	0.3903	0.10972
10	81.10	0.5556	0.6021	0.04652
11	83.50	0.6111	0.6554	0.04427
12	85.20	0.6667	0.6899	0.02326
13	92.80	0.7222	0.8123	0.09004
14	95.70	0.7778	0.8465	0.06869
15	96.90	0.8333	0.8589	0.02556
16	107.70	0.8889	0.9354	0.04653
17	110.90	0.9444	0.9490	0.00459

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32

Distribución LogGumbel

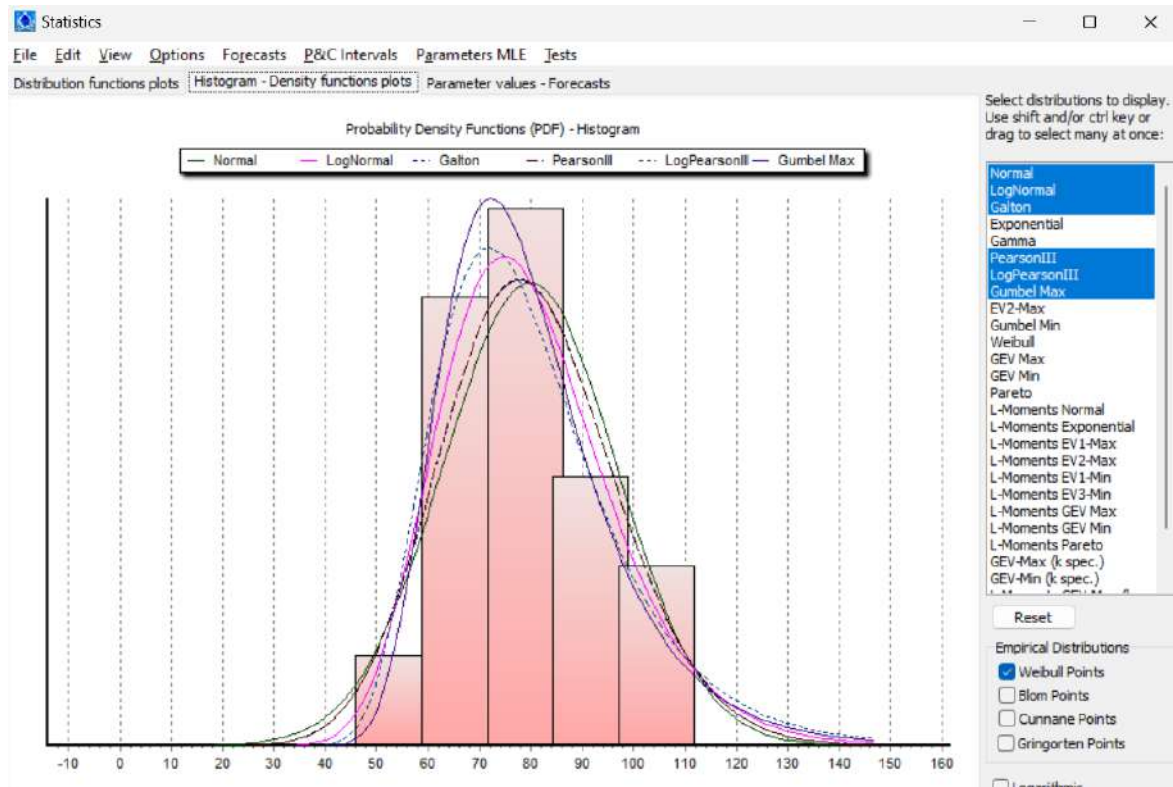
m	P=X (m3/s)	P (X) =m/n+1	F(x _m) LogGumbel III	F _o (x _m)- F(x _m) LogGumbel
1	46.80	0.0556	0.0000	0.0555
2	64.10	0.1111	0.1638	0.0527
3	66.20	0.1667	0.2244	0.0578
4	67.70	0.2222	0.2703	0.0481
5	69.00	0.2778	0.3108	0.0330
6	70.40	0.3333	0.3544	0.0211
7	72.50	0.3889	0.4184	0.0295
8	72.60	0.4444	0.4214	0.0231
9	73.00	0.5000	0.4332	0.0668
10	81.10	0.5556	0.6388	0.0833

11	83.50	0.6111	0.6860	0.0749
12	85.20	0.6667	0.7157	0.0491
13	92.80	0.7222	0.8175	0.0953
14	95.70	0.7778	0.8455	0.0677
15	96.90	0.8333	0.8557	0.0223
16	107.70	0.8889	0.9201	0.0312
17	110.90	0.9444	0.9324	0.0121

Fuente: Elaboración Propia

Figura 57

Gráfica de funciones de densidad de probabilidad.



Fuente: Elaboración Propia

Sin embargo, para asegurar que tan apropiado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidad específica, se lleva a cabo la prueba estadística Smirnov-Kolmogorov. Esta prueba consiste en comparar las diferencias entre la probabilidad empírica de los datos de una muestra y la probabilidad teórica en un nivel de significancia (5% para este estudio). Los resultados de la prueba estadística mencionada para la estación se presentan a continuación.

Tabla 33

Prueba de Smirnov – Kolmogorov.

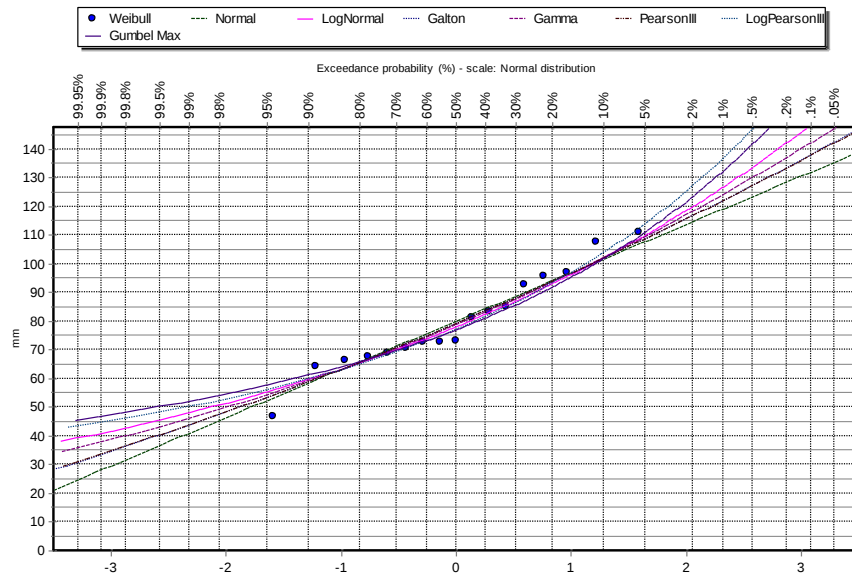
Kolmogorov-Smirnov test	a=1%	a=5%	a=10%	Obtuvo un:	DMax
Log Pearson III	Acept.	Acept.	Acept.	97.41%	0.10097
EV1-Max (Gumbel)	Acept.	Acept.	Acept.	95.13%	0.10962
LogNormal	Acept.	Acept.	Acept.	88.36%	0.12587
Gamma	Acept.	Acept.	Acept.	83.64%	0.13443
Pearson III	Acept.	Acept.	Acept.	77.84%	0.14375
Galton	Acept.	Acept.	Acept.	77.62%	0.1441
Normal	Acept.	Acept.	Acept.	69.35%	0.15634

Fuente: Elaboración Propia

Como el delta teórico es menor que el delta tabular 0.3298. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Figura 58

Grafica de las curvas de distribución de probabilidad.



Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en el gráfico y también en la comparación del delta estadístico la distribución que más se ajusta con un 97.41% es el de Log Pearson III por lo tanto se utiliza dicha distribución para el cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas de acuerdo a un periodo de retorno

Tabla 34*Numero de Intervalo de Observacion.*

Número de Intervalo de Observacion	Relación
1	1.13
2	1.04
3-4	1.03
5-8	1.02
9-24	1.01

Fuente: Hidrología para ingenieros (Linsley, Kohler y Paulhus)

La Organización Meteorológica Mundial, en su Guía de Prácticas Hidrológicas, explica que estudios de miles de años-estaciones de datos pluviométricos indican que, al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observaciones de una a 24 horas por el factor 1.13, se producirán valores que se aproximan mucho a los que se obtendrán de un análisis de los máximos reales. Se requieren ajustes menores cuando las cantidades máximas observadas se determinan a partir de dos o más intervalos de observación fijos.

Se tiene las precipitaciones máximas de acuerdo a periodo de retorno corregidas.

Tabla 35

Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno (mm) – Estación Tomatirenda.

Periodo de Retorno T (años)	Hydrognomon Pmax (mm)	Pmax Corregido (mm)	Probabilidad de no excedencia P
2	77.058	87.076	0.5000
5	93.200	105.316	0.8000
10	103.729	117.214	0.9000
25	116.960	132.165	0.9600
50	126.808	143.293	0.9800
100	136.677	154.445	0.9900
200	146.655	165.720	0.9950
500	160.115	180.930	0.9980
1000	170.559	192.732	0.9990
10000	207.315	234.266	0.9999

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36*Intensidades Maximas de acuerdo al periodo de retorno.*

Periodo de Retorno T (años)	Intensidades Maximas (mm/hr)
2	67.0971
5	81.1520
10	90.3203
25	101.8409
50	110.4159
100	119.0092
200	127.6974
500	139.4174
1000	148.5114
10000	67.0971

*Fuente: Elaboración Propia***4.2.2.4. Hietogramas de diseño - Modelo Dyck -Peschke**

Se aplica el modelo Dick Peschke para obtener las curvas IDF aplicando las siguientes formulas

$$P_D = P_{24h} \times \left(\frac{D}{1440}\right)^{0.25} \quad \text{Ec. (58)}$$

P_D = precipitación máxima de duración D, en mm

P_{24h} = precipitación máxima de 24 horas, en mm

D = duración de la precipitación, en horas

$$I = \frac{P_D}{D} \quad \text{Ec. (59)}$$

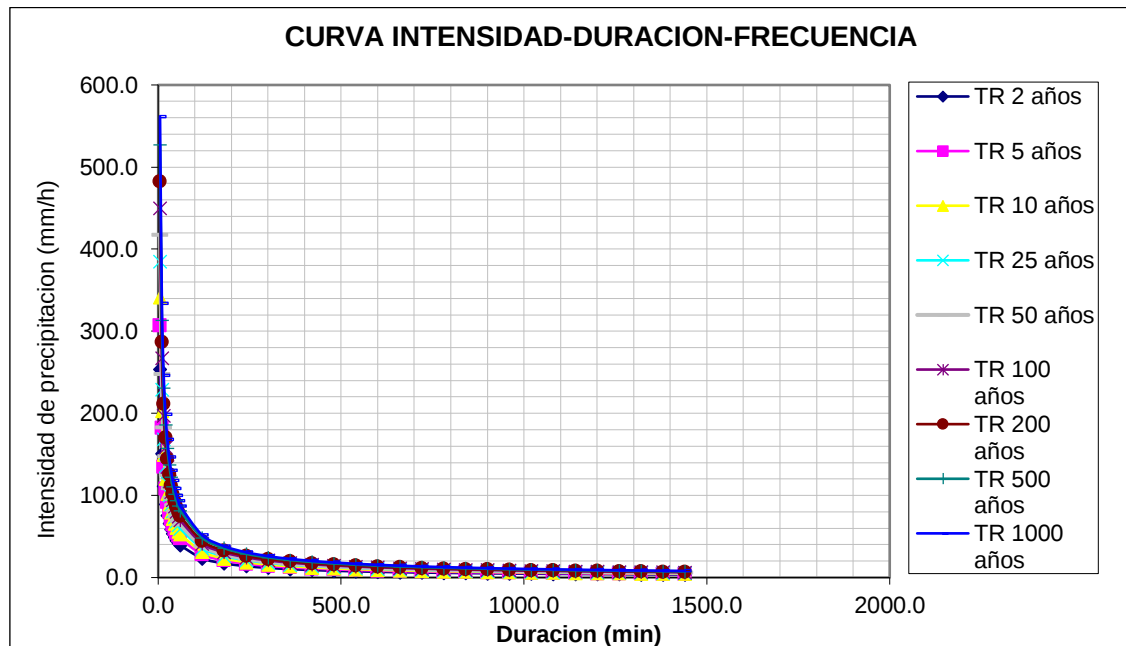
P_D = precipitación máxima de duración D, en mm

D = duración de la precipitación, en horas

Obteniendo la siguiente gráfica:

Figura 59

Curva Intensidad - Duración - Frecuencia.



Fuente: Elaboración Propia

$$I_{max} = \frac{K \times T^m}{D^n} \quad \text{Ec. (60)}$$

De acuerdo a esta ecuación se determina los coeficientes K, m, n aplicando propiedades logarítmicas y realizando cambio de variables esta se convierte de una ecuación exponencial a una lineal donde se realiza un análisis de regresión múltiple y se obtuvo los siguientes resultados con sus respectivas características:

Tabla 37

Estadísticas de la regresión.

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coeficiente de correlación múltiple	0.999638603
Coeficiente de determinación R^2	0.999277336
R^2 ajustado	0.999272688
Error típico	0.014909552
Observaciones	314

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38*Estadísticas de la regresión.*

Simbolo		Coeficientes	Error típico	Estadístico t	Valores
K	Intercepción	2.923278953	0.003317987	881.0399018	838.0674
n	0.698970004	-0.750312253	0.001168398	-642.1715492	0.7503
m	0.301029996	0.122828051	0.000979507	125.3978257	0.1228

Fuente: Elaboración Propia

$$I = \frac{838.067 \times T^{0.1228}}{D^{0.750}} \quad \text{Ec. (61)}$$

El procedimiento respectivo del método aplicado se muestra en la parte de los anexos

De acuerdo al tiempo de concentración calculada que es de 1.30 horas aproximadamente 80 minutos se sabe que para cuencas pequeñas se considera el tiempo de concentración igual al tiempo de duración de la tormenta, se realiza el método de bloques alternos con intervalos de tiempo de cinco minutos.

Tabla 39*Método de bloques alternos – Periodo de retorno 200 años.*

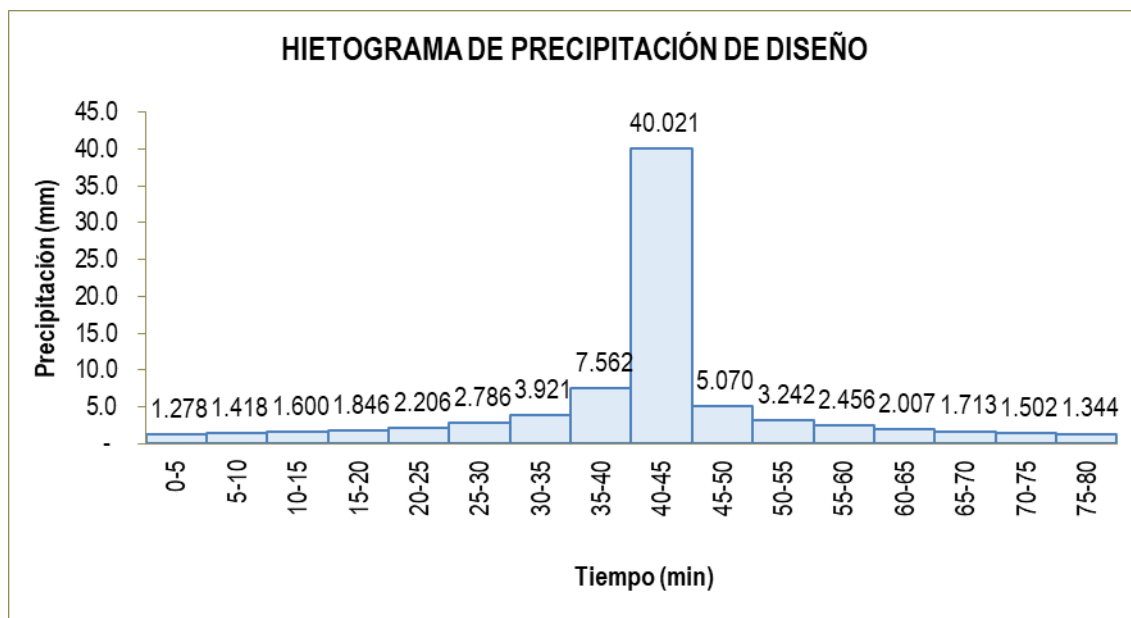
Duración	Intensidad	Profundidad acumulada	Profundidad incremental	Tiempo	Precipitación
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
5	480.247	40.021	40.021	0-5	1.278
10	285.494	47.582	7.562	5-10	1.418
15	210.608	52.652	5.070	10-15	1.600
20	169.719	56.573	3.921	15-20	1.846
25	143.555	59.815	3.242	20-25	2.206
30	125.201	62.601	2.786	25-30	2.786
35	111.526	65.057	2.456	30-35	3.921
40	100.894	67.263	2.206	35-40	7.562
45	92.360	69.270	2.007	40-45	40.021
50	85.340	71.117	1.846	45-50	5.070
55	79.450	72.829	1.713	50-55	3.242
60	74.429	74.429	1.600	55-60	2.456
65	70.090	75.931	1.502	60-65	2.007
70	66.300	77.349	1.418	65-70	1.713
75	62.955	78.693	1.344	70-75	1.502

80	59.979	79.972	1.278	75-80	1.344
----	--------	--------	-------	-------	-------

Fuente: Elaboración Propia

Figura 60

Hietograma de diseño - Periodo de retorno 200 años.



Fuente: Elaboración Propia

De esa misma forma se realiza los hietogramas para distintos periodos de retorno.

Tabla 40

Hietogramas - Modelo Dyck -Peschke.

Duración	Tr = 2 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 250 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
5	0.726	0.990	1.078	1.174	1.278	1.314	1.431	1.558
10	0.805	1.098	1.196	1.302	1.418	1.458	1.587	1.728
15	0.909	1.239	1.349	1.469	1.600	1.644	1.790	1.949
20	1.049	1.430	1.557	1.696	1.846	1.898	2.066	2.250
25	1.253	1.708	1.860	2.026	2.206	2.267	2.468	2.688
30	1.582	2.158	2.350	2.559	2.786	2.863	3.118	3.395
35	2.227	3.037	3.307	3.601	3.921	4.030	4.388	4.778
40	4.295	5.857	6.378	6.945	7.562	7.772	8.463	9.215
45	22.731	31.000	33.755	36.754	40.021	41.133	44.788	48.768
50	2.879	3.927	4.276	4.656	5.070	5.210	5.673	6.178
55	1.841	2.511	2.734	2.977	3.242	3.332	3.628	3.950
60	1.395	1.903	2.072	2.256	2.456	2.525	2.749	2.993
65	1.140	1.555	1.693	1.844	2.007	2.063	2.247	2.446
70	0.973	1.327	1.445	1.573	1.713	1.760	1.917	2.087

75	0.853	1.164	1.267	1.380	1.502	1.544	1.681	1.831
80	0.763	1.041	1.134	1.234	1.344	1.381	1.504	1.638

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.5. Justificación del periodo de retorno

En el contexto del modelamiento de eventos extremos como tormentas que desencadenan inundaciones, la adopción de un periodo de retorno se presenta como una herramienta fundamental para evaluar y gestionar los riesgos asociados con tales fenómenos. La utilización del periodo de retorno permite estimar la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos en un periodo específico, lo que resulta crucial para diversas aplicaciones en la gestión de desastres naturales y la planificación urbana.

Evaluación de la magnitud del evento: Utilizar un periodo de retorno te permite estimar la magnitud de la tormenta y la inundación resultante en función de la probabilidad de ocurrencia, lo que es fundamental para comprender la severidad del evento y sus posibles impactos.

Zonificación de Riesgos: El uso de periodos de retorno en el modelamiento de inundaciones te permite identificar y zonificar áreas con diferentes niveles de riesgo de inundación, lo que es crucial para la planificación urbana y la toma de decisiones en términos de uso del suelo y desarrollo.

Estimación de daños potenciales: Al conocer la probabilidad de ocurrencia de inundaciones de distintas magnitudes, puedes estimar los posibles daños materiales y humanos asociados a cada escenario, lo que es fundamental para la gestión de emergencias y la planificación de la recuperación post-desastre.

Evaluación de la efectividad de medidas de mitigación: Al simular inundaciones con diferentes periodos de retorno, puedes evaluar la efectividad de medidas de mitigación como diques, zanjas de drenaje o áreas verdes permeables, lo que te ayuda a priorizar inversiones en reducción de riesgos.

Comunicación de riesgos: Utilizar periodos de retorno en el modelamiento de inundaciones facilita la comunicación de riesgos a la población y a las autoridades, ya que

permite expresar de manera clara y cuantitativa la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos y sus posibles consecuencias.

En este sentido, de acuerdo al registro de precipitación de la estación San Josecito (Estación más cercana a la cuenca en estudio) la magnitud de la tormenta total del 21 de febrero de 2022 fue de 168 mm. en el cual, al aplicar una distribución de probabilidad para ese evento se estima un periodo de retorno de 200 años con una probabilidad de no excedencia de 99.5% el cual da como un resultado aproximadamente una precipitación de 24 horas de 166 mm.

Periodo con el cual se adopta para simular la inundación de flujo de lodos y escombros, estimar los daños potenciales y realizar una evaluación de la efectividad de las medidas de mitigación estructural.

4.2.3. *Procesamiento de data satelital*

El procesamiento de data satelital se ha convertido en una herramienta esencial para el estudio y monitoreo medioambiental a nivel mundial. Permite obtener información detallada y precisa acerca de la cobertura y uso del suelo, lo cual es fundamental para la gestión sostenible de los recursos naturales, especialmente en cuencas hidrográficas.

En este contexto, el análisis de imágenes satelitales resulta ser una metodología valiosa, ya que proporciona datos actualizados, accesibles y comparables en distintas escalas temporales y espaciales.

4.2.3.1. Estimación del número de curva (CN)

Para el cálculo del número de curva se usa tres mapas, mapa de cobertura vegetal, mapa de suelos y el modelo digital de elevación, las visitas de campo son de gran ayuda para conocer y tomar datos de la vegetación presente en la cuenca y el tipo de suelos que la compone, todos estos componentes son de utilidad para la elaboración del CN. A continuación, se detalla el cálculo del número de curva para la cuenca.

Se descargaron imágenes Sentinel-2 y sus diferentes tipos de bandas para el procesamiento de la fecha antes del fenómeno ocurrido (16 de febrero del 2022), de la

página EO Browser. Donde previo un análisis de SIG, se determinó la cobertura vegetal en el área de estudio y luego, utilizando datos de los ensayos de granulometría de laboratorio recolectados de las muestras de suelo en el área, se determinó la textura y posteriormente el grupo hidrológico del suelo.

4.2.3.1.1. *Elaboración del Mapa de Cobertura Vegetal (Clasificación Supervisada)*

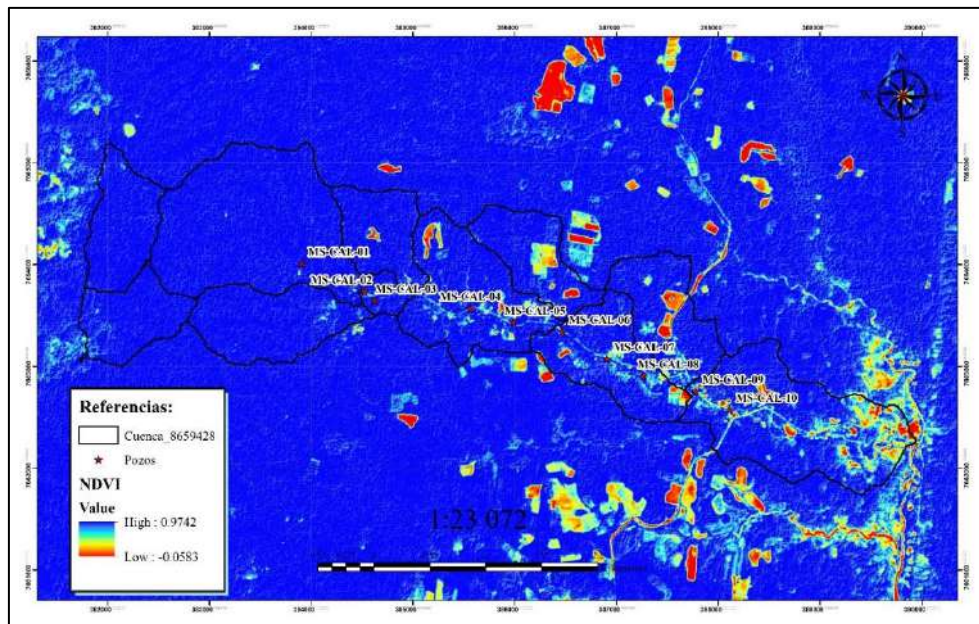
Se importa las bandas B4 (rojo) y B8 (nir) a la plataforma de procesamiento de Arcmap, se realiza el cálculo del NDVI con la herramienta “Raster Calculator” siguiendo la siguiente fórmula para las imágenes satelitales Sentinel:

$$NDVI = \frac{(B8 - B4)}{(B8 + B4)} \quad \text{Ec. (62)}$$

Obteniendo el siguiente resultado:

Figura 61

Clasificación NDVI.



Fuente: Elaboración Propia

Donde se puede analizar y visualizar del mapa NDVI obtenido, que los valores oscilan entre -0.0583 y 0.9742, valores mayores indican una mayor densidad de vegetación, mientras que valores cercanos a 0 representan áreas con menor densidad de vegetación o suelos desnudos

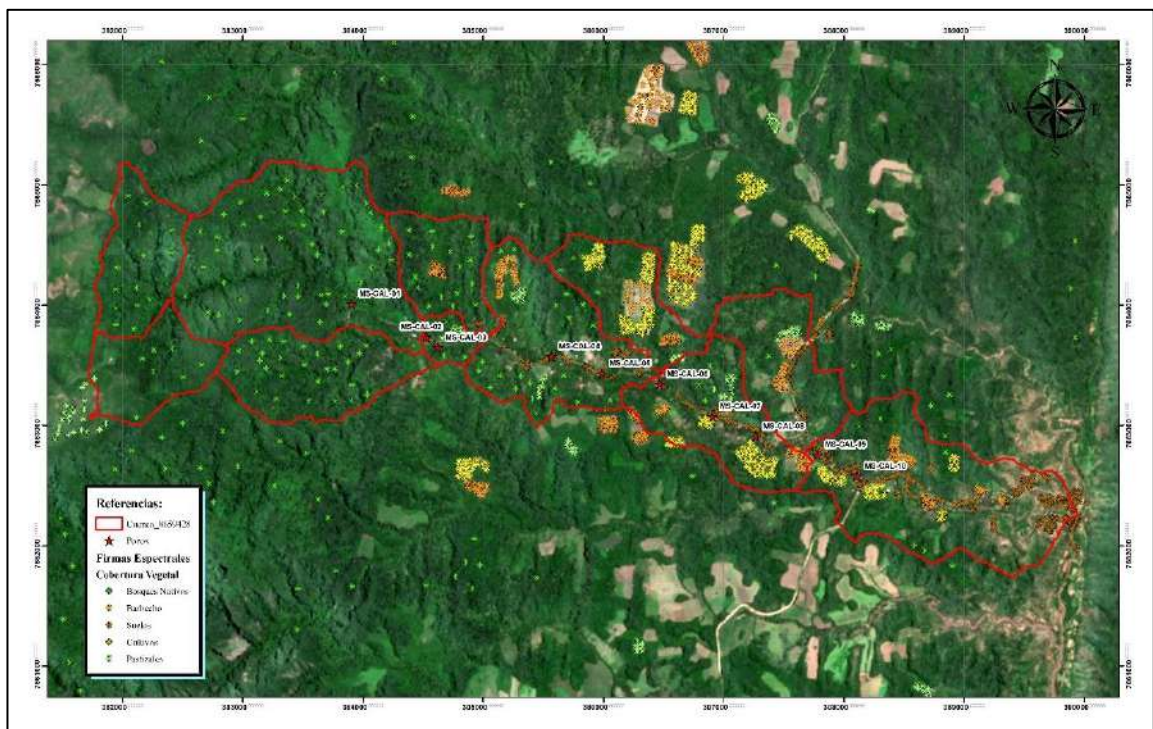
La **clasificación supervisada** para un mapa de coberturas es un proceso en el que se utiliza un algoritmo de aprendizaje automático para categorizar y asignar datos de elementos geográficos a clases predefinidas. Este proceso se lleva a cabo utilizando un conjunto de datos de entrenamiento donde cada elemento tiene ya asignada una etiqueta o clase.

El objetivo de la clasificación supervisada es emplear este conjunto de entrenamiento para construir un modelo que pueda generalizar y aplicarse a nuevos datos no etiquetados. En el contexto de un mapa de coberturas, esto implica identificar y clasificar características geográficas, como áreas urbanas, bosques o cuerpos de agua, basándose en sus propiedades.

Para este caso se identificará y realizará la clasificación mediante firmas espectrales.

Figura 62

Creación de firmas Espectrales.

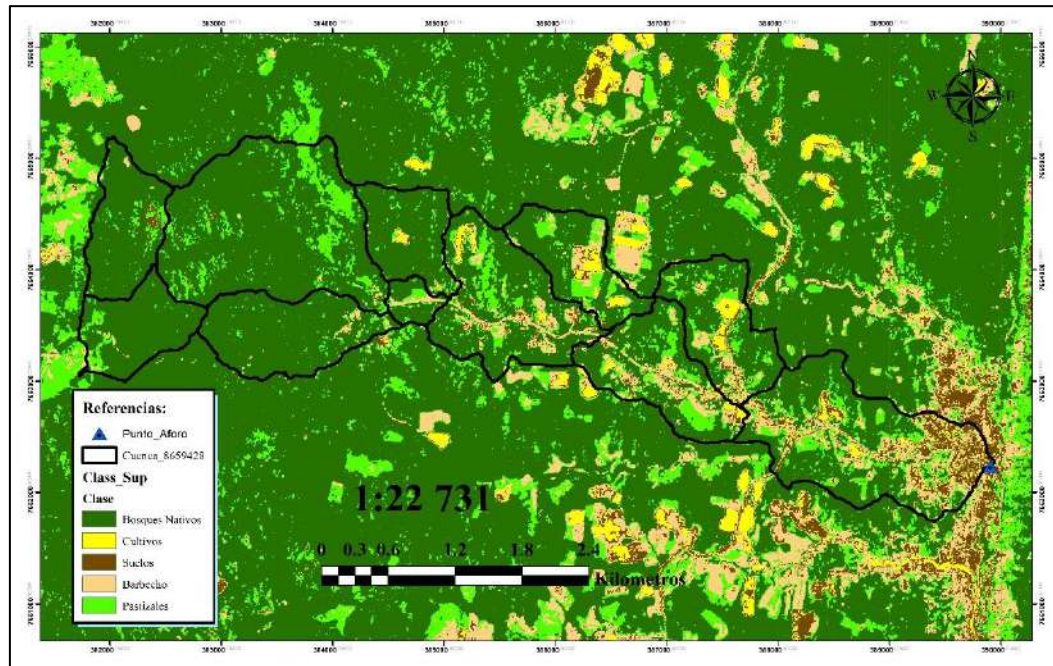


Fuente: Elaboración Propia

Después de la creación de las firmas espectrales, se realiza la clasificación por máxima verosimilitud con la herramienta “Maximum Likelihood Classification” obteniendo el siguiente resultado:

Figura 63

Clasificación de la cobertura vegetal por máxima verosimilitud.



Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se evalúa la precisión de las clasificaciones temáticas de las imágenes de cobertura generadas mediante la matriz de confusión en ArcMap. Esta matriz compara los valores clasificados con los valores de referencia conocidos (datos de campo u otros), permitiendo determinar la exactitud global del mapeo y la precisión individual de cada clase temática.

Tabla 41

Matriz de confusión (Cobertura vegetal).

Clasificación de Datos	Barbecho	Bosques Nativos	Cultivos	Pastizales	Suelos	Total	Precisión
Barbecho	234	0	0	15	8	257	91.05
Bosques Nativos	0	490	24	9	0	523	93.69
Cultivos	2	42	197	16	0	257	76.65
Pastizales	0	11	62	246	19	338	72.78

Suelos	13	0	0	34	332	379	87.60
Total	249	543	283	320	359	1754	85.46

Fuente: Elaboración Propia

En una matriz de confusión típica, las filas representan las clases temáticas de referencia, mientras que las columnas representan las clases temáticas clasificadas por el algoritmo o modelo utilizado. Uno puede identificar fácilmente aciertos (diagonal principal) en los que el valor real coincide con el valor clasificado, así como errores (valores fuera de la diagonal principal).

Para dar por válido la cobertura vegetal, la precisión debe ser superior al 70% caso contrario se tiene que realizar las clasificaciones, en este caso se evaluó un 85.46% de precisión que es un valor aceptable.

4.2.3.1.2. Elaboración del Mapa de Textura y Grupo hidrológico del Suelo.

De acuerdo a la curva granulométrica de las muestras obtenidas en campo se determina el porcentaje del material que es grava, arena y finos con el cual, introduciendo dicha información en el programa “Soil Water Characteristics” se consigue la conductividad hidráulica saturada en cm/hr donde realizando una conversión a $m/s \times 10^{-6}$ y de acuerdo a la tabla extraída de Hidrología Aplicada de Rafael Muñoz Carpena se obtiene la textura y grupo hidrológico del suelo.

Tabla 42

Saturación hidráulica de acuerdo al % del material (Soil Water Characteristics).

Pozo No.	% De material			Sat. Hydraulic Cond	
	% Grava	% Arena	% Finos	cm/hr	Categoría
MS-CAL-01	34	59	7	2.55	Moderada
MS-CAL-02	42	56	3	2.76	Moderada
MS-CAL-03	53	41	6	2.55	Moderada
MS-CAL-04	47	50	3	2.44	Moderada
MS-CAL-05	66	32	2	1.78	Mod. Lenta
MS-CAL-06	51	46	3	2.23	Moderada
MS-CAL-07	49	47	4	2.31	Moderada
MS-CAL-08	59	36	4	1.84	Mod. Lenta
MS-CAL-09	43	54	4	2.67	Moderada
MS-CAL-10	31	67	2	3.60	Moderada

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43*Textura y tipo de suelo de acuerdo a la saturación hidráulica.*

Sat Hyd (m/s x 10 ⁻⁶)	Clase	Textura suelo	Tipo suelo
0.1670	1	Arcillosa	D
0.2780	2	Arcillo-limoso	D
0.3330	3	Arcillo-Arenosa	C
0.5560	4	Franco-arcillosa-limosa	C
0.8330	5	Franco-arcillo-arenosa	C
1.8900	6	Franco-limosa	B
3.6700	7	Franco	B
6.0600	8	Franco-arenosa	A
16.6000	9	Arenosa-franca	A
65.4000	10	Arenosa	A

Fuente: Elaboración Propia

Para la zona en estudio se tienen dos texturas de suelo las cuales son, Franco-arenosa y Arenosa-franca ambos del grupo hidrológico “A” y mediante la información de cada pozo y con la herramienta de interpolación “IDW” en ArcMap se obtuvo los siguientes mapas.

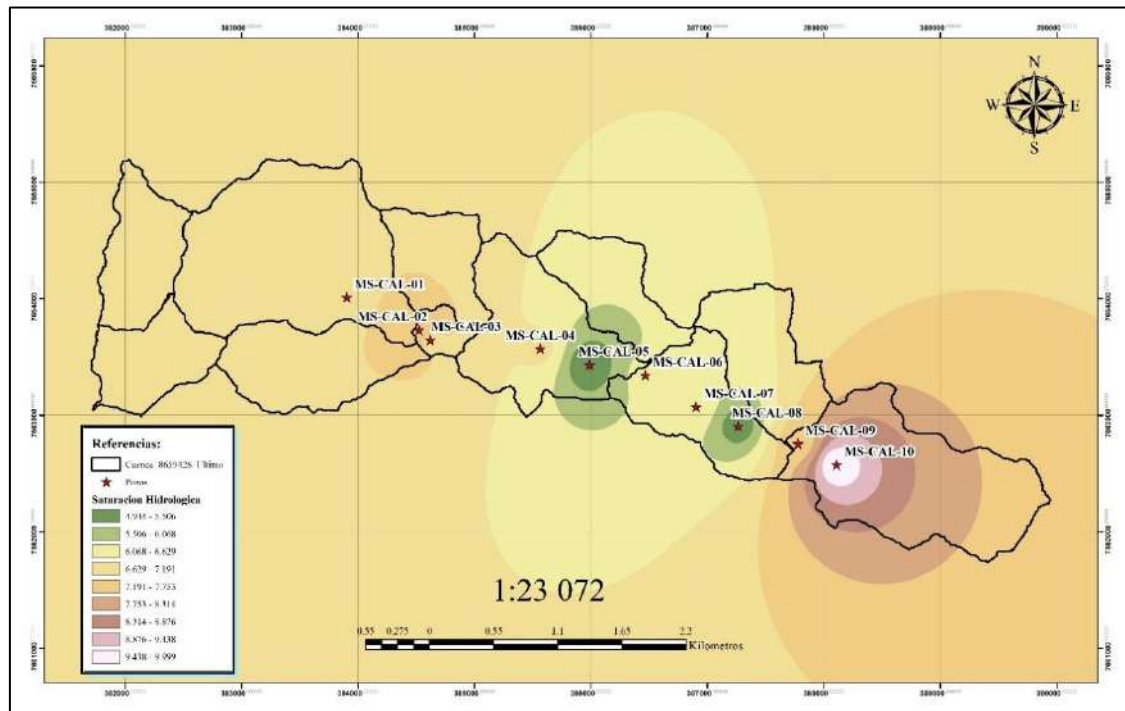
Tabla 44*Textura y tipo de suelo de acuerdo a la saturación hidráulica de la cuenca.*

Pozo No.	Sat. Hydraulic Cond [m/s] x 10E6	Textura	Id	Suelo Hidrológico
MS-CAL-01	7.083	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-02	7.667	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-03	7.083	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-04	6.778	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-05	4.944	Franco-arenosa	8	A
MS-CAL-06	6.194	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-07	6.417	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-08	5.111	Franco-arenosa	8	A
MS-CAL-09	7.417	Arenosa-franca	9	A
MS-CAL-10	10	Arenosa-franca	9	A

Fuente: Elaboración Propia

Figura 64

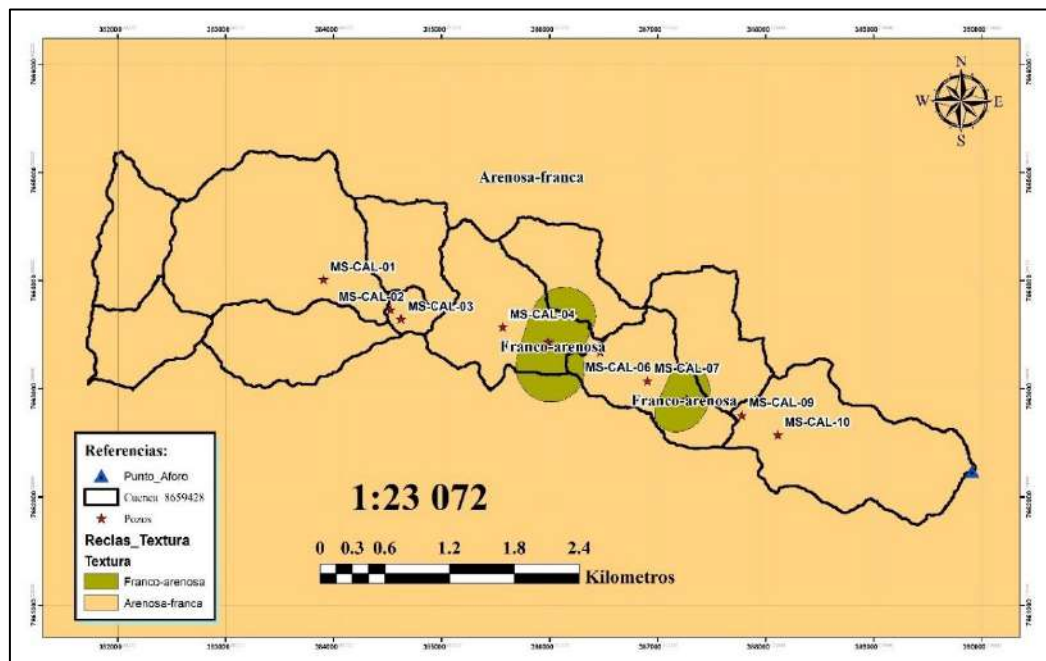
Saturación Hidráulica de la zona en estudio.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 65

Clasificación de la textura de suelo de acuerdo a las muestras obtenidas.



Fuente: Elaboración Propia

Los mapas generados de la cobertura vegetal y la textura de suelo en formato “shapefile” se deben intersectarse y guardar con el nombre “SoilLUPoly” donde se añade las columnas de SOIL_HYD, Pct, Landuse, LUcode como se muestra en la siguiente figura.:

Figura 66

Tabla de atributos.

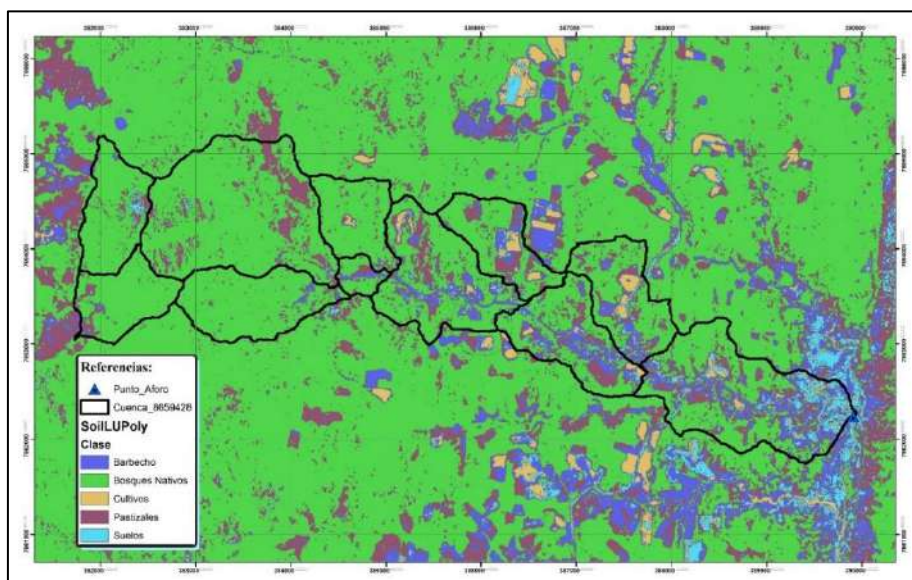
	OBJE	Shape *	FID_C	Clase	FID_Re	gridcode	Textura	SOIL_HYD	PctA	PctB	PctC	PctD	Landuse	LUcode
	1	Polygon	1	Barbecho	1	2	Franco-arenosa	A	100	0	0	0	1	A
	2	Polygon	1	Barbecho	2	3	Arenosa-franca	A	100	0	0	0	1	A
	3	Polygon	2	Bosques Nativos	1	2	Franco-arenosa	A	100	0	0	0	2	A
	4	Polygon	2	Bosques Nativos	2	3	Arenosa-franca	A	100	0	0	0	2	A
	5	Polygon	3	Cultivos	1	2	Franco-arenosa	A	100	0	0	0	3	A
	6	Polygon	3	Cultivos	2	3	Arenosa-franca	A	100	0	0	0	3	A
	7	Polygon	4	Pastizales	1	2	Franco-arenosa	A	100	0	0	0	4	A
	8	Polygon	4	Pastizales	2	3	Arenosa-franca	A	100	0	0	0	4	A
	9	Polygon	5	Suelos	1	2	Franco-arenosa	A	100	0	0	0	5	A
	10	Polygon	5	Suelos	2	3	Arenosa-franca	A	100	0	0	0	5	A

Fuente: Elaboración Propia

Para este proyecto como solo existe un suelo hidrológico de tipo A se coloca para todas las filas en PctA el valor de 100.

Figura 67

Mapa SoilLUPoly.



Fuente: Elaboración Propia

Se crea una tabla con el nombre de “cnlookup” y se introduce los siguientes valores extraídos y adaptados de la tabla Technical Release 55 (TR-55).

Figura 68

Tabla CNLookup.

OID	Field1	LUvalue	Descriptio	A	B	C	D
0	0	1	Barbecho	76	85	90	93
1	0	2	Bosques Nativos	67	73	82	86
2	0	3	Cultivos	72	81	88	91
3	0	4	Pastizales	68	79	86	89
4	0	5	Suelos	77	86	91	94

Fuente: Elaboración Propia

Y con la aplicación del Modelo digital de elevación con los datos rellenos “Fil” se puede determinar la grilla del número de curva en formato ráster, con la herramienta dentro de HEC-GeoHMS.

Figura 69

Generación en ráster del número de curva.

Generate CN Grid

Input Hydro DEM: Fil2

Input Soil Landuse Polygon: SoilLUPoly

Input Curve Number Lookup: CNLookup

Output Curve Number Grid: C:\Users\Erik Samuel Villca M\Documents\ArcGIS\Layers\CNGrid7

OK Cancel Environments... Show Help >>

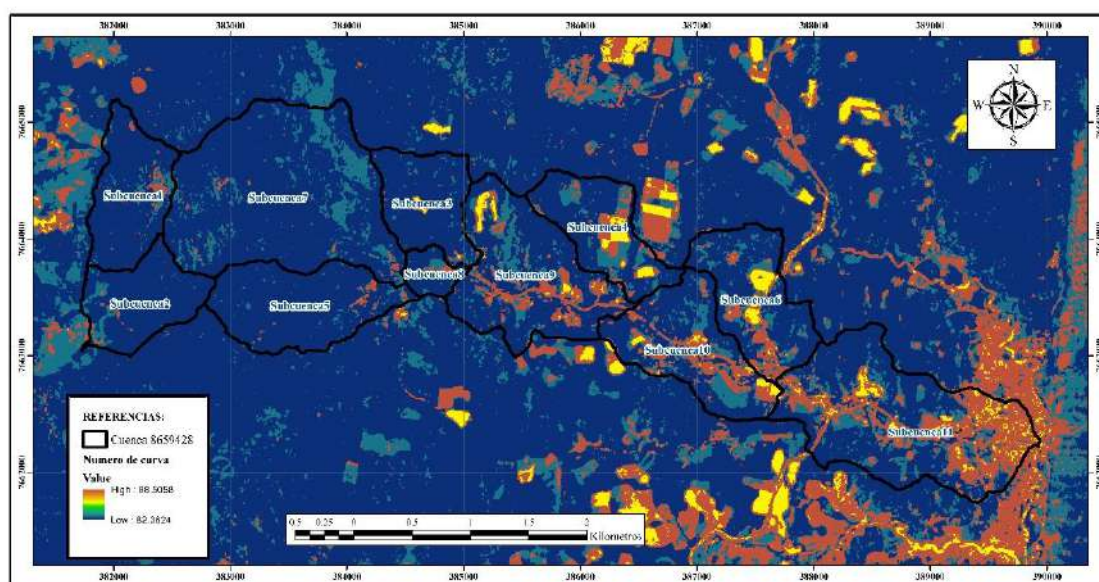
Fuente: Elaboración Propia

Para estimar caudales máximos se debe adoptar el número de curva con la condición de humedad antecedente 3 porque esta condición representa un estado del suelo que tiene un impacto significativo en la escorrentía generada por una precipitación.

Al seleccionar la condición de humedad antecedente III, se está considerando un escenario en el que el suelo ya está saturado o cerca de estarlo, lo que significa que tiene una menor capacidad de retención de agua. En este contexto, una lluvia intensa tendrá más probabilidades de generar escorrentía rápida y caudales máximos significativos. Por lo tanto, al adoptar el número de curva con la condición de humedad antecedente III, se está tomando en cuenta un escenario realista y crítico que puede resultar en caudales máximos más precisos y representativos de condiciones de inundación potencial.

Figura 70

Numero de Curva (CN III).



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 45

Valores de CN III de acuerdo a la clasificación supervisada.

Subcuenca	CN III	CN Cuenca
Subcuencas 1	82.64	83.14
Subcuencas 2	82.51	

Subcuencas 3	82.58
Subcuencas 4	83.43
Subcuencas 5	82.52
Subcuencas 6	83.49
Subcuencas 7	82.52
Subcuencas 8	83.18
Subcuencas 9	83.45
Subcuencas 10	83.76
Subcuencas 11	84.49

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.2. Justificación del número de curva

La metodología aplicada para la estimación del número de curva de la fecha 16 de enero de 2022 (fecha antes del fenómeno suscitado) realizado en la sección anterior se debe comprobar que dichos valores son coherentes y válidos para la aplicación, para ello es necesario la estimación de acuerdo al proyecto establecido de ZONISIG.

4.2.3.2.1. Cobertura Vegetal y Tipo de suelos

Según la información proporcionada por el proyecto ZONISIG en el año 2000, que incluye la cobertura digital de la vegetación y tipos de suelos a escala 1:250.000 y su clasificación según el código del mapa y Soil Taxonomy, se identifican las siguientes unidades de suelo junto con sus respectivas áreas superficiales detalladas.

Tabla 46

Tipo de suelo según ZONISIG.

Código mapa	Descripción	GHS SCS	Área (km ²)
4	Asociación Leptosol - Phaeozem	C	5.163
15	Asociación Cambisol - Fluvisol	B	6.135
		Σ	11.298

Fuente: Elaboración Propia

Así mismo se detalla la cobertura vegetal de la cuenca con sus respectivas superficies, destacando según el proyecto ZONISIG en relación a la clasificación SCS, que en la misma predomina la presencia de bosques regulares.

Tabla 47

Cobertura vegetal según ZONISIG.

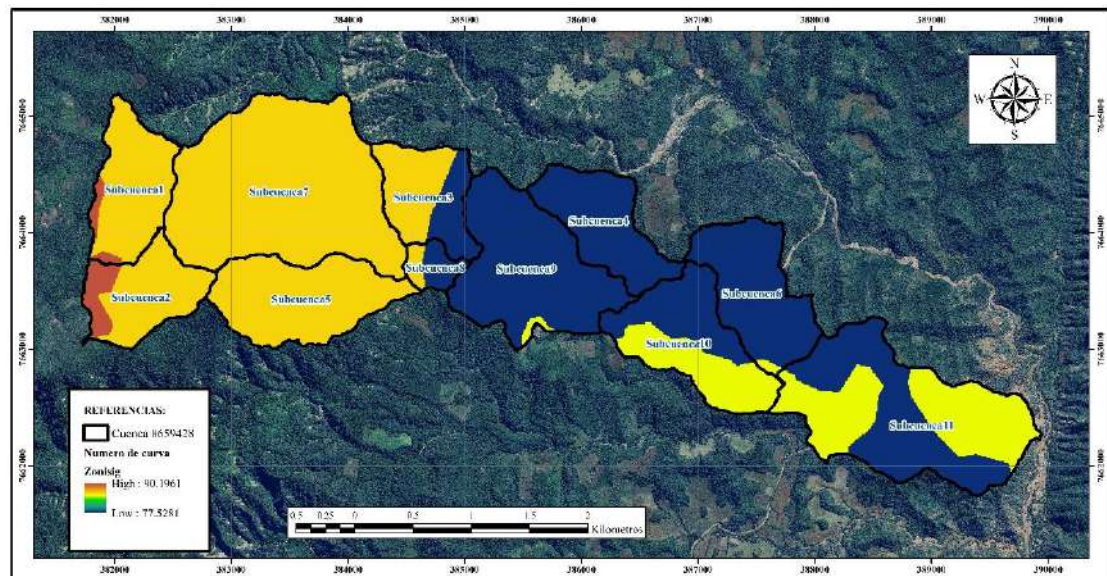
Código mapa	Descripción Zonisig	Descripción SCS	Área (km2)
24	Bosque ralo, Caducifolio, espinoso, submontano	Bosque Regular	4.620
9	Bosque denso, Caducifolio, semideciduo, submontano	Bosque Regular	4.970
c	Áreas agrícolas y pasturas (sembradas y de sucesión secundaria)	Cultivos + Maleza pobre	1.515
c	Áreas agrícolas y pasturas (sembradas y de sucesión secundaria)	Cultivos + Maleza pobre	0.193
Σ			11.298

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo como producto final y recurriendo a la tabla de asignación del CN de acuerdo al tipo de cobertura del “informe final de valoración hidrológica de las cuencas de los ríos Tolomosa y La Vitoria” se tiene la siguiente figura.

Figura 71

Numero de Curva (CN III) con la base de datos de Zonisig.



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48*Valores de CN III de acuerdo al estudio de Zonisig.*

Subcuenca	CN III	CN Cuenca
Subcuencas 1	86.47	82.22
Subcuencas 2	86.97	
Subcuencas 3	82.97	
Subcuencas 4	77.53	
Subcuencas 5	86.15	
Subcuencas 6	77.68	
Subcuencas 7	86.15	
Subcuencas 8	80.36	
Subcuencas 9	77.66	
Subcuencas 10	81.19	
Subcuencas 11	81.33	

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se puede apreciar las pequeñas variaciones de los métodos aplicados, cabe mencionar que dicha variación se debe a los factores multitemporales de la zona como los cambios en la temperatura y cobertura vegetal las cuales pueden variar a lo largo de los años debido a factores como la estacionalidad, la deforestación o la reforestación. Estos cambios pueden afectar la capacidad de infiltración del suelo y, por lo tanto, la escorrentía.

Tabla 49*Variaciones del CN de las metodologías aplicadas (Clasificación Supervisada vs Zonisig).*

Subcuenca	CN III	CN Cuenca
Subcuencas 1	4.42%	4.69%
Subcuencas 2	5.13%	
Subcuencas 3	0.47%	
Subcuencas 4	7.61%	
Subcuencas 5	4.21%	
Subcuencas 6	7.48%	
Subcuencas 7	4.21%	
Subcuencas 8	3.50%	
Subcuencas 9	7.46%	
Subcuencas 10	3.17%	
Subcuencas 11	3.89%	

Fuente: Elaboración Propia