

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

MODELAMIENTO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, UBICADO EN EL SECTOR PAMPA DE HOSPITAL, PROVINCIA TUMBES, TUMBES.

LINEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

Bach. Moquel Morillas José Liaqat

Bach. Policastro Esquerre Nico

JURADO EVALUADOR:

Presidente: Cabanillas Quiroz, Juan Guillermo

Secretario: García Guarniz, William Conrad

Vocal: Vargas López, Segundo Alfredo

ASESOR:

Ms. Ing. Medina Carbajal, Lucio Sigilfredo

Codigo Orcid: 0000-0001-52074421

TRUJILLO, PERÚ

2022

FECHA DE SUSTENTACION: 30/05/2022

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

MODELAMIENTO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, UBICADO EN EL SECTOR PAMPA DE HOSPITAL, PROVINCIA TUMBES, TUMBES.

LINEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

Bach. Moquel Morillas José Liaqat

Bach. Policastro Esquerre Nico

JURADO EVALUADOR:

Presidente: Cabanillas Quiroz, Juan Guillermo

Secretario: García Guarniz, William Conrad

Vocal: Vargas López, Segundo Alfredo

ASESOR:

Ms. Ing. Medina Carbajal, Lucio Sigilfredo

Codigo Orcid: 0000-0001-52074421

TRUJILLO, PERÚ

2022

FECHA DE SUSTENTACION: 30/05/2022

DEDICATORIA

Dedicamos esta tesis, a nuestras familias y amigos que estuvieron con nosotros a lo largo de nuestra carrera Universitaria y sobre todo a Dios que nos permite tener oportunidades y Al Ingeniero Lucio que nos acompañó de principio a fin en la elaboración de la tesis.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradecer a dios todo poderoso que nos dio sabiduría para ejecutar este proyecto, seguidamente a todos nuestros familiares y amigos que nos apoyaron día a día a seguir adelante con ánimos y entusiasmo para continuar con nuestro proyecto

RESUMEN

El proyecto de Investigación, se trata de desarrollar modelación hidrológica e hidráulica con la finalidad de proyectar un sistema de defensa ribereña en el tramo derecho del distrito Pampas de Hospital, la cual tiene un impacto negativo por los desbordamientos del flujo del agua. Este proyecto se divide en metas para cumplir el objetivo general.

Empezando por un estudio hidrológico que tiene la finalidad de la obtención de los caudales que debe soportar la estructura diseñada mediante un análisis de frecuencia con las distribuciones probabilísticas.

Empezando de la delimitación de la cuenca de estudio, basándonos en un punto de aforo que representa la estación hidrométrica, aplicando el software Hechms, debido que diversos estudios mencionan que su proceso para obtener las subcuencas, es muy parecido al sistema de información geográfica como ArcGIS y QGIS.

Posterior a ella, se tiene el modelo hidráulico que tiene la finalidad de representar el movimiento del flujo sobre el cauce del Rio Tumbes, la cual los insumos van depender de la aproximación que se quiere trabajar.

Los resultados de la modelación hidráulica nos detallan que existe una extensión de inundación. Donde los tirantes generados son mayores a 15 metros en el mismo cauce y mayores a 2 metros en la llanura de inundación. Y sus velocidades mayores a 10 m/s.

Concluyendo que a modo de prevención se debe proyectar estructuras de protección, basándonos su dimensionamiento en sus parámetros hidráulicos.

ABSTRACT

The purpose of the research project is to develop hydrological and hydraulic modeling in order to design a riparian defense system in the right section of the Pampas de Hospital district, which suffers from water flow overflows. This project is divided into goals to meet the general objective.

Starting with a hydrological study that has the purpose of obtaining the flows that the designed structure must support by means of a frequency analysis with probabilistic distributions.

The first main step is the delimitation of the study basin, based on a gauging point that represents the hydrometric station, applying the Hechms software for the delimitation of the basin, because several studies mention that its process to obtain the sub-basins is very similar to the geographic information system such as ArcGIS and QGIS.

Subsequently, the hydraulic model that has the purpose of representing the movement of the flow on the riverbed (Tumbes River), whose inputs will depend on the approximation that we want to work with.

The results of the hydraulic modeling show that there is an extension of flooding. Where the flows generated are greater than 15 meters in the channel itself and greater than 2 meters in the floodplain. And their velocities are greater than 15 m/s.

Concluding that as a preventive measure, protection structures should be designed, basing their dimensioning on their hydraulic parameters.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado:

Habiendo cumplido y conforme a las normas establecidas en el Reglamento de Grados y Títulos y Reglamento de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, para obtener el título profesional de Ingeniero civil, se pone a su consideración el informe del trabajo de investigación titulado **“MODELAMIENTO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE LA DEFENSA RIBEREÑA, UBICADO EN EL SECTOR PAMPA DE HOSPITAL, PROVINCIA TUMBES, TUMBES.”**, con la convicción de alcanzar una justa evaluación y dictamen, excusándonos de antemano de los posibles errores involuntarios cometidos en el desarrollo del mismo

INDICE

I.	INTRODUCCION	15
1.1.	Realidad Problemática	15
1.2.	Objetivos	16
1.3.	Justificación.....	16
II.	MARCO DE REFERENCIA	17
2.1.	Antecedentes del estudio.....	17
2.2.	Marco Teórico	18
2.2.1.	Parámetros Geomorfológicos.....	18
2.2.2.	Área de la Cuenca (A).....	19
2.2.3.	Longitud del Cauce.....	19
2.2.4.	Perímetro de la Cuenca.....	19
2.2.5.	Índice o factor de forma de la cuenca.....	19
2.2.6.	Índice de compacidad (Coeficiente de Gravelius)	20
2.2.7.	Altura Media (H)	20
2.2.8.	Pendiente del Cauce	21
2.2.9.	Densidad de Drenaje.....	21
2.2.10.	Periodo de Retorno (T).....	21
2.2.11.	Análisis de Frecuencia	21
2.2.12.	Modelos de Distribución de Probabilidades.....	22
2.2.13.	Pruebas de Bondad de Ajuste.....	24
2.2.14.	Análisis de Tormentas	24
2.2.15.	Curvas Intensidad –Duración – Frecuencia.....	24
2.2.16.	Intensidad.....	24
2.2.17.	Tiempo de Concentración	24

2.2.18.	Hietograma	25
2.2.19.	Precipitación total y efectiva	25
2.2.20.	Estimación de Caudales	26
2.2.21.	Avenida de Diseño	26
2.2.22.	Hidráulica Computacional.....	26
2.3.	Marco conceptual.....	27
2.3.1.	Avenida extraordinaria.....	27
2.3.2.	Avenida máxima	27
2.3.3.	Defensa ribereña	27
2.3.4.	Hidrodinámica	27
2.3.5.	Llanura de inundación	27
2.3.6.	Modelo hidrológico	27
2.3.7.	Modelo hidráulico	27
2.3.8.	Ribera.....	28
2.3.9.	Planicie.....	28
2.3.10.	Vida Útil	28
2.4.	Sistema de hipótesis	28
2.4.1.	Hipótesis General.....	28
2.4.2.	Variables	28
2.4.3.	Operacionalización de Variables	28
III.	MATERIALES Y METODOS	29
3.1.	Tipo y nivel de investigación	29
3.1.1.	Tipo de Investigación: Aplicada.....	29
3.1.2.	Nivel de Investigación: Descriptiva	29
3.2.	Área de estudio.....	29
3.3.	Diseño de Investigación	29
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	30

3.5.	Procesamiento y análisis de datos	30
3.5.1.	Estudio hidrológico	30
3.5.2.	Modelo hidrológico	50
3.5.3.	Modelo hidráulico	56
IV.	RESULTADOS	59
4.1.	Estudio hidrológico y Modelo hidrológico.	59
4.2.	Simulación hidráulica sin la defensa ribereña	60
4.3.	Simulación hidráulica con la defensa ribereña	61
V.	DISCUSION DE RESULTADOS.....	62
	CONCLUSIONES	63
	RECOMENDACIONES.....	64
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 HEC-RAS en cualquiera de sus versiones	26
Figura 2 Modelo Hec-ras.....	26
Figura 3 <i>Sector Pampa de Hospital</i>	29
Figura 4 Procesos de la delimitación de cuenca I.....	31
Figura 5 Procesos de la delimitación de cuenca II.....	31
Figura 6 Influencia areal de las estaciones	33
Figura 7 Histograma anual de la Estacion Cabo Inga	34
Figura 8 Distribución Normal - Estacion Cabo Inga	40
Figura 9 Distribución Gumbel - Estacion Cabo Inga	41
Figura 10 Distribución Log Normal - Estacion Cabo Inga	41
Figura 11 Distribución Pearson Tipo III - Estacion Cabo Inga.....	42
Figura 12 Distribución Log Pearson Tipo III - Estacion Cabo Inga.....	42
Figura 13 Subdivisión de zonas pluviométricas	46
Figura 14 Hietograma de TR 100 años - Cabo inga	50
Figura 15 Cobertura Vegetal.....	52
Figura 16 Reclasificación de uso de suelo.....	53
Figura 17 Tipo de suelo	53
Figura 18 Numero de curva por subcuenca	54
Figura 19 Modelo hidrológico.....	56
Figura 20 Modelo digital de elevación.....	57
Figura 21 Mallado del área de estudio	58
Figura 22 Histograma de diseño	59
Figura 23 Simulación sin defensa	60
Figura 24 Simulación sin defensa	61

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Rangos aproximados del Factor de Forma	19
Tabla 2	Formas geométricas en base del índice de Gravelius.....	20
Tabla 3	Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.....	24
Tabla 4	Características geométricas de la cuenca.....	32
Tabla 5	Datos mensuales de la estación Cabo inga	35
Tabla 6	Precipitación máxima 24 horas.....	37
Tabla 7	Depuración de outliers.....	38
Tabla 8	Valores Kn, para la prueba de datos dudosos.....	38
Tabla 9	Aplicación de las distribuciones probabilísticas.....	39
Tabla 10	Prueba bondad de ajuste	43
Tabla 11	Precipitación máxima corregida.....	45
Tabla 12	Región Hidrológica y parámetros	46
Tabla 13	Subdivisión de zonas pluviométricas.....	47
Tabla 14	Precipitación de diseño para duración menor a 24horas.....	48
Tabla 15	Intensidades de diseño para duración menor a 24horas.....	48
Tabla 16	Curvas IDF- Estacion Cabo inga	49
Tabla 17	Método del bloque alterno	49
Tabla 18	Métodos de perdida.....	51
Tabla 19	Clasificación de uso de suelo SCS.....	52
Tabla 20	Clasificación según suelo y cobertura	54
Tabla 21	CN y sus características por subcuenca	54
Tabla 22	Métodos de transformación	55
Tabla 23	Características de la transformación	55

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1	Registro histórico de la estación Caucho.....	67
Anexo 2	Curvas IDF - Estacion Chauco.....	69
Anexo 3	Ecuación IDF – Chauco	69
Anexo 4	Hietograma de TR 100 años - Chauco	69
Anexo 5	Registro histórico de la estación Chacritas	70
Anexo 6	Curvas IDF - Estacion Chacritas.....	72
Anexo 7	Ecuación IDF – Chacritas	72
Anexo 8	Hietograma de TR 100 años - Chacritas.....	72
Anexo 9	Registro histórico de la estación Huasimo	73
Anexo 10	Curvas IDF - Estacion Huasimo.....	75
Anexo 11	Ecuación IDF – Huasimo	75
Anexo 12	Hietograma de TR 100 años - Huasimo.....	75
Anexo 13	Registro histórico de la estación Los Pinos	76
Anexo 14	Curvas IDF - Estacion Los Pinos	78
Anexo 15	Ecuación IDF – Los Pinos.....	78
Anexo 16	Hietograma de TR 100 años - Los Pinos.....	78
Anexo 17	Registro histórico de la estación Quebrada Angostura	79
Anexo 18	Curvas IDF - Estacion Quebrada Angostura.....	81
Anexo 19	Ecuación IDF – Quebrada Angostura	81
Anexo 20	Hietograma de TR 100 años - Quebrada Angostura.....	81
Anexo 21	Registro histórico de la Estacion Rica Playa.....	82
Anexo 22	Curvas IDF - Estacion Quebrada Rica Playa.....	84
Anexo 23	Ecuación IDF – Rica Playa	84
Anexo 24	Hietograma de TR 100 años - Rica Playa.....	84

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

En el Perú los desbordamientos de los ríos son el problema recurrente de cada año, debido a las intensas precipitaciones con poca duración que se presentan, la cual en la zona costera suelen ocurrir el fenómeno naturales del Niño ocasionando anomalías en las precipitaciones y con ello que aumente los niveles de altura de agua de los ríos, con llevando a desbordamientos, afectando parcelas agrícolas e infraestructuras viales – hidráulicas; específicamente en el norte del país como: Lambayeque, Piura, La libertad y Tumbes.

La pobreza que atraviesa Perú junto con el crecimiento demográfico desordenado ha obligado a los pobladores ubicarse en los márgenes vulnerables de los ríos, quedando vulnerados a desbordes de estas fuentes de agua. Actualmente las herramientas computacionales han ido evolucionando en la dinámica de fluidos desde los modelos numéricos unidimensionales hasta llegar a la aproximación tridimensional, para tomar medidas preventivas de inundaciones y proyectar estructuras como las defensas ribereñas para minimizar los daños ocasionados.

Según las cifras de INDECI, en 2017, el distrito de Pampas de hospital tiene la mayor cantidad de afectados debido por las lluvias extraordinarias, representando el 20% de los afectados a nivel regional con unas pérdidas superior a los 37 mil (Rpp,2017). Considerando que este distrito se caracteriza por sus actividades de agricultura y ganadería; y es por ello proponer estructuras que soporten las crecidas de ríos, además de incorporar herramientas computacionales como los modelos numéricos y sistemas de información geográficas. Por ello la investigación va aplicar estas herramientas al diseño hidráulico de estructuras y promoverlo para la gestión de riesgo de inundaciones.

1.1.1. Formulación del problema

¿De qué manera el modelamiento hidrológico e hidráulico influyen en el diseño hidráulico de la defensa ribereña ubicado en el sector Pampa Grande de Hospital, provincia de Tumbes, Tumbes?

1.2. Justificación

1.2.1. Justificación Social

Se justifica socialmente, por lo que se obtendrán valores de los parámetros hidráulicos a considerar en la defensa ribereña para que la zona afectada por desbordes de inundación, tome medidas preventivas por parte de las autoridades.

1.2.2. Justificación técnica

Se justifica técnicamente, por lo que se aplicara modelos que nos ayudaran a representar el buen comportamiento hidrológico e hidráulico para un desarrollo eficiente en la gestión de inundaciones de las comunidades que son vulnerables.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivos generales

Realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño de la defensa ribereña, ubicado en el sector Pampa de hospital provincia Tumbes, Tumbes

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar el estudio hidrológico.
- Realizar el modelo hidrológico Hechms.
- Realizar la simulación hidráulica con el software sin la defensa ribereña
- Realizar la simulación hidráulica con el software con la defensa ribereña.
- Realizar el análisis comparativo de resultados.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

Tesis Internacional: *“Análisis de riesgo por desbordamiento del río Chiquito en la zona urbana del municipio del Sogamoso, Boyacá”*.

Autor: Cadena Rivera Juan & Villegas Zuleta Andres ,

Año: 2016

Universidad: Universidad de la Salle, Bogotá – Colombia – Pregrado

Aporte: El aporte del estudio es sobre la utilización de modelos hidráulicos bidimensional para obtener los puntos críticos (zonas inundables) utilizando diferentes periodos de retorno, en la cual en la investigación se usarán los mismos periodos para nuestro estudio y la simulación unidimensional se obviará por lo que tiene limitaciones en tramos de ríos sinuosos, por ello se usara una aproximación bidimensional.

Tesis Nacional: *“Modelamiento Hidráulico con Hec-ras para la prevención de Inundaciones desde el km 44+100 al km 49+100 en el Río Reque”*.

Autor: Huancas Huancas, Cesar Edgardo.

Año: 2019.

Universidad: Universidad Cesar Vallejo, Chiclayo – Pregrado

Aporte: El aporte del estudio es sobre la utilización de modelos hidráulicos bidimensional para obtener los puntos críticos (zonas inundables) para poder diseñar las estructuras de las defensas ribereñas. Con su metodología nos ayudaría a poder simular la hidráulica del río y así mismo obtener los puntos que sufrirían por desbordes de inundación, utilizando el modelo Hec-ras 6.0 y así mismo simular la estructura proyectada.

Tesis Nacional: *“Modelamiento hidráulico y diseño de defensas ribereñas del río amojú, localidad el parral – Jaén - Cajamarca”*.

Autor: Soto Carrasco Jorge Luis.

Año: 2017.

Universidad: Universidad Nacional de Cajamarca – Pregrado

Aporte: El aporte del estudio es sobre la utilización de modelos hidrológicos e hidráulicos para poder diseñar las estructuras de las defensas ribereñas. Con su metodología nos ayudaría a obtener las máximas avenidas con el modelo Hec-Hms y luego poder simular la hidráulica del río y así mismo obtener los puntos que sufrirían por desbordes de inundación, utilizando el modelo Hec-ras 6.0 y así mismo simular la estructura proyectada.

Tesis Local: *“Propuesta de diseño hidráulico de puente santa lucia y defensa ribereña del río Moche, desde el puente Santa Lucia hasta la bocatoma Santa Lucia, de la Provincia de Trujillo – La Libertad”.*

Autor: Quiroz Alarco, Gustavo & Robles Rebaza, Cristhian Gianpieer.

Año: 2021.

Universidad: Universidad Privada Antenor Orrego – Pregrado

Aporte: El aporte del estudio es sobre la utilización de modelos hidráulicos diseño hidráulico donde cumple con el periodo de retorno de 100 años para la defensa ribereña Con su metodología nos ayudara a ver los criterios que se usaron para considera los periodos de retornos a escoger para el diseño de la estructura y que aproximación de la modelación numérica hidráulica para el estudio.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Parámetros Geomorfológicos

Las características fisiográficas de la cuenca pueden ser explicadas a partir de ciertos parámetros que se pueden obtener mediante sistema de

información geográfica, con la finalidad de conocer el comportamiento de la cuenca de estudio que contiene al cuerpo de agua (HIDRORED, 2004).

2.2.2. Área de la Cuenca (A)

El área de la cuenca está definida por el espacio delimitado por la curva del perímetro (Ibáñez, 2005), donde la delimitación coge las cotas más elevadas para su trazado perimétrico.

2.2.3. Longitud del Cauce

Es la longitud longitudinal del cauce, donde se encuentra asociado con la geometría y tiempo de concentración; expresando el grado de intensidad de la escorrentía directa (Ortiz, 1994).

2.2.4. Perímetro de la Cuenca

Es el trazado que enmarca el área de la cuenca de estudio, considerando las cotas más altas y se expresa generalmente en km (Ortiz, 1994).

2.2.5. Índice o factor de forma de la cuenca

Expresa como la relación entre el área de la cuenca y su longitud, donde expresa la elongación de una cuenca (Ortiz, 1994).

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

Ff: Factor forma

A: Área de cuenca

L: Longitud de cuenca

Tabla 1.
Rangos aproximados del Factor de Forma

Factor de forma	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada<
0.22 a 0.30	Alargada
0.30 a 0.37	Ligeramente alargada

0.37 a 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
>0.80	Rodeando el desagüe

Fuente: (Perez, 1979)

2.2.6. Índice de compacidad (Coeficiente de Gravelius)

Establece la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia de área equivalente a la superficie de la cuenca correspondiente, donde expresa la forma de la cuenca y su influencia sobre el hidrograma resultante de precipitación (López & Mintegui, 1987).

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

S = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro

A = Área

Tabla 2.

Formas geométricas en base a rangos del índice de Gravelius.

Clase de geometría	Rango de la clase	Forma de cuenca
Kc	1 < Kc < 1.25	Oval redonda
Kc	1.25 < Kc < 1.50	Oval oblonga
Kc	1.50 < Kc < 1.75	Oblonga alargada

Fuente: (Henaos, 1988)

2.2.7. Altura Media (H)

La altura media, H, es la elevación promedio referida al nivel de aforo de la cuenca. (Ibáñez, 2005).

$$H = \frac{V}{A}$$

V = Volumen comprendido entre la curvas

A = Área

2.2.8. Pendiente del Cauce

Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas (Villón 2012).

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

S = Pendiente del cauce

H = Desnivel total

L = Lado mayor del rectángulo equivalente

2.2.9. Densidad de Drenaje

Se calcula dividiendo la longitud total por el área total que las contiene:

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

L = \sum longitud de las corrientes de la cuenca en Km

A = Superficie de la cuenca en Km²

2.2.10. Periodo de Retorno (T)

Se define como el tiempo promedio, donde el caudal pico de una creciente es superado cada ciertos T años. Según el valor del periodo de retorno que se selecciona para el diseño obras y/o estructuras hidráulicas va a depender del grado de seguridad para la protección de estas estructuras proyectadas (Stappung, 1999).

2.2.11. Análisis de Frecuencia

Es recomendable conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos en la cual se estima a través de métodos estadísticos mediante el análisis de frecuencia para el diseño de estructuras hidráulicas, donde su

finalidad es determinar el periodo de retorno de un evento de determinada para el diseño hidrológico (Fattorelli y Fernández 2011).

2.2.12. Modelos de Distribución de Probabilidades

El análisis de frecuencias tiene la finalidad la estimación de precipitaciones, intensidades o caudales para diferentes períodos de retorno, mediante el uso de distribuciones probabilísticas (ICG 2011).

Según el manual (MTC,2008), nos describe lo siguiente.

- Distribución Normal

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{S}\right)^2}$$

Donde

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

- Distribución Log Normal 2 Parámetros

$$P(x < xi) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{xi} e^{\left(\frac{-(x-X)^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde

X son los parámetros de la distribución.

S son los parámetros de la distribución.

- Distribución Log Normal 3 Parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-u_y}{S_y}\right)^2}$$

Donde

X_0 son parámetros de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

- **Distribución Gamma 2 Parámetros**

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Dónde

γ son parámetro de forma

β : parámetro de escala

- **Distribución Gamma 3 Parámetros**

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Dónde

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

- **Distribución Log Pearson Tipo III**

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Dónde

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

- **Distribución Gumbel**

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Dónde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización

2.2.13. Pruebas de Bondad de Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste lo definen como pruebas de hipótesis que se usan para evaluación de conjuntos de datos de la muestra que trabaja independiente a la distribución probabilística seleccionada; se tiene entre ellas el chi cuadrado y el Kolgomorov – Smirnov (MTC, 2008).

2.2.14. Análisis de Tormentas

Una tormenta de diseño lo definen como el patrón de lluvia para utilizarse en los diseños de un sistema hidrológico, donde se utiliza como la entrada al sistema, y los caudales resultantes de éste se calculan utilizando transformación lluvia escorrentía y su tránsito de avenidas (MTC, 2008).

2.2.15. Curvas Intensidad –Duración – Frecuencia

Se define a las curvas IDF como una representación gráfica de la relación entre intensidad en un determinado tiempo y su frecuencia de ocurrencia (Fattorelli & Fernández, 2011).

2.2.16. Intensidad

La intensidad lo definen como la tasa temporal de precipitación, es decir, la altura d lamina d agua por unidad de tiempo (mm/h) (MTC, 2008).

$$i = \frac{P}{Td}$$

P: profundidad de lluvia (mm)

Td: Duración

2.2.17. Tiempo de Concentración

Lo definen como el tiempo que toma la partícula de agua más lejana en llegar hasta el punto de aforo (MTC, 2008).

Tabla 3

Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Método y fecha	Ecuación tc (minutos)
	$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$

Kirpich (1940)	Dónde: L: longitud canal desde aguas arriba hasta la salida (m). S: Pendiente (m/m).
California Curverts Practice (1940)	$T_c = 0.0195 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ Dónde: L: longitud canal desde aguas arriba hasta la salida (m). S: Diferencia de niveles (m).
Itzzard (1946)	$T_c = \frac{525 (0.0000276i + c)l^{0.33}}{S^{0.333} j^{0.667}}$ Dónde: I: Intensidad (mm/h) C: Coeficiente de retardo. L: longitud canal desde aguas arriba hasta la salida (m). S: Diferencia de niveles (m).

Fuente: (MTC, 2008)

2.2.18. *Hietograma*

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación o de su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados.

2.2.19. *Precipitación total y efectiva*

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (Pe), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo (MTC 2008), donde la diferencia entre hietograma de lluvia total y de exceso de precipitación son las pérdidas (filtración con intercepción) y abstracciones.

2.2.20. Estimación de Caudales

En caso no existan datos de aforo, se utilizarán los datos de precipitación como datos de entrada y que producen una escorrentía, cabe mencionar que es recomendable el uso de Hec-Hms para la transformación de lluvia a escorrentía (MTC 2008).

2.2.21. Avenida de Diseño

La Avenida de Diseño es el caudal que se escoge para dimensionar una estructura hidráulica, es por ello que se debe considerar criterios justificados para la selección del caudal de diseño (MTC 2008).

2.2.22. Hidráulica Computacional

El programa Hec-Ras es un modelo hidráulico desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers), en la cual podemos encontrarla libre sin costo (Ver figura 1); a lo largo de los años es usado para la resolución de problemas fluviales, las cuales resuelve mediante el algoritmo de Volúmenes Finitos Implícitos (Ver figuras 2).

Figura 1.

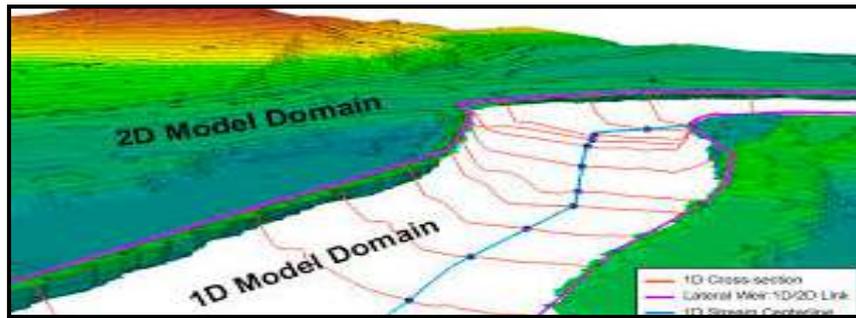
HEC-RAS en cualquiera de sus versiones

Versión HEC-RAS	Model. 1D	Model. Cuasi-2D	Model. 2D	Flujo Permanente	Flujo No Permanente	Análisis de Transporte de Sedimentos	Análisis de Calidad de Agua
2.2	✓			✓			
3.1.3	✓			✓	✓		
4.1.0	✓	✓		✓	✓	✓	✓
5.0	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Fuente: (EADIC)

Figura 2

Modelo Hec-ras.



Fuente: (EADIC)

2.3. Marco conceptual

2.3.1. Avenida extraordinaria

Es una escorrentía superficial que fue originada por eventos inusuales con gran intensidad de lluvia y poca duración.

2.3.2. Avenida máxima

Es una escorrentía superficial que fue originada por eventos máximos que suceden en la temporada de lluvia y son recurrentes.

2.3.3. Defensa ribereña

Son estructuras que brindan seguridad al cauce de los ríos o lagunas por desbordamientos pluviales o fluviales.

2.3.4. Hidrodinámica

Es el estudio del movimiento de flujos de agua mediante ecuaciones, modelos empíricos o modelos numéricos para mejor representación.

2.3.5. Llanura de inundación

Es el lugar donde es vulnerable ante inundaciones debido a sus planicies.

2.3.6. Modelo hidrológico

Es un modelo que representa los procesos físicos e hidrológicos de una cuenca hidrográfica.

2.3.7. Modelo hidráulico

Es un modelo que representa los procesos hidráulicos de una cuenca hidrográfica mediante una simulación hidrodinámica.

2.3.8. Ribera

Es el borde u orilla de un cuerpo de agua, es además usado para la delimitación de fajas marginales.

2.3.9. Planicie

Son zonas que se encuentran cerca de un cuerpo de agua que puede ser vulnerado por el mismo desbordamiento a ellas.

2.3.10. Vida Útil

Es la cantidad de años de una estructura que trabaja al máximo de su operación

2.4. Sistema de hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

Implícita

2.4.2. Variables

Variable Independiente: Modelamiento hidrológico e hidráulico

Variable Dependiente: Diseño hidráulico de la defensa ribereña

2.4.3. Operacionalización de Variables

Variables	Dimensión	Indicador	U.M
Variable	Parámetros	Caudal de diseño	M ³ /seg
Independiente:	hidrológicos	Periodo de retorno	Años
“Diseño hidráulico de defensa ribereña”	Parámetros hidráulicos	Tirante máximo	Metros
		Velocidad del flujo	M ² /seg
Variable		Características	Metros / Talud
Dependiente:	Modelo hidrológico	geomorfológicas	
		Datos hidroclimáticas	mm / M ³ /seg

“Modelos numéricos”	Modelo hidráulico.	Topografía	Metros
		Hidrograma de entrada	M ³ /seg

III. MATERIALES Y METODOS

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de Investigación: Aplicada

3.1.2. Nivel de Investigación: Descriptiva

3.2. Área de estudio

La Comunidad del Sector Pampa Hospital, que se encuentra vulnerable ante desbordes del río Tumbes ocasionado por intensas lluvias.

Figura 3.

Sector Pampa de Hospital



Fuente: (Google Earth)

3.3. Diseño de Investigación

La investigación consiste en representar modelamientos hidráulicos e hidrológicos mediante modelos numéricos para tener un buen diseño hidráulico de la defensa ribereña para el Sector Pampa Grande; en la cual se detalla en la mediante expresión.



Donde:

M = Diseño hidráulico de la defensa ribereña

D = Modelamiento hidrológico e hidráulico

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Se desarrollará con descarga de información de caudales mediante la plataforma de Senamhi para el desarrollo de la investigación, en caso que haya carencia en los datos se necesitara usar metodologías de transformación lluvia y escorrentía.

En la parte de la topografía es proporcionada por el Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes, en la cual se cuenta con 6 Kilómetros, además de la información de sus estructuras que lo contiene el cauce.

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento de datos se usará el modelo hidrológico Hec-Hms y el modelo bidimensional Hec-ras para la simulación hidrodinámica, cabe mencionar que se necesita información de caudales para diferentes periodos de retorno para el estudio de avenidas máximas.

3.5.1. Estudio hidrológico

La finalidad de este subcapítulo es la obtención de los caudales que debe soportar la estructura diseñada mediante un análisis de frecuencia con las distribuciones probabilísticas.

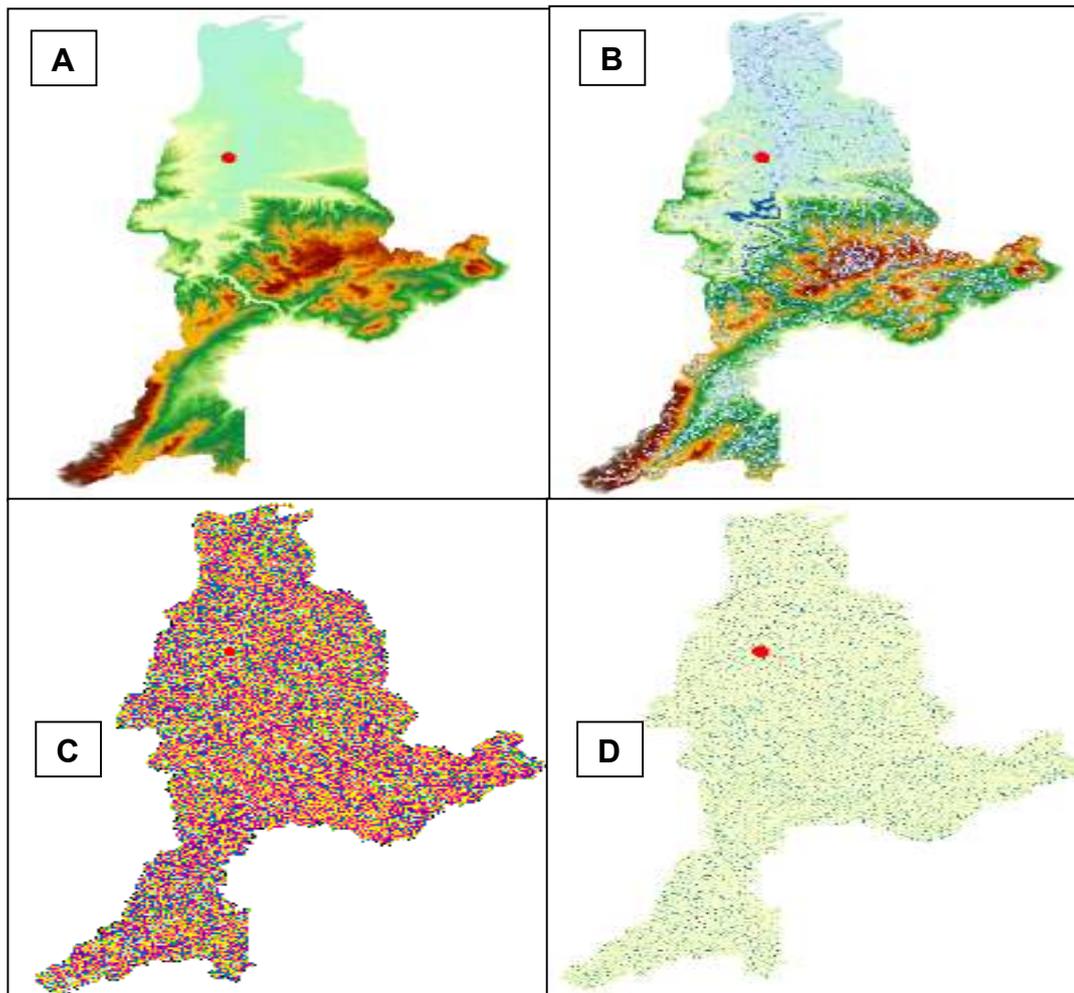
Como primer paso es la delimitación de la cuenca de estudio, basándonos en un punto de aforo que representa la estación hidrométrica.

Es por eso que usamos el software Hechms para la delimitación de la cuenca, debido que diversos estudios mencionan que su proceso para obtener las subcuencas, es muy parecido al sistema de información geográfica como ArcGIS y QGIS.

El proceso consta de tener un modelo digital de elevación de la cuenca integral que, dentro de ella se encuentra nuestra área de estudio; además de tener el punto de aforo posicionado (Figura 4a). Posterior a ella, se procede a calcular los puntos vacíos o fuera de lo común, que pueda perjudicar al recorrido del cauce (Figura 4b).

El tercer paso es la obtención de la dirección del flujo (Figura 4c), que representa a que dirección se mueve el flujo y esto se basa en las pendientes obtenidas del modelo digital de elevación. De igual manera con el flujo acumulado que calcula la red hidrográfica y lo clasifica según el área de drenaje de cada punto de aforo de los cauces involucrados (Figura 4d).

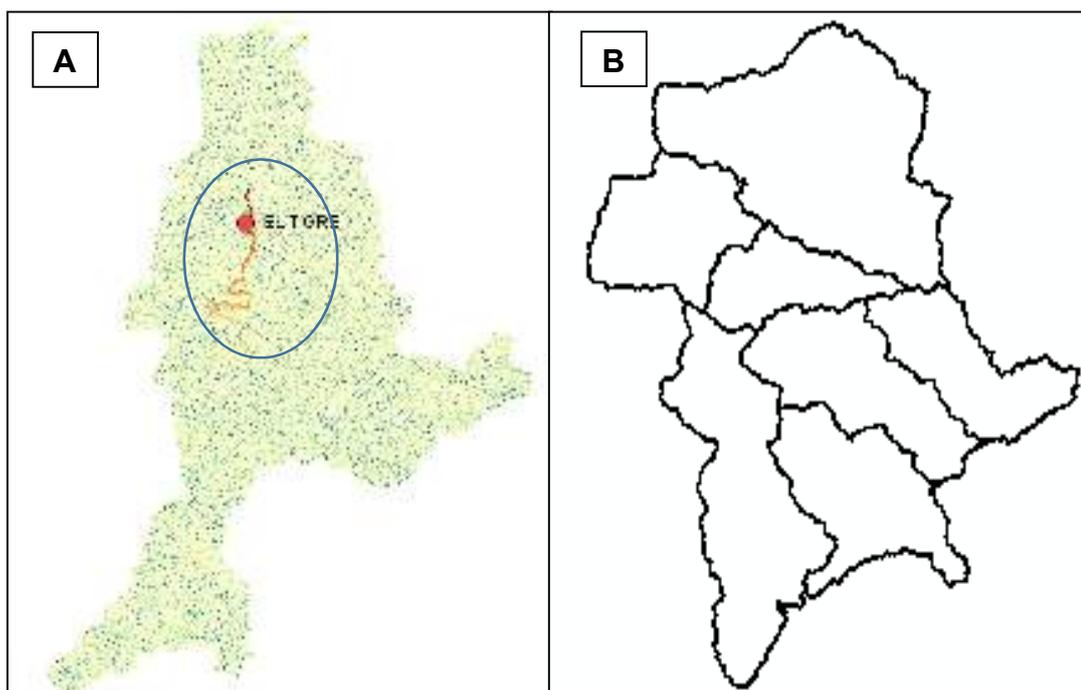
Figura 4
Procesos de la delimitación de cuenca I



Fuente: (Hechms)

Finalmente se visualiza el tramo principal que genera mayores áreas de drenaje (Figura 5a), y se empieza a delimitar considerando la Estacion hidrométrica “El Tigre”. Generándose 7 subcuencas (Figura 5b).

Figura 5
Procesos de la delimitación de cuenca II



Fuente: (Hechms)

Las subcuencas tienen áreas mayores a 30 kilómetros cuadrados y sus características geométricas son las siguientes.

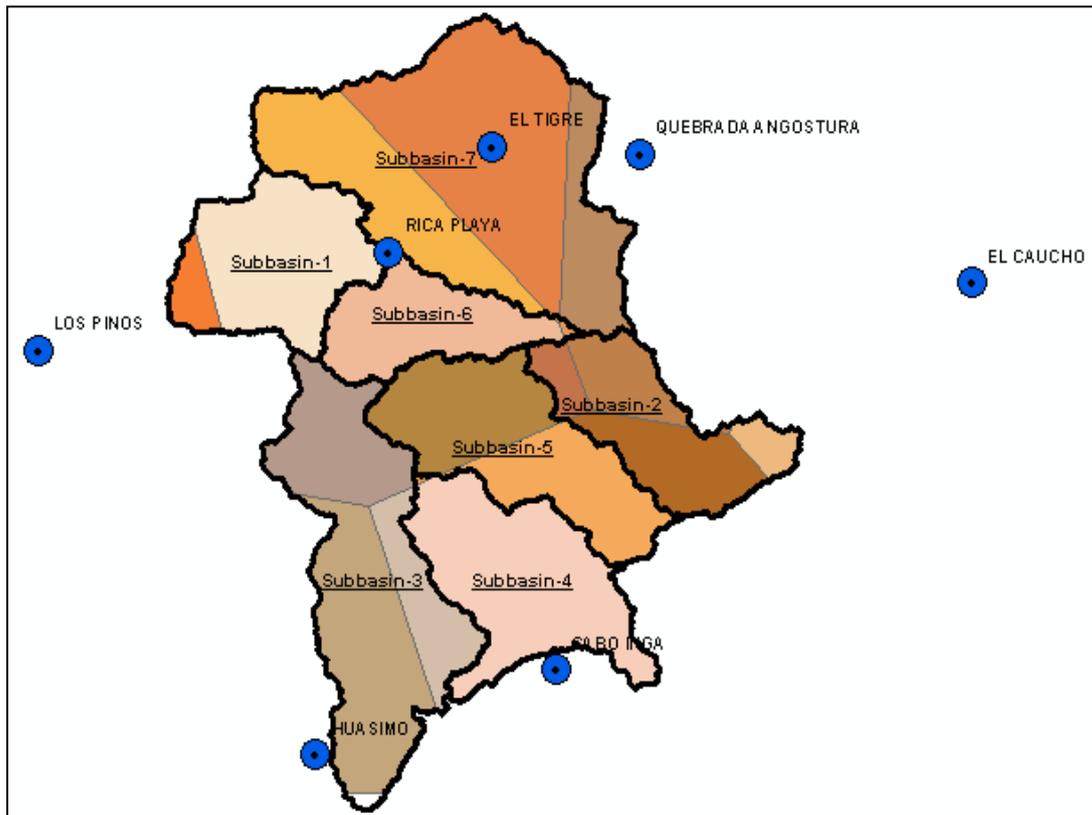
Tabla 4
Características geométricas de la cuenca

ID	Nombre	Centroide x	Centroide y	Área km ²
0	Subbasin-1	550323.25	9579025.28	50.61
1	Subbasin-2	567371.76	9571987.13	45.61
2	Subbasin-3	554517.79	9565337.68	88.79
3	Subbasin-4	561254.35	9565350.20	57.56
4	Subbasin-5	561102.07	9571058.25	58.42
5	Subbasin-6	556973.82	9576291.56	33.18
6	Subbasin-7	558954.65	9582886.19	131.20

Fuente: (Hechms)

Teniendo el área de la cuenca ya delimitada, se empieza a mapear las estaciones pluviométricas dentro o cerca de nuestra delimitación, y se visualiza sus áreas de influencias (método de polígonos de thissen) de cada estación con su superficie.

Figura 6
Influencia areal de las estaciones



Fuente: (Elaborado en ArcGIS)

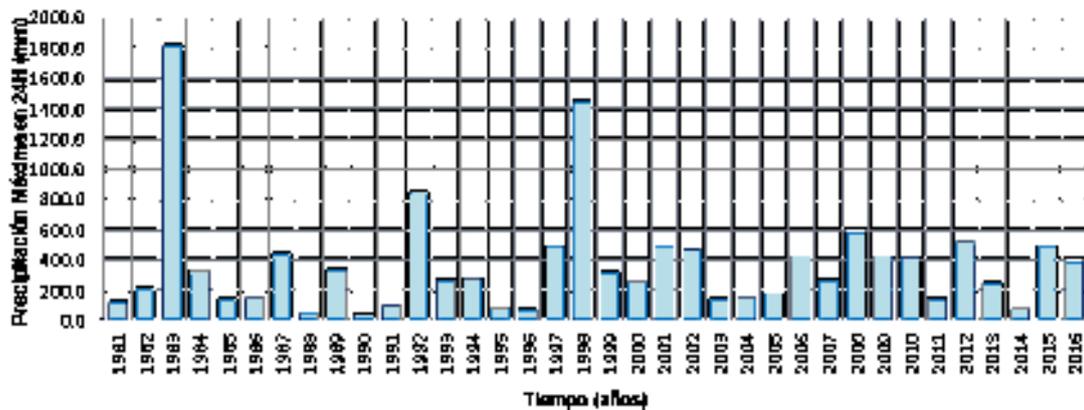
Un total de solo 7 estaciones para la realización del estudio hidrológico y la representación del modelo hidrológico; es por eso que se usara la información grillada Pisco para dar mayor confiabilidad en los resultados. Debido que este producto da buenos resultados en la costa norte del territorio peruano, y fue elaborado basándose en las estaciones de superficie.

Las estaciones escogidas tienen una información de 36 años, dando inicio el 1-1-1981 y culminando finales de 12-2016, debido que su nueva actualización aún se encuentra en un estado “inestable”. Significando que le falta la aplicación de su algoritmo que cumple con la homogenización y control calidad en la información.

Se necesita las máximas precipitaciones anuales para el análisis de frecuencia, con la finalidad de obtener la lluvia extraordinaria que podría suceder en un evento centenario. Por lo que, con ello se podrá a diseñar estructuras sujetas al flujo del agua en los linderos y/o riberas. La vida útil para un periodo de retorno de 100 años, es de 25 años.

Es por eso que se necesita ordenar la información a un nivel mensual (Tabla 5), para sustraer mediante un análisis estadístico simple su media, desviación estándar, dato máximo y mínimo. Con ello podremos calcular la precipitación máxima anual. Y aplicar las distribuciones probabilísticas para proyectar a futuro la lluvia, que pueda ocurrir en un periodo centenario. La información máxima anual se visualiza en el siguiente Histograma.

Figura 7
Histograma anual de la Estacion Cabo Inga



Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla 6, se detalla las características estadísticas que tiene el registro máximo anual, para que pueda usarse en las distribuciones. Donde

Desviación estándar. indica qué tan dispersos están los datos con respecto a la media

Coficiente de asimetría. indicador que permiten establecer el grado de simetría que presenta una distribución de probabilidad de una variable aleatoria

Tabla 5
Datos mensuales de la estación Cabo Inga

ESTACIÓN CABO INGA													
Estación : CABO INGA				Longitud : 80° 24' "W"				Dpto. TUMBES					
Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)				Latitud : 6° 54' "S"				Prov. TUMBES					
				Altitud : 231 m.s.n.m.				Dist. SAN JACINTO					
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	0.3	105.2	119.4	51.6	0.8	1.4	0.0	0.0	0.4	0.6	0.1	1.3	119.4
1982	0.5	2.7	0.1	23.5	0.6	0.2	0.0	0.0	0.3	1.3	5.9	205.2	205.2
1983	986.1	666.0	764.4	1818.2	861.5	277.5	10.2	0.0	6.7	3.5	0.8	2.8	1818.2
1984	0.6	320.0	126.9	5.1	1.6	3.1	0.0	0.0	0.2	0.2	0.0	5.2	320.0
1985	7.9	20.7	137.2	2.7	1.2	1.2	0.0	0.0	0.1	1.6	0.0	3.4	137.2
1986	92.5	43.6	0.2	147.2	1.1	0.1	0.0	0.0	0.2	0.4	4.2	5.1	147.2
1987	202.4	359.7	436.2	112.4	2.8	0.5	1.5	0.2	2.7	0.2	0.2	1.7	436.2
1988	39.4	26.6	9.9	16.6	1.2	0.4	0.2	0.0	0.5	0.3	2.3	5.9	39.4
1989	112.0	330.8	118.2	52.2	0.9	3.3	0.0	0.1	0.2	1.6	0.3	0.2	330.8
1990	9.5	29.2	25.9	10.3	1.7	1.1	0.1	0.0	0.2	1.9	2.8	2.2	29.2
1991	1.4	94.9	46.9	5.7	18.0	0.7	0.0	0.0	0.1	1.5	0.9	8.1	94.9
1992	66.4	339.1	849.7	444.0	190.6	2.7	0.4	0.0	0.8	1.3	3.8	6.2	849.7
1993	11.2	261.7	212.8	116.4	57.6	2.1	0.8	0.1	0.5	7.7	0.1	4.1	261.7
1994	129.0	274.6	100.6	38.1	2.8	0.2	0.1	0.0	0.2	0.8	0.2	24.8	274.6
1995	30.0	77.5	51.4	7.3	21.9	0.2	0.8	0.1	0.2	1.1	6.8	13.3	77.5
1996	34.6	67.8	61.6	10.0	0.5	0.3	0.0	0.0	0.1	0.4	0.1	5.7	67.8
1997	14.2	52.0	177.0	128.7	59.9	16.5	1.4	0.6	20.8	5.8	119.1	488.0	488.0

1998	662.3	1438.6	550.3	715.5	155.2	14.6	1.5	0.0	1.3	3.8	0.1	3.7	1438.6
1999	9.9	206.4	200.3	315.7	61.6	1.7	0.1	0.0	1.6	0.8	0.1	5.2	315.7
2000	5.9	179.5	246.7	179.4	72.8	6.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	7.5	246.7
2001	85.2	68.7	489.3	147.1	7.5	0.3	0.0	0.0	0.2	0.1	5.4	10.2	489.3
2002	6.5	334.7	468.7	414.6	4.5	0.8	0.0	0.2	0.3	1.3	0.1	18.2	468.7
2003	84.5	140.3	39.5	25.6	2.9	3.7	0.2	0.1	0.2	0.2	0.3	15.3	140.3
2004	22.9	147.9	101.0	38.7	5.9	0.1	0.2	0.0	0.4	4.2	0.1	0.4	147.9
2005	1.8	17.4	181.4	13.2	0.1	0.8	0.0	0.0	0.0	0.2	3.1	14.5	181.4
2006	81.4	427.3	229.7	7.1	0.4	0.7	0.5	0.1	0.1	0.2	5.2	6.5	427.3
2007	126.2	9.1	257.5	82.2	0.5	0.3	0.0	0.1	0.1	0.3	0.4	6.5	257.5
2008	179.9	583.2	305.5	85.3	19.7	1.6	0.9	0.0	0.2	2.4	1.2	0.4	583.2
2009	423.1	309.1	253.5	25.7	3.5	0.5	0.0	0.1	0.3	0.2	1.8	9.8	423.1
2010	113.8	297.5	417.7	232.1	6.2	1.3	0.5	0.0	0.2	0.3	0.5	4.9	417.7
2011	25.5	66.2	5.7	138.7	1.4	1.1	4.9	0.0	0.2	1.1	2.1	13.7	138.7
2012	154.6	520.8	477.1	350.7	54.6	2.5	0.2	0.0	0.1	0.9	3.0	4.9	520.8
2013	42.3	64.6	238.4	31.4	14.4	0.2	0.0	0.1	0.1	4.3	0.0	2.9	238.4
2014	52.3	76.9	15.1	8.2	49.9	15.0	0.2	0.1	0.3	6.3	0.0	15.6	76.9
2015	25.0	115.8	489.4	212.6	92.6	4.5	0.9	0.0	0.1	8.2	3.1	13.3	489.4
2016	71.3	381.9	322.8	198.9	0.5	12.6	0.3	0.1	0.2	0.7	0.0	9.1	381.9
Promedio	108.7	234.9	236.9	172.6	49.4	10.5	0.7	0.1	1.1	1.8	4.8	26.3	363.3
Desv. Est.	197.8	269.8	215.3	322.5	146.0	46.0	1.9	0.1	3.6	2.2	19.7	85.9	363.4
Máximo	986.1	1438.6	849.7	1818.2	861.5	277.5	10.2	0.6	20.8	8.2	119.1	488.0	1818.2
Mínimo	0.3	2.7	0.1	2.7	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2	29.2

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 6
Precipitación máxima 24 horas

Nº	AÑO	ORDEN	P24	log(P24)			
1	1981	30	119.4	2.07			
2	1982	23	205.2	2.31			
3	1983	1	1818.2	3.25	Máximo valor histórico registrado		
4	1984	16	320.0	2.50			
5	1985	29	137.2	2.13			
6	1986	26	147.2	2.16			
7	1987	10	436.2	2.63			
8	1988	35	39.4	1.59			
9	1989	15	330.8	2.51			
10	1990	36	29.2	1.46	Mínimo valor histórico registrado		
11	1991	31	94.9	1.97			
12	1992	3	849.7	2.92			
13	1993	19	261.7	2.41			
14	1994	18	274.6	2.43			
15	1995	32	77.5	1.88			
16	1996	34	67.8	1.83			
17	1997	8	488.0	2.68			
18	1998	2	1438.6	3.15			
19	1999	17	315.7	2.49			
20	2000	21	246.7	2.39			
21	2001	7	489.3	2.68			
22	2002	9	468.7	2.67			
23	2003	27	140.3	2.14			
24	2004	25	147.9	2.17			
25	2005	24	181.4	2.25			
26	2006	11	427.3	2.63			
27	2007	20	257.5	2.41			
28	2008	4	583.2	2.76			
29	2009	12	423.1	2.62	Numero de datos n	36	36
30	2010	13	417.7	2.62	Suma Σ	13080.60	86.28
31	2011	28	138.7	2.14	Máximo	1818.20	3.25
32	2012	5	520.8	2.71	Mínimo	29.20	1.46
33	2013	22	238.4	2.37	Promedio \bar{x}	363.30	2.39
34	2014	33	76.9	1.88	Desviación estándar s	363.42	0.39
35	2015	6	489.4	2.68	Coficiente asimetría Cs	2.65	-0.23
36	2016	14	381.9	2.58	Cs/6 k	0.44	-0.04

Fuente: (Elaboración propia)

En todo registro pueda darse valores que se encuentran fuera de los rangos y podría ocasionar algunos posibles errores en los cálculos futuros. Estos datos fuera de lo común se llaman outliers y hay diversas metodologías para su corrección, en nuestro caso se usará el Método Water Resources Council. Y se muestra su cálculo en la tabla 7.

Tabla 7
Depuración de outliers

PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)	
n =	36
$K_n =$	2.639 *
<i>Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)</i>	
Umbral de datos dudosos altos (xH: unid. logarítmicas)	
$X_H = K_n \cdot \bar{x}$	X H = 3.44
Precipitación máxima aceptada	
$P_H = 10^{X_H}$	PH = 2723.9 mm
Umbral de datos dudosos bajos (x L: unid. logarítmicas)	
$X_L = K_n \cdot \bar{x}$	X L = 1.36
Precipitación mínima aceptada	
$P_L = 10^{X_L}$	PL = 22.8 mm

Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla 7, se menciona un coeficiente K_n , donde esta depende de la cantidad de datos a evaluar y se puede visualizar en la tabla 8. Además, la aplicación de las distribuciones se detalla en la tabla 9 y sus gráficos posteriores a ella.

Tabla 8
Valores K_n , para la prueba de datos dudosos

Valores K_n para la prueba de datos dudosos							
Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: (Ven Te Chow)

Tabla 9
Aplicación de las distribuciones probabilísticas

N	T	P(X≤xT)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		GUMBEL		LOGNORMAL		PEARSON III		LOGPEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	ESPERADO								
1	37.00	2.70%	1818.2	3.2596	1.9264	1063.4	2.3547	1219.1	1.9264	1428.3	2.6828	1338.3	1.8174	1294.0
2	18.50	5.41%	1438.6	3.1579	1.6068	947.3	1.8034	1018.7	1.6068	1069.2	1.8784	1046.0	1.5417	1007.9
3	12.33	8.11%	849.7	2.9293	1.3978	871.4	1.4761	899.8	1.3978	884.8	1.4275	882.1	1.3574	852.9
4	9.25	10.81%	583.2	2.7658	1.2367	812.8	1.2403	814.1	1.2367	764.6	1.1173	769.4	1.2130	748.3
5	7.40	13.51%	520.8	2.7167	1.1024	764.0	1.0546	746.6	1.1024	677.0	0.8828	684.2	1.0912	670.2
6	6.17	16.22%	489.4	2.6896	0.9856	721.5	0.9004	690.6	0.9856	609.0	0.6955	616.1	0.9842	608.2
7	5.29	18.92%	489.3	2.6896	0.8809	683.5	0.7678	642.4	0.8809	553.9	0.5404	559.7	0.8873	557.1
8	4.63	21.62%	488.0	2.6884	0.7850	648.6	0.6510	599.9	0.7850	507.8	0.4085	511.8	0.7980	513.8
9	4.11	24.32%	468.7	2.6709	0.6959	616.3	0.5461	561.8	0.6959	468.4	0.2943	470.3	0.7142	476.3
10	3.70	27.03%	436.2	2.6397	0.6120	585.8	0.4505	527.1	0.6120	434.1	0.1940	433.8	0.6348	443.2
11	3.36	29.73%	427.3	2.6307	0.5322	556.8	0.3622	495.0	0.5322	403.9	0.1047	401.4	0.5588	413.7
12	3.08	32.43%	423.1	2.6265	0.4556	528.9	0.2801	465.1	0.4556	376.8	0.0246	372.3	0.4855	387.1
13	2.85	35.14%	417.7	2.6208	0.3817	502.1	0.2028	437.1	0.3817	352.4	-0.0478	346.0	0.4141	362.9
14	2.64	37.84%	381.9	2.5820	0.3097	475.9	0.1297	410.5	0.3097	330.1	-0.1137	322.0	0.3444	340.7
15	2.47	40.54%	330.8	2.5196	0.2394	450.3	0.0600	385.2	0.2394	309.8	-0.1740	300.1	0.2757	320.1
16	2.31	43.24%	320.0	2.5051	0.1702	425.2	-0.0068	360.9	0.1702	290.9	-0.2294	280.0	0.2079	301.0
17	2.18	45.95%	315.7	2.4992	0.1018	400.3	-0.0712	337.5	0.1018	273.5	-0.2806	261.4	0.1404	283.2
18	2.06	48.65%	274.6	2.4387	0.0339	375.7	-0.1337	314.8	0.0339	257.1	-0.3278	244.2	0.0731	266.4
19	1.95	51.35%	261.7	2.4178	-0.0339	351.0	-0.1945	292.7	-0.0339	241.8	-0.3717	228.3	0.0055	250.6
20	1.85	54.05%	257.5	2.4109	-0.1018	326.4	-0.2540	271.0	-0.1018	227.4	-0.4124	213.5	-0.0625	235.6
21	1.76	56.76%	246.7	2.3921	-0.1702	301.5	-0.3125	249.8	-0.1702	213.7	-0.4503	199.7	-0.1314	221.4
22	1.68	59.46%	238.4	2.3774	-0.2394	276.4	-0.3704	228.7	-0.2394	200.7	-0.4855	186.9	-0.2015	207.7
23	1.61	62.16%	205.2	2.3122	-0.3097	250.8	-0.4278	207.9	-0.3097	188.3	-0.5183	175.0	-0.2732	194.7

24	1.54	64.86%	181.4	2.2585	-0.3817	224.6	-0.4851	187.1	-0.3817	176.5	-0.5489	163.9	-0.3469	182.1
25	1.48	67.57%	147.9	2.1700	-0.4556	197.8	-0.5426	166.2	-0.4556	165.0	-0.5772	153.6	-0.4231	170.0
26	1.42	70.27%	147.2	2.1680	-0.5322	169.9	-0.6006	145.1	-0.5322	154.0	-0.6035	144.0	-0.5024	158.2
27	1.37	72.97%	140.3	2.1471	-0.6120	140.9	-0.6596	123.6	-0.6120	143.2	-0.6277	135.2	-0.5856	146.7
28	1.32	75.68%	138.7	2.1422	-0.6959	110.4	-0.7200	101.7	-0.6959	132.7	-0.6500	127.1	-0.6736	135.4
29	1.28	78.38%	137.2	2.1374	-0.7850	78.1	-0.7824	79.0	-0.7850	122.4	-0.6703	119.8	-0.7677	124.4
30	1.23	81.08%	119.4	2.0770	-0.8809	43.2	-0.8476	55.3	-0.8809	112.3	-0.6885	113.1	-0.8697	113.4
31	1.19	83.78%	94.9	1.9772	-0.9856	5.2	-0.9166	30.2	-0.9856	102.1	-0.7046	107.3	-0.9819	102.4
32	1.16	86.49%	77.5	1.8894	-1.1024	-37.3	-0.9911	3.2	-1.1024	91.8	-0.7183	102.3	-1.1082	91.4
33	1.12	89.19%	76.9	1.8861	-1.2367	-86.1	-1.0735	-26.8	-1.2367	81.3	-0.7294	98.3	-1.2546	80.0
34	1.09	91.89%	67.8	1.8311	-1.3978	-144.7	-1.1683	-61.2	-1.3978	70.3	-0.7374	95.4	-1.4325	68.1
35	1.06	94.59%	39.4	1.5960	-1.6068	-220.6	-1.2850	-103.6	-1.6068	58.2	-0.7416	93.8	-1.6662	55.1
36	1.03	97.30%	29.2	1.4652	-1.9264	-336.7	-1.4511	-164.0	-1.9264	43.5	-0.7423	93.6	-2.0308	39.6

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 8

Distribución Normal - Estacion Cabo Inga

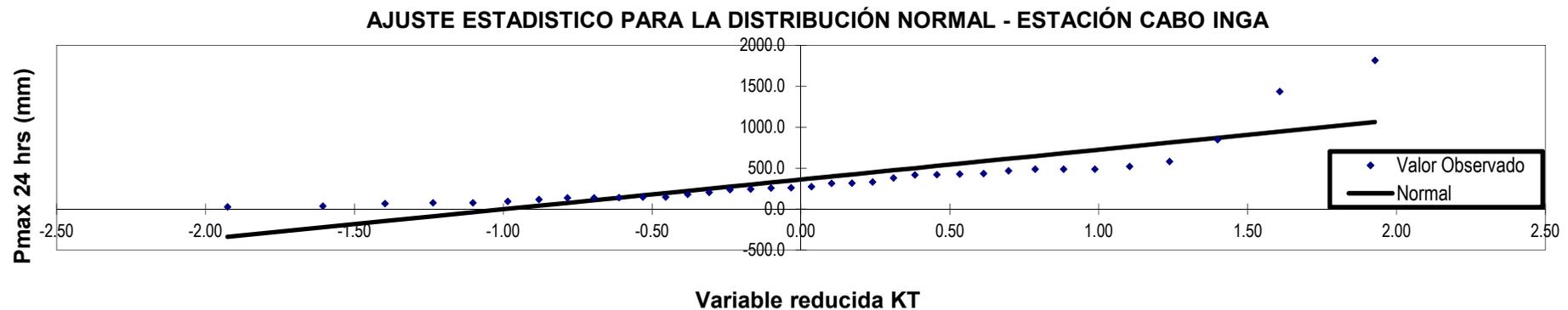


Figura 9
Distribución Gumbel - Estacion Cabo Inga

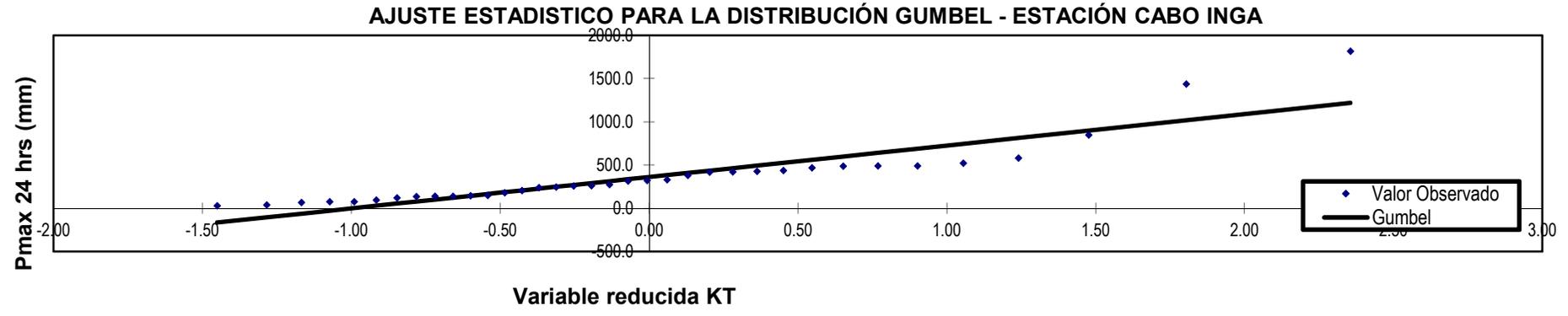


Figura 10
Distribución Log Normal - Estacion Cabo Inga

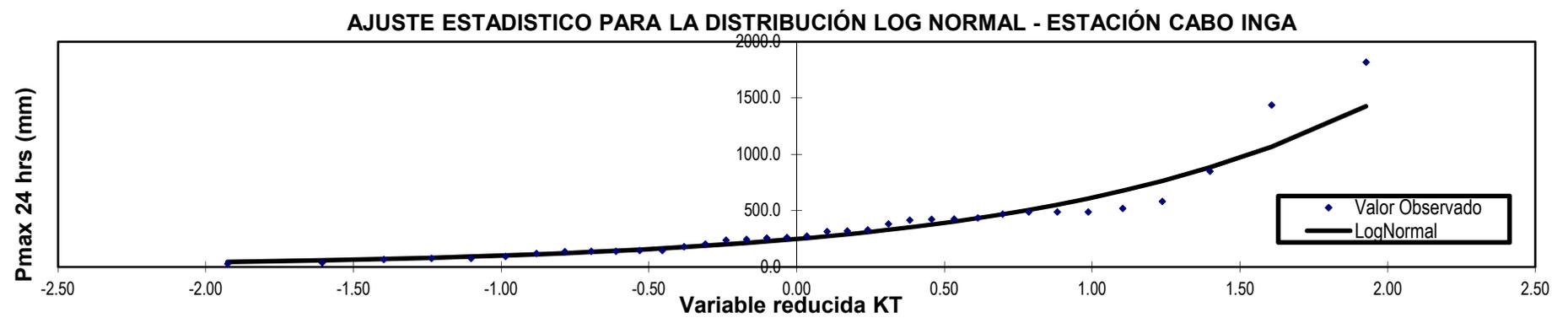


Figura 11
Distribución Pearson Tipo III - Estacion Cabo Inga

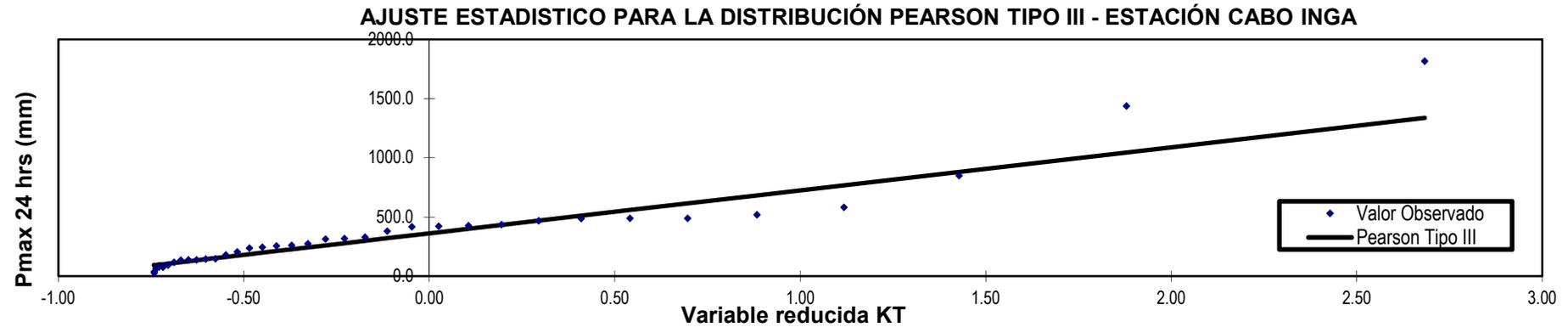
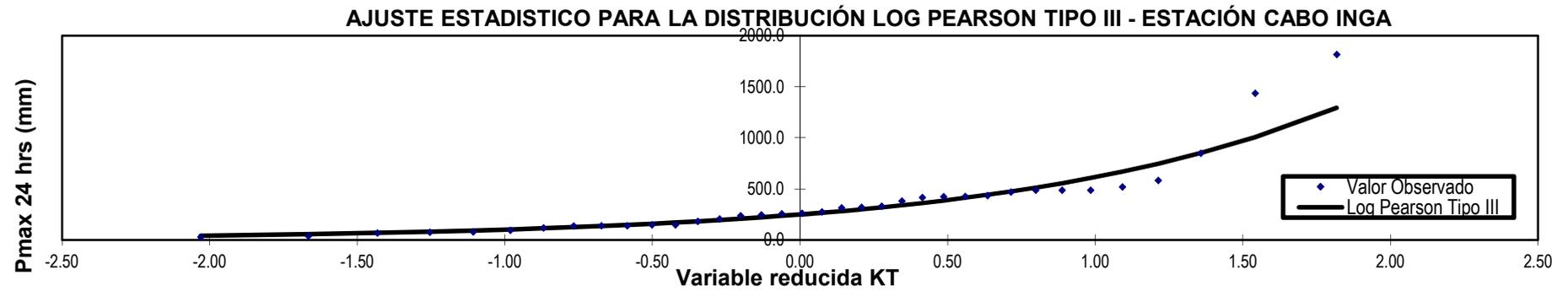


Figura 12
Distribución Log Pearson Tipo III - Estacion Cabo Inga



Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla 10, se aplica la prueba bondad de ajuste que nos ayudara a visualizar estadísticamente, que distribución se adecua mejor a nuestros datos. Por eso se usará el Kolgomorov, debido que es más usado en estudios hidrológicos para avenidas máximas. Dándonos como resultado que la distribución logaritmo normal se adecua mejor, teniendo el D-Máx menor que las otras distribuciones.

Tabla 10
Prueba bondad de ajuste

m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x_m) Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	F(y_m) Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	F(y_m) Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	F(y_m) Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	F(x_m) GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	1818.17	0.972973	0.999968744	0.02700	0.985839	0.01287	0.960880	0.01209	0.952364	0.02061	0.9967	0.02372
2	1438.60	0.945946	0.998455296	0.05251	0.973465	0.02752	0.899881	0.04606	0.893339	0.05261	0.9875	0.04151
3	849.69	0.918919	0.909589639	0.00933	0.911999	0.00692	0.881261	0.03766	0.875929	0.04299	0.9040	0.01490
4	583.16	0.891892	0.72736032	0.16453	0.825803	0.06609	0.866510	0.02538	0.862203	0.02969	0.7722	0.11967
5	520.83	0.864865	0.667616843	0.19725	0.791876	0.07299	0.598142	0.26672	0.859197	0.00567	0.7246	0.14022
6	489.38	0.837838	0.635624718	0.20221	0.771619	0.06622	0.603209	0.23463	0.604496	0.23334	0.6978	0.14008
7	489.28	0.810811	0.635525472	0.17529	0.771553	0.03926	0.644172	0.16664	0.642360	0.16845	0.6977	0.11314
8	487.99	0.783784	0.634188014	0.14960	0.770669	0.01311	0.667921	0.11586	0.664702	0.11908	0.6965	0.08726
9	468.70	0.756757	0.614049156	0.14271	0.756954	0.00020	0.672872	0.08388	0.669347	0.08741	0.6790	0.07775
10	436.20	0.729730	0.579443984	0.15029	0.731458	0.00173	0.688118	0.04161	0.683959	0.04577	0.6478	0.08193
11	427.29	0.702703	0.56982499	0.13288	0.723886	0.02118	0.720893	0.01819	0.715887	0.01318	0.6389	0.06383
12	423.12	0.675676	0.56531492	0.11036	0.720257	0.04458	1.000000	0.32432	0.762753	0.08708	0.6346	0.04103
13	417.68	0.648649	0.559418601	0.08923	0.715433	0.06678	1.000000	0.35135	0.785794	0.13714	0.6291	0.01957
14	381.91	0.621622	0.520364186	0.10126	0.681003	0.05938	1.000000	0.37838	0.800730	0.17911	0.5910	0.03058
15	330.80	0.594595	0.464312509	0.13028	0.622449	0.02785	1.000000	0.40541	1.000000	0.40541	0.5327	0.06191
16	320.00	0.567568	0.452526343	0.11504	0.608456	0.04089	1.000000	0.43243	1.000000	0.43243	0.5198	0.04775
17	315.66	0.540541	0.447794752	0.09275	0.602649	0.06211	1.000000	0.45946	1.000000	0.45946	0.5146	0.02595
18	274.61	0.513514	0.403551982	0.10996	0.542398	0.02888	0.184932	0.32858	1.000000	0.48649	0.4640	0.04954
19	261.70	0.486486	0.389850189	0.09664	0.521251	0.03476	0.148236	0.33825	1.000000	0.51351	0.4476	0.03884

20	257.55	0.459459	0.385476101	0.07398	0.514219	0.05476	0.860292	0.40083	1.000000	0.54054	0.4424	0.01709
21	246.66	0.432432	0.374072679	0.05836	0.495204	0.06277	0.984323	0.55189	1.000000	0.56757	0.4285	0.00397
22	238.45	0.405405	0.365544191	0.03986	0.480305	0.07490	0.999849	0.59444	1.000000	0.59459	0.4179	0.01251
23	205.21	0.378378	0.331734666	0.04664	0.414859	0.03648	1.000000	0.62162	1.000000	0.62162	0.3749	0.00346
24	181.36	0.351351	0.308264606	0.04309	0.362616	0.01127	1.000000	0.64865	1.000000	0.64865	0.3440	0.00739
25	147.92	0.324324	0.276660173	0.04766	0.282158	0.04217	1.000000	0.67568	1.000000	0.67568	0.3009	0.02341
26	147.24	0.297297	0.276037669	0.02126	0.280451	0.01685	1.000000	0.70270	1.000000	0.70270	0.3001	0.00276
27	140.30	0.270270	0.269693399	0.00058	0.262791	0.00748	1.000000	0.72973	1.000000	0.72973	0.2912	0.02097
28	138.74	0.243243	0.268273366	0.02503	0.258772	0.01553	1.000000	0.75676	1.000000	0.75676	0.2893	0.04601
29	137.21	0.216216	0.266889469	0.05067	0.254832	0.03862	1.000000	0.78378	1.000000	0.78378	0.2873	0.07111
30	119.41	0.189189	0.251038572	0.06185	0.208190	0.01900	1.000000	0.81081	1.000000	0.81081	0.2650	0.07582
31	94.88	0.162162	0.230039614	0.06788	0.143100	0.01906	1.000000	0.83784	1.000000	0.83784	0.2350	0.07286
32	77.53	0.135135	0.215792716	0.08066	0.098610	0.03653	1.000000	0.86486	1.000000	0.86486	0.2145	0.07934
33	76.93	0.108108	0.215312387	0.10720	0.097137	0.01097	1.000000	0.89189	1.000000	0.89189	0.2138	0.10567
34	67.78	0.081081	0.208021205	0.12694	0.075239	0.00584	1.000000	0.91892	1.000000	0.91892	0.2032	0.12214
35	39.45	0.054054	0.186394027	0.13234	0.020910	0.03314	1.000000	0.94595	1.000000	0.94595	0.1719	0.11782
36	29.19	0.027027	0.178922382	0.15190	0.008952	0.01808	1.000000	0.97297	1.000000	0.97297	0.1611	0.13404
n	36		Dmáx	0.20221		0.07490		0.97297		0.97297		0.14022
a	0.05		Dcritico > Dmax	Si se ajusta		Si se ajusta		No se ajusta		No se ajusta		Si se ajusta
Dcritico	0.22172		Mejor Ajuste	3		1		5		4		2

Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla 11, se obtiene las precipitaciones para diferentes tiempos de retorno con diversas distribuciones probabilísticas. Resaltando la distribución probabilística logaritmo normal que tiene mejor ajuste según la prueba de bondad.

Tabla 11
Precipitación máxima corregida

ESTACION CABO INGA															
		Promedio :		x =	$\frac{363.34}{9}$	y =	2.397	Coeficiente de corrección de Pmax por N° de lecturas (OMM)							
		Desviación estándar :		s =	$\frac{363.42}{1}$	sy =	0.393			f (2 lecturas)		1.13			
		Cs/6 :		k =	0.442	k =	-0.039								
T años	P(X≤x _T)	DISTRIB. NORMAL		DISTRIB. GUMBELL		DISTRIB. LOGNORMAL			DISTRIB. PEARSON III		DISTRIB. LOG PEARSON III			P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregida) mm
		K _T	x _T	K _T	x _T	K _T	x _T	10 ^{x_T}	K _T	x _T	K _T	X _t	10 ^{x_T}		
3	0.667	0.4307	519.9	0.2538	455.6	0.43	2.5663	368.4	0.0003	363.2	0.4615	2.5784	378.8	368.4	416.3
5	0.800	0.8416	669.2	0.7195	624.8	0.84	2.7280	534.5	0.4852	539.7	0.8508	2.7316	539.0	534.5	604.0
10	0.900	1.2816	829.1	1.3046	837.5	1.28	2.9011	796.3	1.2005	799.7	1.2534	2.8900	776.2	796.3	899.8
20	0.950	1.6449	961.1	1.8658	1041.4	1.64	3.0440	1106.7	1.9668	1078.1	1.5749	3.0165	1038.8	1106.7	1250.6
25	0.960	1.7507	999.6	2.0438	1106.1	1.75	3.0857	1218.1	2.2229	1171.2	1.6668	3.0526	1128.9	1218.1	1376.4
50	0.980	2.0537	1109.7	2.5923	1305.4	2.05	3.2049	1602.9	3.0442	1469.7	1.9252	3.1543	1426.7	1602.9	1811.3
100	0.990	2.3263	1208.8	3.1367	1503.3	2.33	3.3122	2052.0	3.9016	1781.3	2.1520	3.2436	1752.2	2052.0	2318.8
200	0.995	2.5758	1299.5	3.6791	1700.4	2.58	3.4103	2572.4	4.7918	2104.8	2.3549	3.3234	2105.8	2572.4	2906.8
300	0.997	2.7131	1349.3	3.9959	1815.5	2.71	3.4643	2913.0	5.3266	2299.1	2.4646	3.3666	2325.8	2913.0	3291.7
500	0.998	2.8782	1409.3	4.3947	1960.5	2.88	3.5293	3383.0	6.0145	2549.1	2.5949	3.4178	2617.2	3383.0	3822.8
1000	0.999	3.0902	1486.4	4.9355	2157.0	3.09	3.6127	4099.6	6.9718	2897.0	2.7594	3.4826	3037.9	4099.6	4632.6

Fuente: (Elaboración propia)

Para obtener la precipitación para diferentes duraciones o más conocido como la tormenta de diseño se usará el método de IILA – SENAMHI-UNI. Este método fue elaborado con una colaboración de una institución de investigación alemana con la institución nacional Senamhi y profesionales de la Universidad Nacional de Ingeniería.

El método se basa en obtener coeficientes regionales del área de nuestro estudio y se visualiza a continuación.

Tabla 12
Región Hidrológica y parámetros

Región hidrológica:	10 ₁	COSTA
Altitud media:	Y =	231 msnm
Duración de lluvia diaria (Perú):	t _g =	15.2 horas
Parámetro de zona:	e _g =	34.35 (adimensional)
Parámetro de intensidad :	a =	5.21 mm
Parámetro de frecuencia:	K =	1.45 (adimensional)
Parámetro de duración:	n =	0.434 (adimensional)
Parámetro de duración por región:	b =	0.2 horas

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 13
Subdivisión de zonas pluviométricas



Fuente: (Senamhi)

Tabla 13
Subdivisión de zonas pluviométricas

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0,553$	123 ₁	$\epsilon_g = 85,0$
		123 ₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₃	$\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$
		123 ₄	$\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$
		123 ₅	$\epsilon_g = 24,0$
		123 ₆	$\epsilon_g = 30,5$
		123 ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$
		123 ₈	$\epsilon_g = 26,6$
		123 ₉	$\epsilon_g = 23,3$
		123 ₁₀	$\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$
		123 ₁₁	$\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$
		123 ₁₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₁₃	$\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	5 a ₁	$\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₂	$\epsilon_g = 32 - 0,177 D_c$
		5 a ₃	$\epsilon_g = -13 + 0,010 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₄	$\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y > 1500)
		5 a ₅	$\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₆	$\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$
		5 a ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ (Y > 2000)
		5 a ₈	$\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$
		5 a ₉	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
		5 a ₁₀	$\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$
		5 a ₁₁	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 a ₁₂	$\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$
		5 a ₁₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$
		5 a ₁₄	$\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$	5 b ₁	$\epsilon_g = 4 + 0,010$ (Y > 1000)
		5 b ₂	$\epsilon_g = 41,0$
		5 b ₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$
		5 b ₄	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 b ₅	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,6}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	9 ₁	$\epsilon_g = 61,5$
		9 ₂	$\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30 ≤ D _m ≤ 110)
		9 ₃	$\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ (D _m ≤ 110)
10	$K'_g = 1,45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Fuente: (Senamhi)

Teniendo los coeficientes, se podrá obtener la precipitación e intensidades en diferentes periodos. Donde la tabla 14 y 15 se visualiza los resultados según la zona 10 (Tumbes). Y así obtener las curvas IDF.

Siendo:

t: duración de lluvia diaria (horas)

T: periodo de retorno en años

Para t entre 3 ~ 24 horas

$$P_t = a (1 + K \log T) t^n$$

$$I_t = a (1 + K \log T) t^{n-1}$$

Tabla 14
Precipitación de diseño para duración menor a 24horas

DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
1.00	60.00	76.78	164.59	245.20	340.77	375.06	493.57	631.85	792.09	1041.68
1.50	90.00	89.31	191.45	285.21	396.38	436.27	574.12	734.96	921.35	1211.67
2.00	120.00	99.89	214.12	318.98	443.31	487.92	642.09	821.97	1030.44	1355.13
4.00	240.00	129.48	277.55	413.47	574.63	632.46	832.30	1065.47	1335.68	1756.56
6.00	360.00	154.39	330.95	493.02	685.20	754.15	992.44	1270.47	1592.68	2094.53
7.00	420.00	165.07	353.85	527.13	732.61	806.33	1061.11	1358.37	1702.87	2239.45
8.00	480.00	174.92	374.96	558.59	776.32	854.44	1124.42	1439.42	1804.48	2373.07
10.00	600.00	192.71	413.09	615.39	855.26	941.33	1238.76	1585.79	1987.97	2614.38
11.00	660.00	200.84	430.54	641.38	891.38	981.08	1291.07	1652.76	2071.93	2724.79
12.00	720.00	208.57	447.11	666.06	925.68	1018.84	1340.76	1716.37	2151.66	2829.66
24.00	1440.00	281.78	604.03	899.83	1250.57	1376.42	1811.33	2318.77	2906.84	3822.79

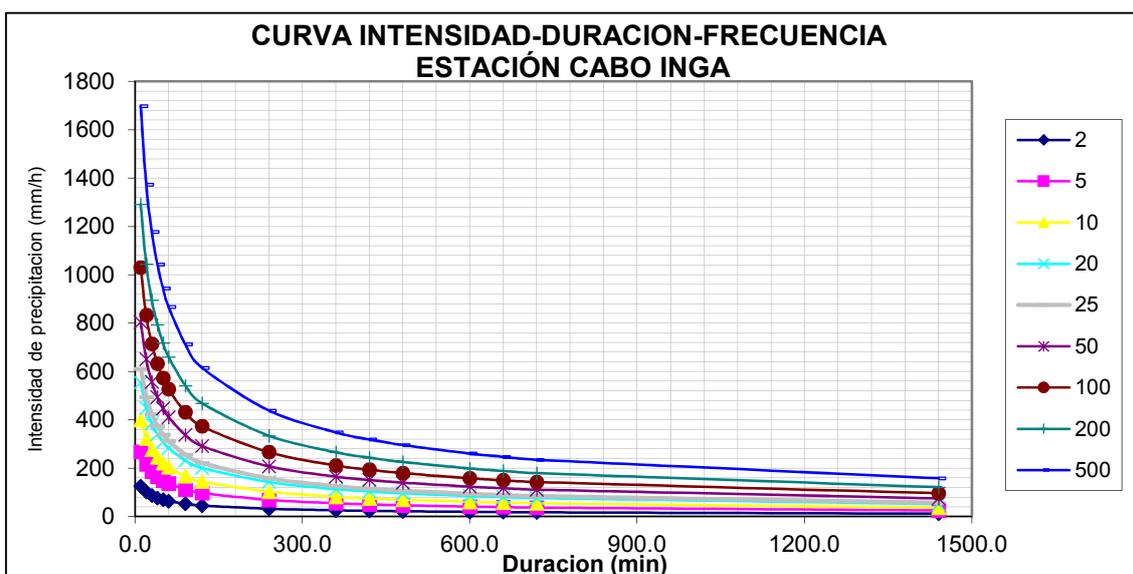
Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 15
Intensidades de diseño para duración menor a 24horas

DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
1.00	60.00	63.99	137.16	204.33	283.98	312.55	411.31	526.54	660.08	868.07
1.50	90.00	52.54	112.62	167.77	233.17	256.63	337.72	432.33	541.97	712.75
2.00	120.00	45.40	97.33	144.99	201.51	221.78	291.86	373.62	468.38	615.97
4.00	240.00	32.37	69.39	103.37	143.66	158.12	208.08	266.37	333.92	439.14
6.00	360.00	25.73	55.16	82.17	114.20	125.69	165.41	211.74	265.45	349.09
7.00	420.00	23.58	50.55	75.30	104.66	115.19	151.59	194.05	243.27	319.92
8.00	480.00	21.86	46.87	69.82	97.04	106.80	140.55	179.93	225.56	296.63
10.00	600.00	19.27	41.31	61.54	85.53	94.13	123.88	158.58	198.80	261.44
11.00	660.00	18.26	39.14	58.31	81.03	89.19	117.37	150.25	188.36	247.71
12.00	720.00	17.38	37.26	55.51	77.14	84.90	111.73	143.03	179.31	235.80
24.00	1440.00	11.74	25.17	37.49	52.11	57.35	75.47	96.62	121.12	159.28

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 16
Curvas IDF- Estacion Cabo Inga



Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 17
Método del bloque alterno

METODO DEL BLOQUE ALTERNO						
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION	
min	mm/hr	mm	mm	min	mm	
5	1,637.08	136.42	136.42	0-5	14.79	
10	1,165.34	194.22	57.80	5-10	15.44	
15	955.22	238.80	44.58	10-15	16.20	
20	829.53	276.51	37.70	15-20	17.09	
25	743.55	309.81	33.30	20-25	18.13	
30	679.96	339.98	30.16	25-30	19.41	
35	630.46	367.76	27.78	30-35	20.99	
40	590.49	393.66	25.89	35-40	23.06	
45	557.36	418.02	24.35	40-45	25.90	
50	529.29	441.07	23.05	45-50	30.17	
55	505.12	463.03	21.95	50-55	37.71	
60	484.02	484.02	20.99	55-60	57.80	
65	465.39	504.17	20.15	60-65	136.42	
70	448.78	523.58	19.40	65-70	44.58	
75	433.85	542.32	18.73	70-75	33.30	
80	420.34	560.45	18.13	75-80	27.79	
85	408.02	578.04	17.58	80-85	24.35	
90	396.75	595.12	17.08	85-90	21.95	
95	386.37	611.75	16.62	90-95	20.15	
100	376.77	627.95	16.20	95-100	18.74	
105	367.86	643.76	15.81	100-105	17.59	
110	359.56	659.21	15.44	105-110	16.63	
115	351.81	674.31	15.10	110-115	15.81	
120	344.55	689.09	14.78	115-120	15.10	

Fuente: (Elaboración propia)

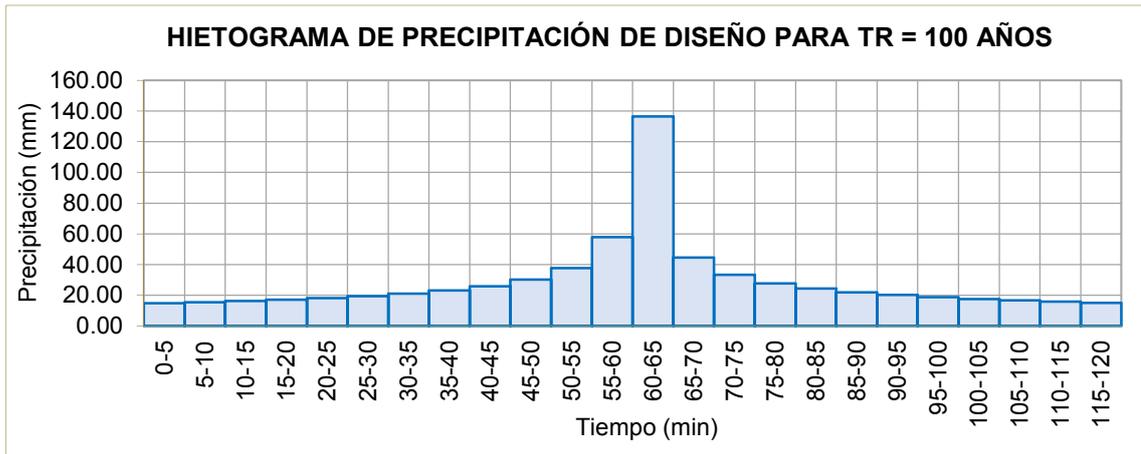
Curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF)

$$I = \frac{2.6551 \cdot 10 \cdot T^{0.4509}}{t^{0.49}}$$

I: Intensidad máxima (mm/h)
T: Período de retorno en años =100
t: Duración de la precipitación (min)

Figura 14

Hietograma de TR 100 años - Cabo Inga



Fuente: (Elaboración propia)

3.5.2. Modelo hidrológico

La finalidad de este subcapítulo es la representación de los procesos hidrológicos con el modelo Hechms, la cual es un modelo con un enfoque agregado que usa como coeficiente de Calibración, el número de curva SCS:

Los procesos de cada subcuenca son los siguiente.

- Método de pérdida.

Mientras que un elemento de subcuenca representa conceptualmente la infiltración, la escorrentía superficial y los procesos del subsuelo que interactúan juntos, los cálculos de infiltración reales se realizan mediante un método de pérdida contenido dentro de la subcuenca.

Se proporcionan un total de doce métodos de pérdida diferentes. Algunos de los métodos están diseñados principalmente para simular eventos, mientras que otros están destinados a la simulación continua. Todos los métodos conservan la masa.

Es decir, la suma de la infiltración y la precipitación que quedan en la superficie siempre será igual a la precipitación total entrante. La idoneidad de los diversos métodos para la simulación continua y de eventos se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 18
Métodos de pérdida

Método	Evento	Continuo
Déficit y constante		sí
Exponencial	sí	
Verde y amplio	sí	
Déficit cuadrículado y constante		sí
Green y Ampt cuadrículados	sí	
Número de curva SCS cuadrículada	sí	
Contabilidad de la humedad del suelo		sí
Inicial y constante	sí	
Verde en capas y Ampt		sí
Número de curva SCS	sí	
Smith Parlange	sí	
Contabilidad de la humedad del suelo		sí

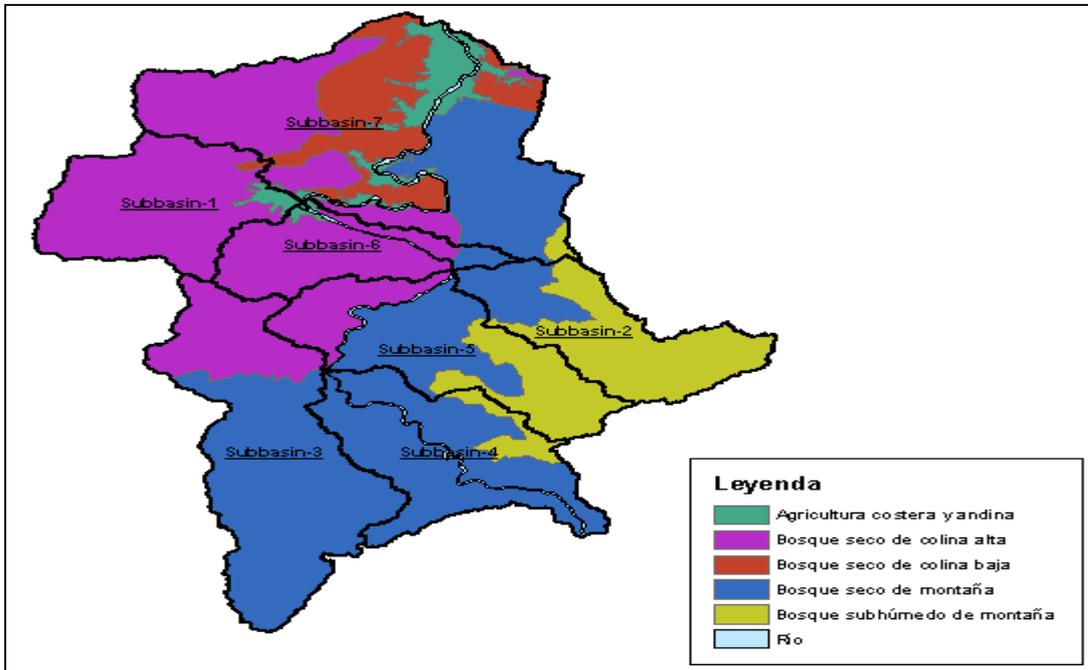
Fuente: (Elaboración propia)

El manual de Hechms, menciona lo siguiente del método a usar....

“El método de número de curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) implementa la metodología de número de curva para pérdidas incrementales (NRCS, 2007). El método de pérdida de número de curva SCS solo debe usarse para la simulación de eventos. Originalmente, la metodología estaba destinada a calcular la infiltración total durante una tormenta. El programa calcula la precipitación incremental durante una tormenta al volver a calcular el volumen de infiltración al final de cada intervalo de tiempo”.

Para el cálculo del número de curva SCS, se necesita insumos cartográficos como el uso de suelo (cobertura vegetal) y tipo de suelo.

Figura 15
Cobertura Vegetal



Fuente: (Elaboración propia)

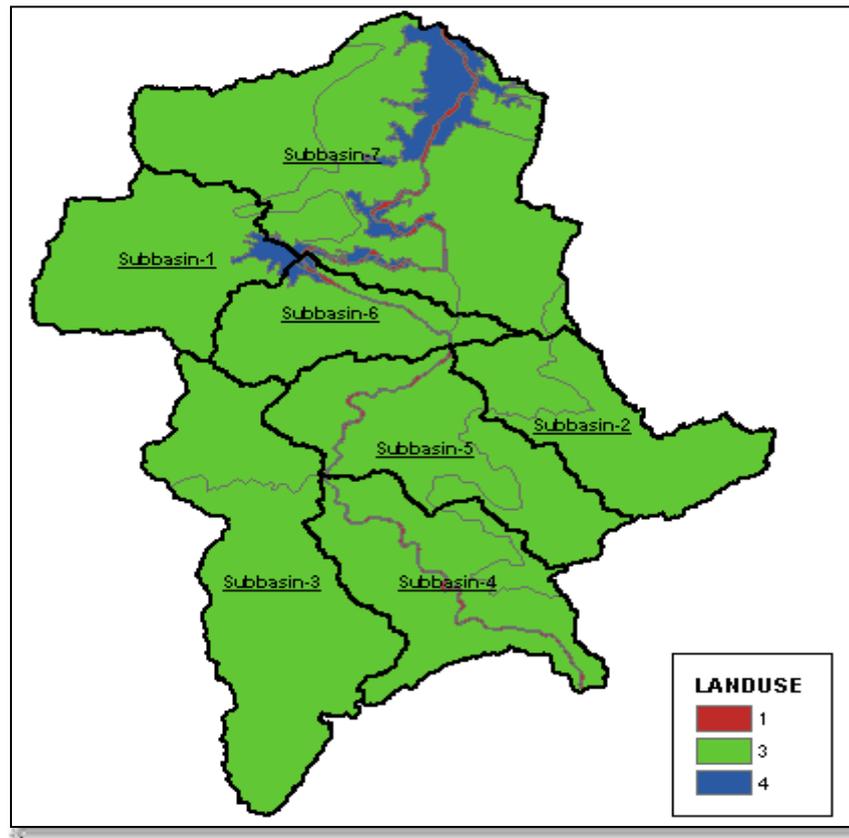
Se reclasifica de acuerdo a 4 categorías (Según tabla 19), teniendo como resultado la figura 16.

Tabla 19
Clasificación de uso de suelo SCS

Clasificación original		Reclasificación	
Numero	Descripción	Numero	Descripción
11	Agua a cielo abierto	1	Agua
90	Humedales leñosos		
95	Humedales herbáceos emergentes		
21	Poblados en espacios abiertos	2	Residencial media
22	Poblados de baja intensidad		
23	Poblados de mediana densidad		
24	Poblados de alta densidad		
41	Bosques secos	3	Bosque
42	Bosques verdes		
43	Bosques mixtos		
31	Tierra fértil	4	Agricultura
52	Arbustos/matorrales		
71	Pastizales/herbáceas		
81	Pasto/heno		
82	Cultivos		

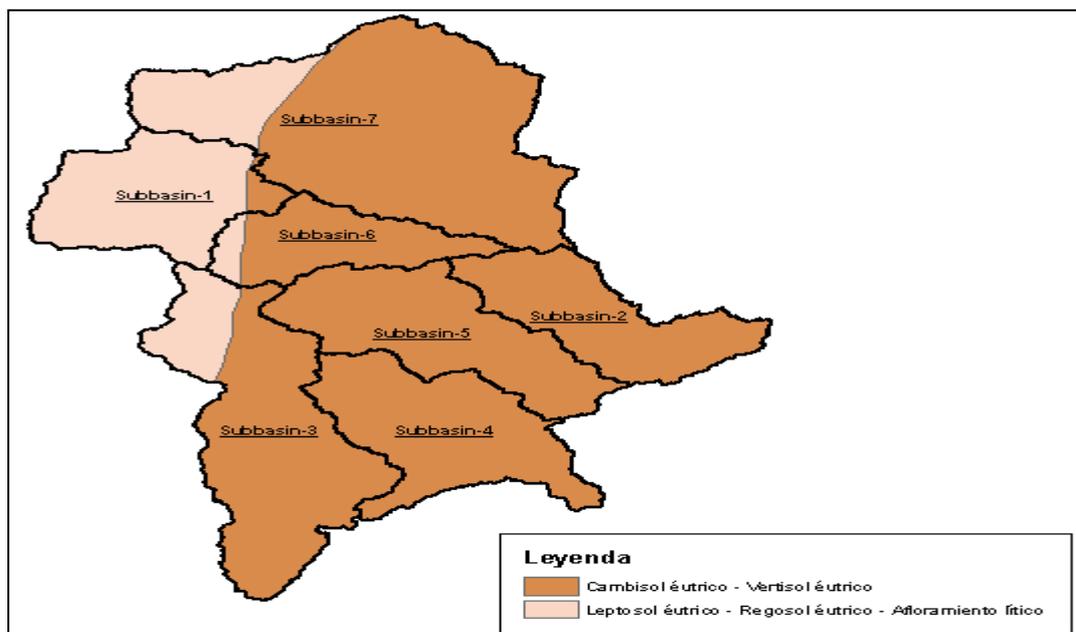
Fuente: (Aguay Gis)

Figura 16
Reclasificación de uso de suelo



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 17
Tipo de suelo



Fuente: (Elaboración propia)

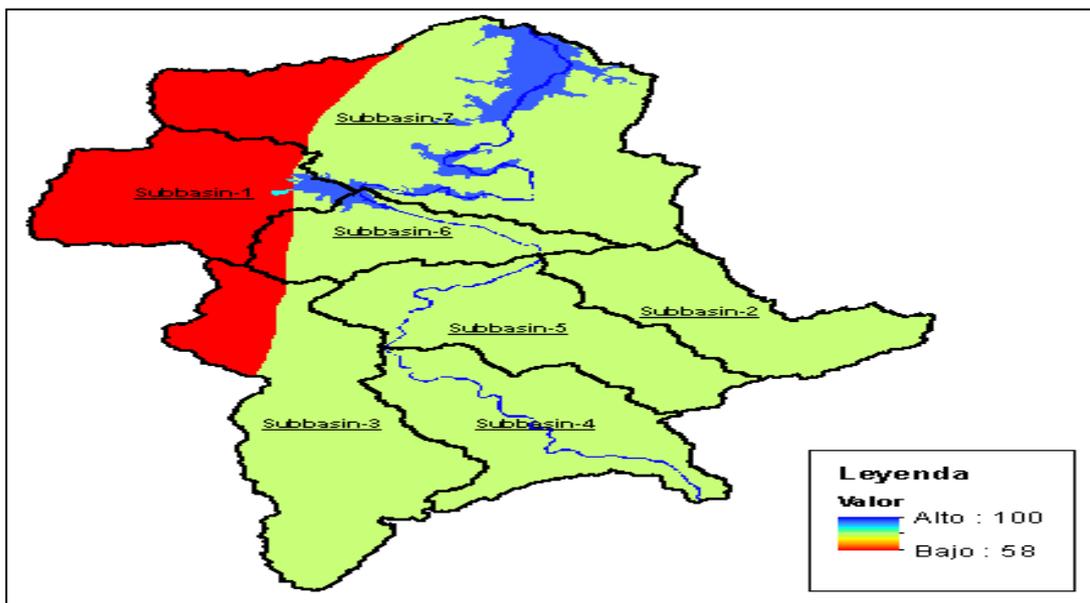
Y el tipo de suelo se clasifica en A, B, C y D; la cual depende de las características del suelo mismo y se combina con una nueva tabla 20 y su resultado posterior.

Tabla 20
Clasificación según suelo y cobertura

ID	Descripción	A	B	C	D
1	Agua	100	100	100	100
2	Residencial media	57	72	81	86
3	Bosque	30	58	71	78
4	Agricultura	67	77	83	87

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 18
Numero de curva por subcuenca



Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 21
CN y sus características por subcuenca

Subcuencas	CN	Rios	Pendientes
		L (Km)	Y
1	59.39	21.78668	0.27205
2	71	20.70642	0.48929
3	68.77	19.04481	0.35957
4	71.79	24.4594	0.35465
5	71.4	13.79086	0.2181
6	70.38	10.97066	0.22939
7	70.54	28.66356	0.19623

Fuente: (Elaboración propia)

- **Método de transformación**

Mientras que un elemento de subcuenca representa conceptualmente la infiltración, la escorrentía superficial y los procesos del subsuelo que interactúan juntos, los cálculos reales de la escorrentía superficial se realizan mediante un método de transformación contenido dentro de la subcuenca.

Tabla 22
Métodos de transformación

Método
Hidrograma unitario
Onda cinemática
Método lineal casi distribuido
Onda de difusión bidimensional

Fuente: (Elaboración propia)

El manual de Hechms, menciona lo siguiente del método a usar....

“El método de hidrograma unitario del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) define un hidrograma unitario curvilíneo al establecer primero el porcentaje de escorrentía unitaria que ocurre antes del flujo máximo (NRCS, 2007). El hidrograma unitario estándar se define con un 37,5 % de escorrentía unitaria antes del caudal máximo”

Tabla 23
Características de la transformación

Subbasin	S	L (ft)	Y %	Tc	Lag	Lag
				horas	horas	Min
1	6.84	69909.97	27.205	5.34	3.20	192.15
2	4.08	66443.59	48.929	2.82	1.69	101.61
3	4.54	61111.75	35.957	3.27	1.96	117.74
4	3.93	78486.30	35.465	3.71	2.22	133.44
5	4.01	44252.66	21.81	3.02	1.81	108.75
6	4.21	35203.09	22.939	2.52	1.51	90.80
7	4.18	91976.78	19.623	5.85	3.51	210.75

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 19

Modelo hidrológico



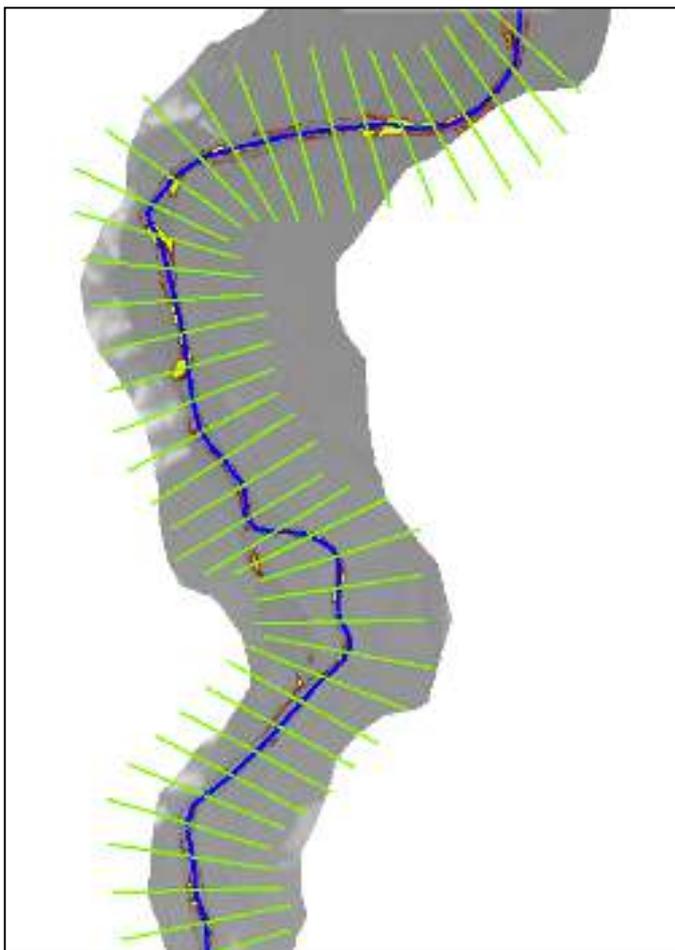
Fuente: (Elaboración propia)

3.5.3. Modelo hidráulico

La finalidad de este subcapítulo es la representación del movimiento del flujo sobre el cauce (Río Tumbes), la cual los insumos van depender de la aproximación que se quiere trabajar. En nuestro caso se trabajó con una aproximación bidimensional, necesitando un modelo digital de elevación (Figura 20).

El modelo digital de elevación debe encontrarse proyectado en un sistema geográfico, debido que el modelo no permite trabajarlo sin la georreferenciación. Y en caso no tenga sus proyecciones, se puede generarlo con cualquier software de un sistema de información geográfica (ArcGIS y/o QGIS).

Figura 20
Modelo digital de elevación

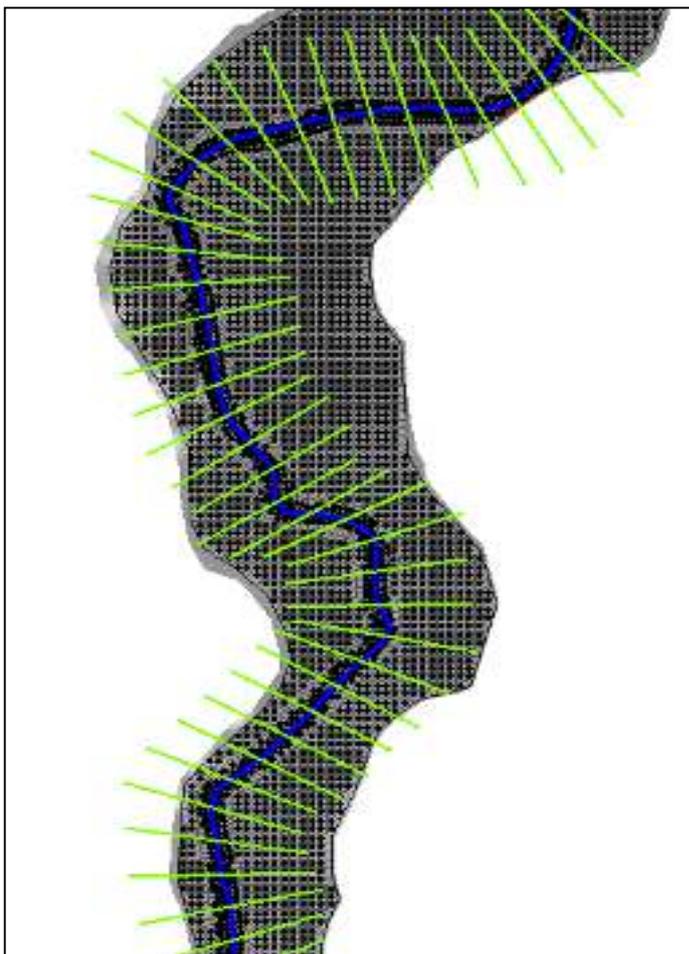


Fuente: (Elaboración propia)

Posterior a lo mencionado, se procede a generar el enmallado del área de estudio (Figura 21). Donde la zona del cauce del río tiene una malla refinada, debido que en ese lugar escurre el flujo de agua. Y se debe tener cuidado con las formas geométricas que tiene las celdas de la malla, porque dentro de ellas se resuelven las ecuaciones de poca profunda.

El histograma de los caudales en una determinada escala, que fueron obtenida por el modelo hidrológico. Es usado en las condiciones de entrada para aguas arriba, debido que el modelo hidráulico empieza desde la estación el tigre. Y su condición de aguas bajo será de un comportamiento de flujo normal, que se conlleva por las pendientes de las superficies terrestres. Para finalizar con la ejecución del modelo.

Figura 21
Mallado del área de estudio



Fuente: (Elaboración propia)

Posterior a lo mencionado, se procede a generar el enmallado del área de estudio (Figura 21). Donde la zona del cauce del río tiene una malla refinada, debido que en ese lugar escurre el flujo de agua. Y se debe tener cuidado con las formas geométricas que tiene las celdas de la malla, porque dentro de ellas se resuelven las ecuaciones de poca profunda.

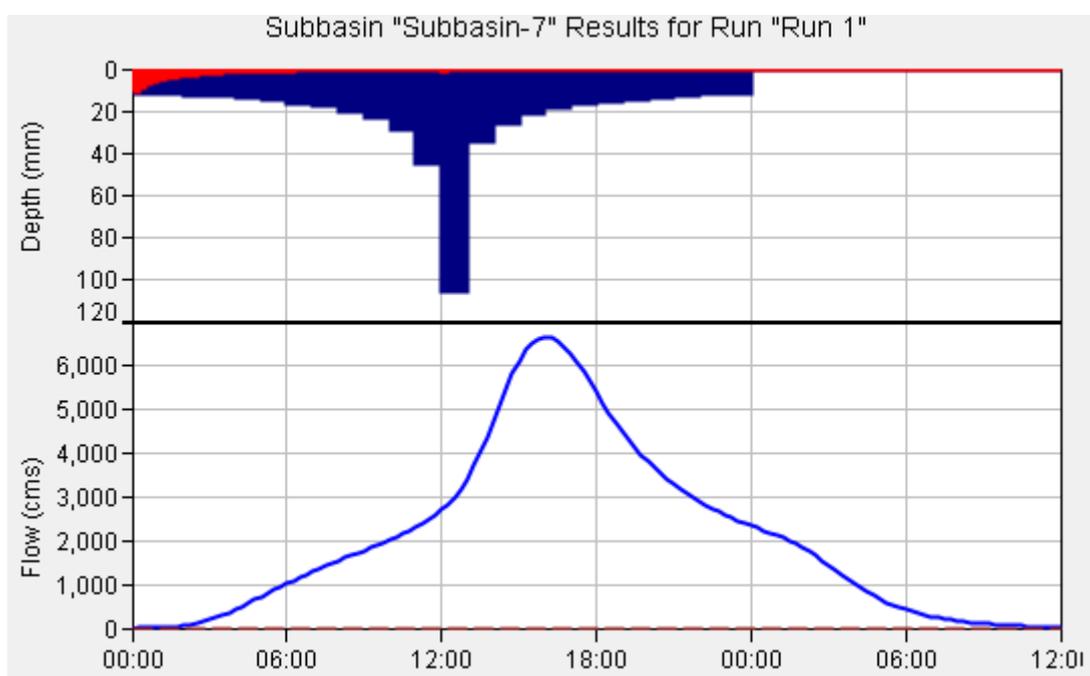
El tamaño de la celda para el cauce es de 5 metros y para los linderos y/o llanuras un 15 a 20 metros. Y el coeficiente de Manning calibrado es 0.025, donde se obtuvo realizando una cierta cantidad de simulación como si fuera interacciones y realizar una prueba de error. Comparando los caudales aguas abajo que midió Senamhi en los años 2017.

IV. RESULTADOS

4.1. Estudio hidrológico y Modelo hidrológico.

Los resultados finales del estudio hidrológico fue la obtención de yetogramas o hietograma que define la lluvia dividida en una escala de tiempo (horas o minutos). Para posteriormente, ingresar al modelo hidrológico y transformarlo a caudal en un histograma de 12 horas. Dando consigo un caudal pico de 6500 cubos para una ocurrencia centenaria.

Figura 22
Histograma de diseño



Fuente: (Extraída de Hechms)

Los métodos de pérdida de flujo y transformación, se aplicó el SCS debido que, en diferentes aplicaciones en la costa peruana es recomendable. Por lo que las características que se basaron en el diseño de las metodologías, se parecen a la zona costa de Tumbes. En caso de zonas áridas o semi áridas no es muy recomendable.

Las abstracciones de lluvia es un 20% al número de curva de cada subcuenca. En muchos casos se considera un valor de cero por carencia de información sobre la metodología completa.

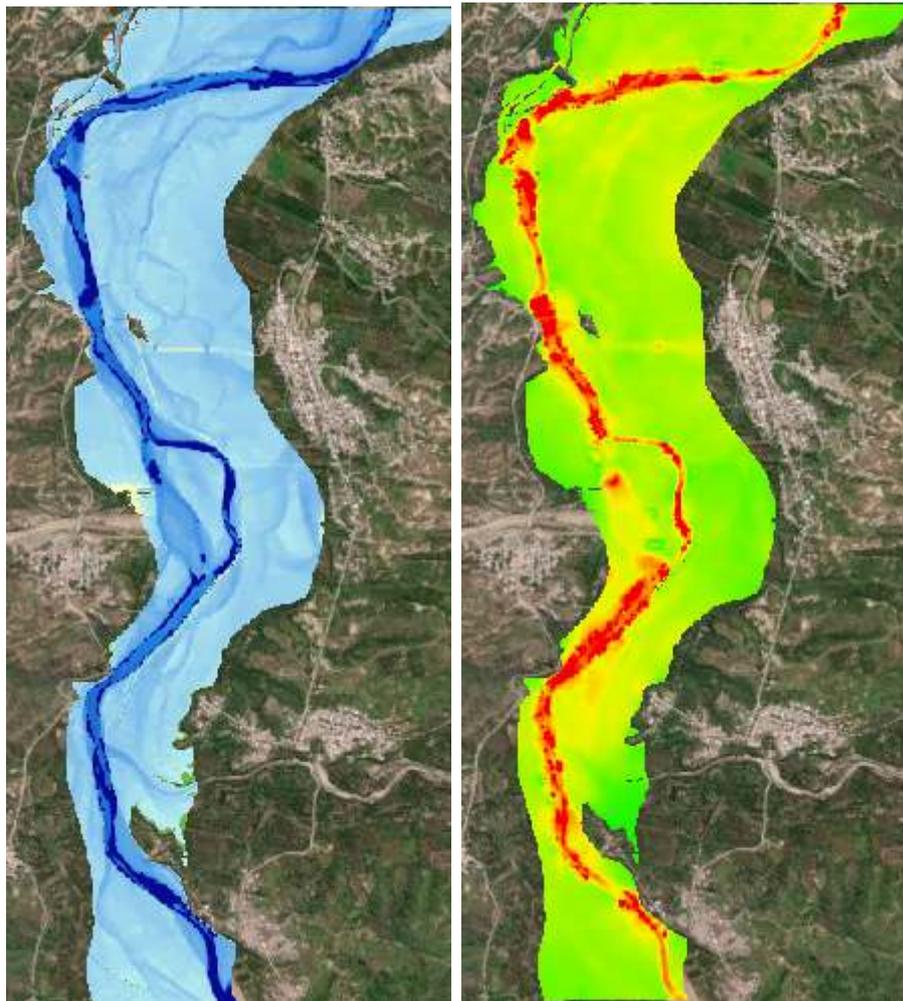
4.2. Simulación hidráulica con el software sin la defensa ribereña

Los resultados de la modelación hidráulica nos detallan que existe una extensión de inundación. Donde los tirantes generados (Figura 23), son mayores a 15 metros en el mismo cauce y mayores a 2 metros en la llanura de inundación. Y sus velocidades mayores a 15 m/s.

El coeficiente de Manning calibrado es 0.025 y se obtuvo calibrando con mediciones de campo (Tirante y ancho del espejo de agua).

El modelo está limitado por el modelo digital de elevación obtenida por el ANA, donde podría verse que la extensión sería mayor. Pero la investigación es la aplicación de la modelación considerando una defensa.

Figura 23
Simulación sin defensa



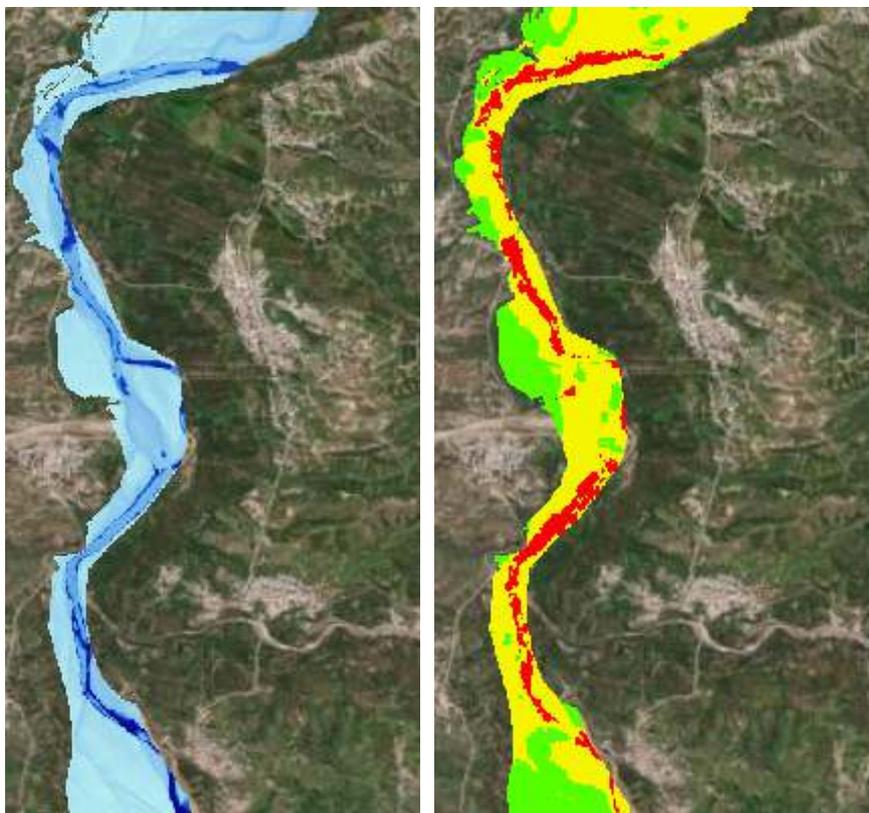
Fuente: (Elaboración propia)

4.3. Simulación hidráulica con el software con la defensa ribereña

Los resultados muestran, que considerando la defensa ribereña en la ribera derecha, podría evitarse daños producidos por inundación en eventos con una ocurrencia de poca frecuencia.

Debido a la estructura, se genera un aumento de velocidades y tirantes a un mayor de 10%. Esto se produce por lo que la presión del flujo de agua choca con la estructura, manteniéndose en ese lugar y generando socavación.

Figura 24
Simulación sin defensa



Fuente: (Elaboración propia)

En aguas arriba los parámetros hidráulicos son mayores debido que, en un modelo hidráulico, el caudal ingresa con fuerza con una duración pequeña y una intensidad mayor. Mientras en aguas abajo, el caudal se desplaza con una duración mayor y su intensidad disminuye a través del tiempo de la simulación. La comparación de resultados, se detallará en la discusión por lo que tiene un enfoque a discutir.

V. DISCUSION DE RESULTADOS

- La prueba bondad de ajuste nos ayuda a contemplar que distribución se ajusta en nuestro registro histórica, pero existe mucha discrepancia sobre que método aplicar; debido que una prueba se ajusta a una y otra prueba en otra distribución. Y eso con lleva en diferencias de los caudales proyectados para un tiempo de retorno. Muchos autores principales que han generado conocimiento, detallan que Kolgomorov es el más usado, pero no hay una justificación debida.
- Los diferentes métodos de perdida de flujo y transformación del flujo del modelo Hechms, tiene poca información sobre su fundamentación de que lugares pueden ejecutarse y eso conlleva a una búsqueda más profunda. Aunque su metodología está bien detallada, pero los interesados caen en un tecnicismo por no estar al tanto de su fundamento en su aplicación.
- Los resultados de la modelación hidráulica, nos proyectó un evento que podría suceder en una probabilidad de 1%, hablando de una ola de inundación centenaria. Cuantificando su impacto a través de los parámetros hidráulicos como tirantes, extensión de llanura de inundación y sus velocidades producidas.
- El tamaño del mallado influye de igual manera que el coeficiente de Manning, por eso es importante evaluar el tamaño adecuado basándose en la resolución del modelo digital de elevación y el tamaño computacional por la memoria RAM de la computadora del modelador.
- El modelo fuerza las condiciones de entrada en aguas arriba, es por eso que se genera mayores cargas en esas zonas, entonces se debe evaluar 500 metros a mas en dirección de aguas arriba.

-

CONCLUSIONES

- En el caso del estudio hidrológico, se utiliza la precipitación grillada Pisco, elaborado por Senamhi. Debido por la escasez de información en las estaciones, encontrándose largos años sin data y esto podría ocasionar una ineficiencia en su completación manualmente. Por ello se optó utilizar este producto, que se encuentra homogenizada y teniendo un control de calidad. La data se adecua muy bien en la costa norte y lo justifica los estudios realizados en ese lugar de estudio. Cabe mencionar que su topografía de Tumbes varía entre plano a ondulada y ello facilita su interpolación de este mismo producto. El producto no es válido en las cuencas cerca de las cordilleras, por lo que la topografía accidentada influye negativamente en su regionalización de la lluvia y temperatura.
- Se optó utilizar un caudal para un periodo de retorno de 100 años, por lo que las inundaciones se estudian bajo olas centenarias y con ello mapear las extensiones del flujo del agua en la superficie terrestre ocasionado por desbordamiento. Los tiempos de retornos varían según la magnitud de la estructura que pueda proyectarse.
- El modelo agregado Hechms, es un modelo dedicado a la transformación de lluvia a escorrentía, bajo condiciones máximas y son utilizados para el diseño de las estructuras sujetas al flujo del agua, y es por eso que se utilizó el método SCS, por lo que el manual del MTC lo recomienda. Además, se debe tener cuidado con el ingreso de la información, por lo que el modelo no discrepa si el modelo está bien.
- Para la obtención de los yetogramas para cada subcuenca, se utilizó el método de IILA SENAMHI-UNI, la cual se desarrolla bajo una tormenta de diseño que varía según sus características geográficas como su altitud y su ubicación de sub zonas de lluvia por la cartografía de la zona. Este método se desarrolla bajo precipitaciones de diseño menores a 3 horas, como también con una duración de 24 horas como máximo.

- Los tirantes son mayores a 15 metros en el mismo cauce y mayores a 2 metros en la llanura de inundación. Y sus velocidades mayores a 15 m/s, es por eso que se recomienda proyectar una defensa ribereña para evitar pérdidas como daños en las áreas vulnerables.
- El mallado no puede ser menor a la resolución del modelo digital de elevación, debido que puede generar vacíos o errores en ciertas áreas. Cabe mencionar que el cauce debe ser refinado para obtener mejores resultados en esas zonas.
- La simulación hidrodinámica, nos permitió conocer las áreas vulnerables pero estas áreas iban modificándose según la refinación del mallado y es por eso que es necesario conocer bien la metodología y el proceso a seguir para validar el modelo.
- Concluyendo que a modo de prevención se debe proyectar estructuras de protección, basándonos su dimensionamiento en sus parámetros hidráulicos obtenidos en la simulación hidrodinámica.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar otros métodos para la tormenta de diseño y compararlo según su regionalización de precipitación en las diferentes cuencas costera; donde en esa zona tiene mayores anomalías.
- Se recomienda utilizar otros modelos de avenidas máximas que existen y son usados en Europa para su comparación y ver si existe un mayor desempeño. En todo caso utilizar sus aplicaciones de todos los métodos que lo contiene y concluir en que zonas debe aplicarse.
- Se recomienda utilizar batimetría que es más detallado que una simple topografía para darle mayor confiabilidad en los resultados de una modelación hidráulica.

- Se recomienda tener una mayor extensión de la batimetría, en caso el estudio se centre en inundabilidad, con la finalidad de visualizar el área d inundación para su mapeo correcto para la realización de fajas marginales
- Se recomienda utilizar sensoramiento remoto para la estimación de precipitación, en caso exista carencia de información meteorológica en la cuenca de estudio que se esta evaluando.
- Se recomienda utilizar solamente HecRas para cauces con pendientes no pronunciadas, debido que su ecuación que está diseñada puede dar resultados no muy confiables y/o en todo caso utilizar mallas híbridas.
- Se recomienda utilizar batimetría que es más detallado que una simple topografía para darle mayor confiabilidad en los resultados de una modelación hidráulica.
- Se recomienda utilizar batimetría que es más detallado que una simple topografía para darle mayor confiabilidad en los resultados de una modelación hidráulica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cadena Rivera , J., & Villegas Zuleta, A. (2016). *Análisis de riesgo por desbordamiento del río Chiquito en la zona urbana del municipio del Sogamoso, Boyacá*. Universidad de la Salle, Bogotá – Colombia.
- Fattorelli, S., & Fernández, P. (2011). *Diseño Hidrológico*. Argentina.
- Huancas Huancas, C. (2019). *Modelamiento Hidráulico con Hec-ras para la prevención de Inundaciones desde el km 44+100 al km 49+100 en el Río Reque*. Universidad Cesar Vallejo, Chiclayo.
- Ibañez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2009). *Morfología de las Cuencas Hidrográfica*.
- López Cadenas de Llano, F., & Mintegui Aguirre, J. (1987). *Hidrología de superficie*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid: Salazar.
- Ministerio de Transportes y comunicaciones, .. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Peru.
- Ortiz Vera,, O. (1994). *Hidrología de Superficie*.
- Quiroz Alarco, G., & Robles Rebaza, C. (2021). *Propuesta de diseño hidráulico de puente santa lucia y defensa ribereña del río Moche, desde el puente Santa Lucia hasta la bocatoma Santa Lucia, de la Provincia de Trujillo – La Libertad*. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo.
- Soto Carrasco, J. (2017). *Modelamiento hidráulico y diseño de defensas ribereñas del río amojú, localidad el parral – Jaén - Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Stappung, C. (1999). *Lluvias de diseño de sistemas de aguas lluvias en Chile*. Santiago, Chile.
- Villon, M. (2002). *Hidrología*.

ANEXOS

Anexo 1

Registro histórico de la estación Caucho

REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN EL CAUCHO

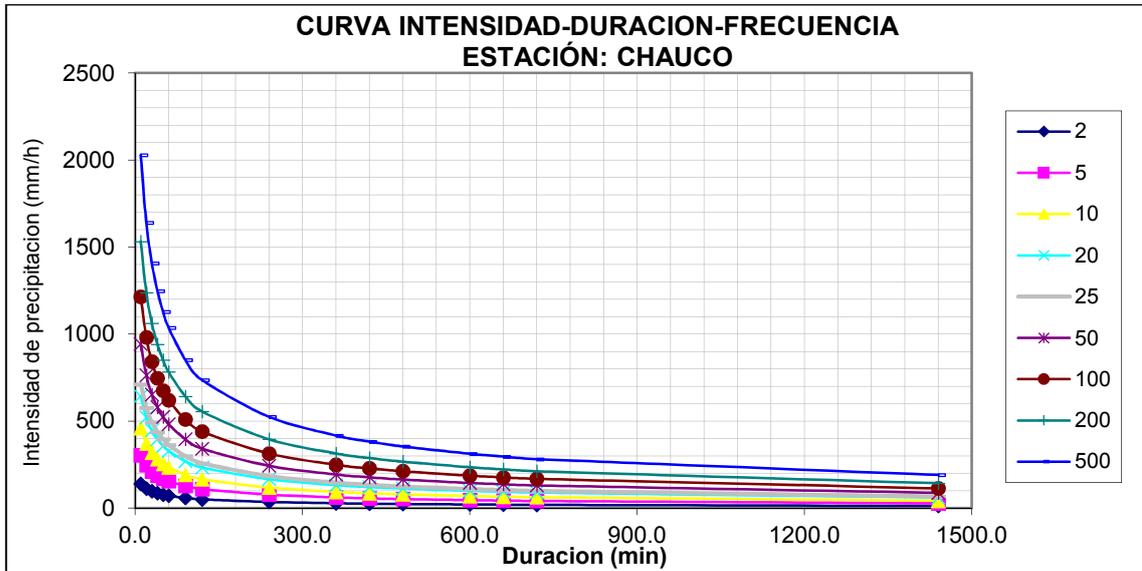
Estación : CABO INGA	Longitud : 80° 24' "W"	Dpto. TUMBES
Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)	Latitud : 6° 54' "S"	Prov. TUMBES
	Altitud : 231 m.s.n.m.	Dist. SAN JACINTO

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	2.3	84.4	133.2	85.7	1.8	1.7	0.8	0.9	0.4	3.5	3.3	7.8	133.2
1982	3.6	5.8	0.8	32.9	1.9	0.5	0.5	0.5	0.9	5.6	20.0	542.8	542.8
1983	853.7	556.6	618.3	2420.8	855.1	157.8	20.2	0.6	4.4	10.3	5.5	25.7	2420.8
1984	4.6	432.1	122.6	25.5	4.6	2.9	0.7	0.7	0.5	3.2	4.2	13.1	432.1
1985	15.9	24.3	53.8	9.5	2.4	1.1	0.5	1.1	0.2	4.3	2.2	14.0	53.8
1986	115.6	71.4	1.8	317.5	3.0	0.3	0.4	0.7	0.3	2.6	8.5	25.8	317.5
1987	259.3	347.1	353.3	184.6	6.0	0.9	2.1	1.2	1.5	2.6	3.7	7.0	353.3
1988	43.5	34.3	6.0	46.6	1.9	0.8	0.8	0.7	0.6	2.2	7.1	12.8	46.6
1989	131.0	315.3	120.3	87.0	2.2	4.1	0.5	0.8	0.4	7.1	2.4	3.0	315.3
1990	14.5	35.2	26.2	28.2	3.6	1.4	0.7	0.7	0.2	4.9	10.6	10.1	35.2
1991	6.9	116.8	76.9	21.7	33.0	1.0	0.4	0.5	0.3	3.7	3.8	19.6	116.8
1992	65.9	333.7	641.7	608.3	201.1	3.5	0.9	1.0	0.9	4.4	11.4	21.5	641.7
1993	23.8	280.5	233.4	300.7	54.6	2.6	1.5	1.4	0.7	10.1	4.1	19.7	300.7
1994	157.2	261.8	92.5	114.3	6.9	0.8	0.8	0.7	0.5	2.5	2.9	55.6	261.8
1995	89.4	113.0	66.8	16.8	13.2	0.6	1.7	1.0	0.4	3.8	13.7	46.9	113.0
1996	62.9	102.8	62.3	30.5	1.4	1.0	0.7	0.8	0.3	4.3	3.4	12.3	102.8
1997	28.9	67.2	156.0	267.5	38.5	12.0	3.0	1.3	10.9	14.9	368.3	1134.5	1134.5
1998	672.3	1286.1	626.2	1131.2	180.7	6.3	1.6	0.6	1.0	15.4	3.2	19.4	1286.1

1999	15.6	289.9	219.6	503.3	38.4	3.6	1.6	1.0	2.0	4.1	3.5	25.2	503.3
2000	13.8	180.6	216.2	270.9	62.3	9.3	0.7	0.8	0.7	1.1	2.4	27.4	270.9
2001	138.8	108.0	354.2	234.8	10.6	1.2	1.0	0.6	0.6	1.7	19.8	27.4	354.2
2002	10.6	382.8	395.5	673.9	4.7	1.0	0.7	0.8	0.3	8.2	4.9	47.3	673.9
2003	99.0	131.5	45.0	45.3	3.3	4.1	1.5	0.7	0.5	2.3	3.1	79.5	131.5
2004	36.4	127.8	65.4	137.5	11.3	0.8	1.1	0.6	1.1	9.8	3.8	11.2	137.5
2005	8.0	23.4	154.8	37.2	1.2	1.9	0.3	0.7	0.2	3.4	7.8	39.4	154.8
2006	103.6	454.6	194.8	35.5	1.1	2.0	1.2	0.9	0.3	1.7	18.5	24.3	454.6
2007	136.5	14.7	173.0	96.3	5.3	0.8	0.5	1.2	0.2	4.6	5.4	16.1	173.0
2008	195.2	643.9	306.7	207.2	10.7	2.7	1.3	0.9	0.4	6.6	7.2	4.0	643.9
2009	419.1	279.4	154.5	70.9	6.2	1.1	0.5	0.9	0.5	1.6	9.2	29.5	419.1
2010	92.9	333.0	219.1	322.6	7.4	1.9	1.4	0.7	0.6	4.4	6.7	24.0	333.0
2011	45.7	116.1	8.0	335.6	3.9	2.2	3.2	0.5	0.4	3.4	8.1	31.7	335.6
2012	171.6	567.3	312.3	469.4	20.1	3.4	0.6	0.5	0.0	3.9	10.9	14.5	567.3
2013	54.2	82.2	218.7	64.5	21.6	1.1	0.9	0.8	0.4	16.1	2.6	12.0	218.7
2014	56.9	81.0	19.5	24.8	56.3	10.4	0.9	0.8	0.6	14.1	3.6	51.0	81.0
2015	37.4	117.6	418.7	266.0	73.4	4.6	1.2	0.6	0.3	10.6	13.6	30.4	418.7
2016	91.6	473.6	231.3	373.9	2.1	8.2	0.7	0.6	1.1	2.2	2.9	29.0	473.6
PROMEDIO	118.8	246.5	197.2	275.0	48.7	7.2	1.6	0.8	1.0	5.7	17.0	69.9	415.3
DESV. EST.	180.9	250.9	175.6	437.1	145.4	26.0	3.3	0.2	1.9	4.2	60.4	202.5	441.5
MÁXIMO	853.7	1286.1	641.7	2420.8	855.1	157.8	20.2	1.4	10.9	16.1	368.3	1134.5	2420.8
MÍNIMO	2.3	5.8	0.8	9.5	1.1	0.3	0.3	0.5	0.0	1.1	2.2	3.0	35.2
Nº Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

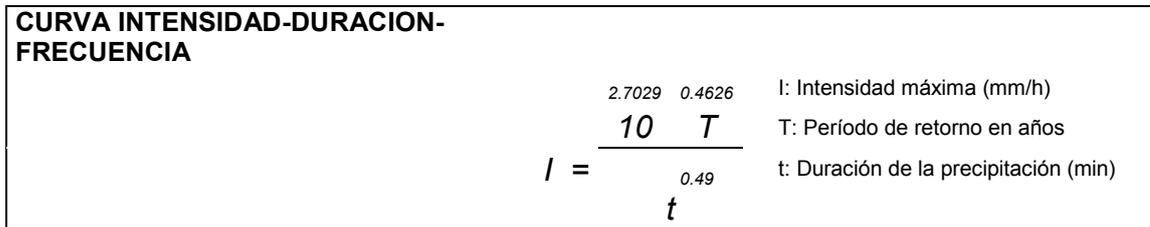
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 2
Curvas IDF - Estacion Chauco



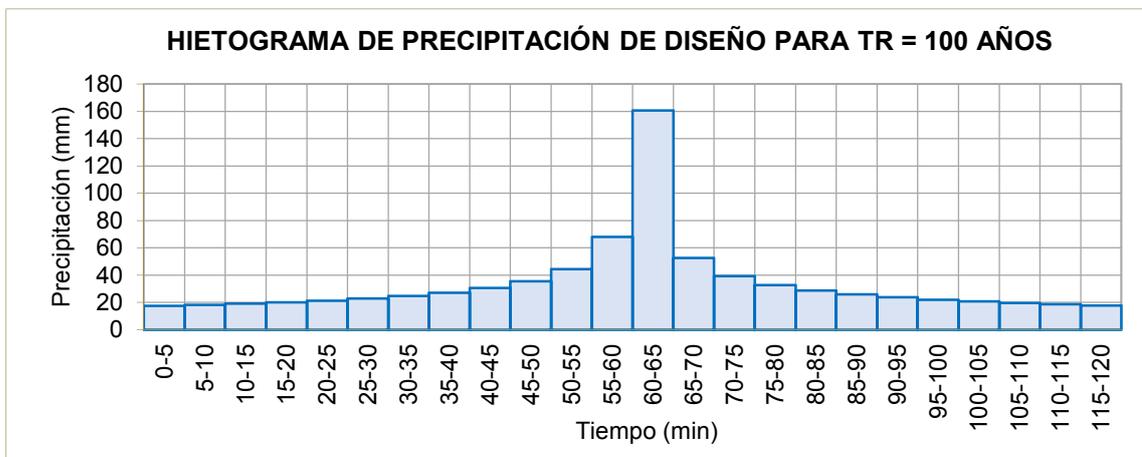
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 3
Ecuación IDF – Chauco



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 4
Hietograma de TR 100 años - Chauco



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 5

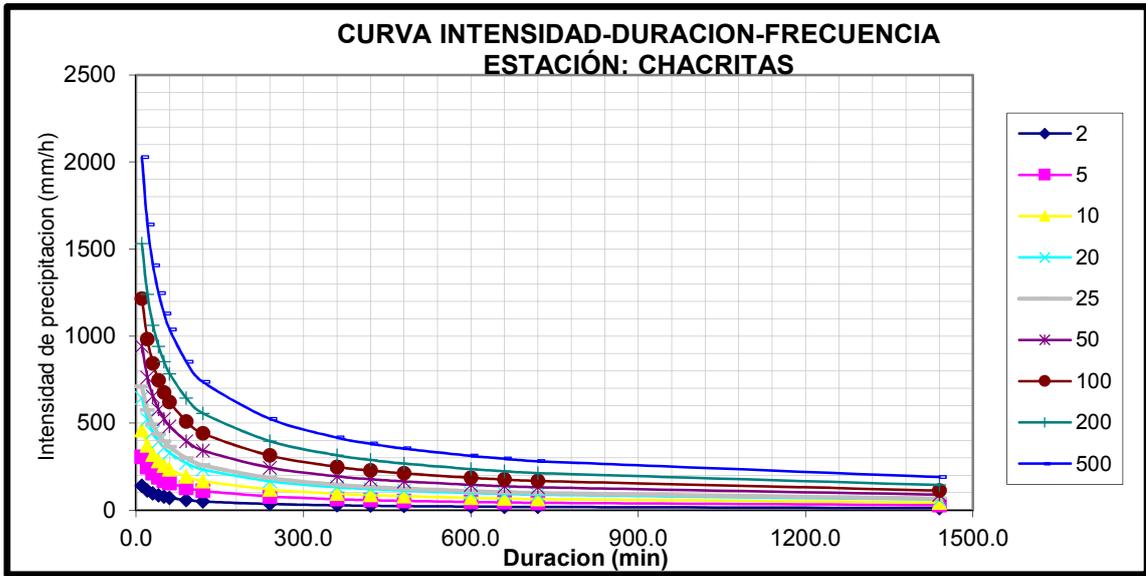
Registro histórico de la estación Chacritas

REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN CHACRITAS													
Estación :	CABO INGA					Longitud :	80° 24'	"W"	Dpto.	TUMBES			
Parámetro :	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)					Latitud :	6° 54'	"S"	Prov.	TUMBES			
						Altitud :	231	m.s.n.m.	Dist.	SAN JACINTO			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	2.3	84.4	133.2	85.7	1.8	1.7	0.8	0.9	0.4	3.5	3.3	7.8	133.2
1982	3.6	5.8	0.8	32.9	1.9	0.5	0.5	0.5	0.9	5.6	20.0	542.8	542.8
1983	853.7	556.6	618.3	2420.8	855.1	157.8	20.2	0.6	4.4	10.3	5.5	25.7	2420.8
1984	4.6	432.1	122.6	25.5	4.6	2.9	0.7	0.7	0.5	3.2	4.2	13.1	432.1
1985	15.9	24.3	53.8	9.5	2.4	1.1	0.5	1.1	0.2	4.3	2.2	14.0	53.8
1986	115.6	71.4	1.8	317.5	3.0	0.3	0.4	0.7	0.3	2.6	8.5	25.8	317.5
1987	259.3	347.1	353.3	184.6	6.0	0.9	2.1	1.2	1.5	2.6	3.7	7.0	353.3
1988	43.5	34.3	6.0	46.6	1.9	0.8	0.8	0.7	0.6	2.2	7.1	12.8	46.6
1989	131.0	315.3	120.3	87.0	2.2	4.1	0.5	0.8	0.4	7.1	2.4	3.0	315.3
1990	14.5	35.2	26.2	28.2	3.6	1.4	0.7	0.7	0.2	4.9	10.6	10.1	35.2
1991	6.9	116.8	76.9	21.7	33.0	1.0	0.4	0.5	0.3	3.7	3.8	19.6	116.8
1992	65.9	333.7	641.7	608.3	201.1	3.5	0.9	1.0	0.9	4.4	11.4	21.5	641.7
1993	23.8	280.5	233.4	300.7	54.6	2.6	1.5	1.4	0.7	10.1	4.1	19.7	300.7
1994	157.2	261.8	92.5	114.3	6.9	0.8	0.8	0.7	0.5	2.5	2.9	55.6	261.8
1995	89.4	113.0	66.8	16.8	13.2	0.6	1.7	1.0	0.4	3.8	13.7	46.9	113.0
1996	62.9	102.8	62.3	30.5	1.4	1.0	0.7	0.8	0.3	4.3	3.4	12.3	102.8
1997	28.9	67.2	156.0	267.5	38.5	12.0	3.0	1.3	10.9	14.9	368.3	1134.5	1134.5
1998	672.3	1286.1	626.2	1131.2	180.7	6.3	1.6	0.6	1.0	15.4	3.2	19.4	1286.1
1999	15.6	289.9	219.6	503.3	38.4	3.6	1.6	1.0	2.0	4.1	3.5	25.2	503.3
2000	13.8	180.6	216.2	270.9	62.3	9.3	0.7	0.8	0.7	1.1	2.4	27.4	270.9
2001	138.8	108.0	354.2	234.8	10.6	1.2	1.0	0.6	0.6	1.7	19.8	27.4	354.2
2002	10.6	382.8	395.5	673.9	4.7	1.0	0.7	0.8	0.3	8.2	4.9	47.3	673.9

2003	99.0	131.5	45.0	45.3	3.3	4.1	1.5	0.7	0.5	2.3	3.1	79.5	131.5
2004	36.4	127.8	65.4	137.5	11.3	0.8	1.1	0.6	1.1	9.8	3.8	11.2	137.5
2005	8.0	23.4	154.8	37.2	1.2	1.9	0.3	0.7	0.2	3.4	7.8	39.4	154.8
2006	103.6	454.6	194.8	35.5	1.1	2.0	1.2	0.9	0.3	1.7	18.5	24.3	454.6
2007	136.5	14.7	173.0	96.3	5.3	0.8	0.5	1.2	0.2	4.6	5.4	16.1	173.0
2008	195.2	643.9	306.7	207.2	10.7	2.7	1.3	0.9	0.4	6.6	7.2	4.0	643.9
2009	419.1	279.4	154.5	70.9	6.2	1.1	0.5	0.9	0.5	1.6	9.2	29.5	419.1
2010	92.9	333.0	219.1	322.6	7.4	1.9	1.4	0.7	0.6	4.4	6.7	24.0	333.0
2011	45.7	116.1	8.0	335.6	3.9	2.2	3.2	0.5	0.4	3.4	8.1	31.7	335.6
2012	171.6	567.3	312.3	469.4	20.1	3.4	0.6	0.5	0.0	3.9	10.9	14.5	567.3
2013	54.2	82.2	218.7	64.5	21.6	1.1	0.9	0.8	0.4	16.1	2.6	12.0	218.7
2014	56.9	81.0	19.5	24.8	56.3	10.4	0.9	0.8	0.6	14.1	3.6	51.0	81.0
2015	37.4	117.6	418.7	266.0	73.4	4.6	1.2	0.6	0.3	10.6	13.6	30.4	418.7
2016	91.6	473.6	231.3	373.9	2.1	8.2	0.7	0.6	1.1	2.2	2.9	29.0	473.6
PROMEDIO	118.8	246.5	197.2	275.0	48.7	7.2	1.6	0.8	1.0	5.7	17.0	69.9	415.3
DESV. EST.	180.9	250.9	175.6	437.1	145.4	26.0	3.3	0.2	1.9	4.2	60.4	202.5	441.5
MÁXIMO	853.7	1286.1	641.7	2420.8	855.1	157.8	20.2	1.4	10.9	16.1	368.3	1134.5	2420.8
MÍNIMO	2.3	5.8	0.8	9.5	1.1	0.3	0.3	0.5	0.0	1.1	2.2	3.0	35.2
Nº Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

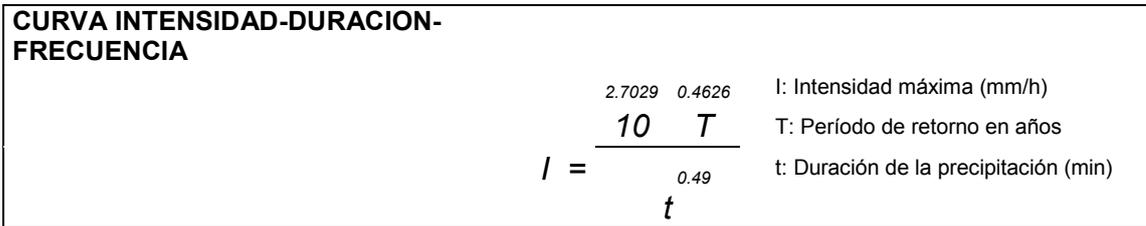
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 6
Curvas IDF - Estacion Chacritas



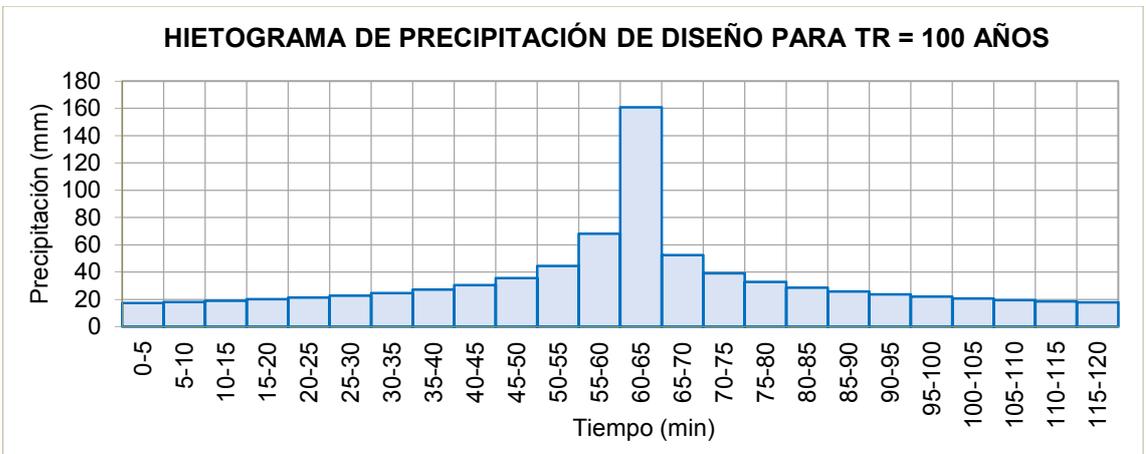
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 7
Ecuación IDF – Chacritas



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 8
Hietograma de TR 100 años - Chacritas



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 9

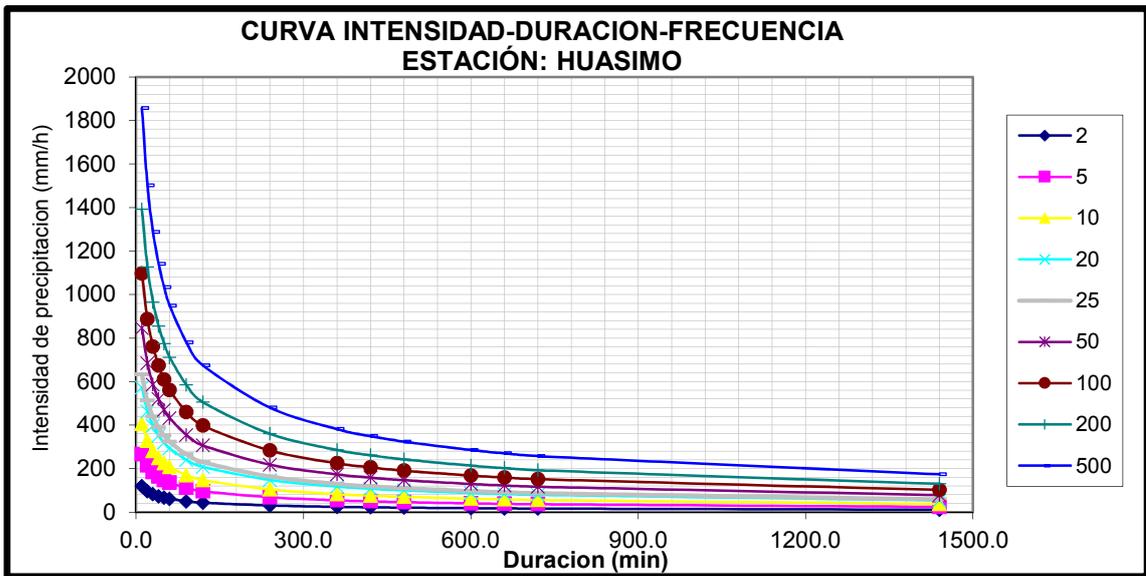
Registro histórico de la estación Huasimo

REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN HUASIMO													
Estación :	EL TIGRE					Longitud :	80° 59'	"W"	Dpto.	TUMBES			
Parámetro :	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)					Latitud :	3° 53'	"S"	Prov.	TUMBES			
						Altitud :	607	m.s.n.m.	Dist.	SAN JACINTO			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	0.8	73.4	106.2	24.7	0.4	0.9	0.0	0.1	0.3	1.1	0.0	1.4	106.2
1982	2.8	2.9	0.8	16.6	0.4	0.1	0.0	0.2	0.6	1.8	3.7	160.6	160.6
1983	805.5	670.2	814.4	1070.1	555.6	161.1	5.2	0.3	3.1	3.9	0.3	11.8	1070.1
1984	2.0	271.6	176.1	6.2	0.9	1.5	0.0	0.3	0.1	0.9	0.0	3.8	271.6
1985	6.4	20.4	114.5	1.4	1.1	0.5	0.0	0.3	0.2	1.7	0.0	3.1	114.5
1986	81.3	42.2	1.2	94.2	0.6	0.0	0.0	0.3	0.2	1.4	2.1	4.0	94.2
1987	169.3	513.7	511.2	99.2	3.0	0.2	0.6	0.4	1.2	0.9	0.0	1.6	513.7
1988	28.1	23.4	7.4	17.2	1.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.7	1.3	3.4	28.1
1989	99.3	269.8	148.3	26.3	0.5	1.8	0.0	0.3	0.2	1.9	0.1	0.4	269.8
1990	6.5	27.5	32.0	6.3	0.9	0.5	0.0	0.2	0.2	2.4	1.8	4.4	32.0
1991	3.6	81.6	75.6	4.6	5.8	0.3	0.0	0.3	0.1	1.3	0.4	4.2	81.6
1992	50.4	256.0	802.8	295.4	108.2	1.4	0.1	0.3	0.5	1.2	1.1	4.4	802.8
1993	13.2	269.9	238.2	80.1	19.0	2.2	0.3	0.5	0.3	4.2	0.0	3.3	269.9
1994	126.4	238.2	110.2	17.3	3.0	0.0	0.1	0.3	0.2	1.0	0.1	23.9	238.2
1995	19.5	115.2	43.8	13.0	3.6	0.1	0.3	0.3	0.3	1.1	1.6	18.9	115.2
1996	16.2	68.1	75.9	4.2	0.4	0.2	0.0	0.3	0.1	1.0	0.0	3.1	75.9
1997	13.7	48.2	203.4	90.8	21.5	11.9	0.6	0.7	9.9	7.9	56.7	742.5	742.5
1998	857.3	1484.3	833.7	518.2	94.3	8.0	0.6	0.2	1.0	3.3	0.1	4.5	1484.3
1999	20.2	290.2	197.6	179.2	33.5	1.1	0.1	0.3	0.9	1.3	0.0	4.6	290.2
2000	5.4	180.5	196.0	126.7	30.8	4.7	0.0	0.3	0.1	0.5	0.0	11.9	196.0
2001	127.5	108.8	709.1	105.5	3.2	0.2	0.1	0.3	0.2	0.6	3.0	7.3	709.1
2002	10.2	312.6	644.7	294.7	2.3	0.3	0.0	0.8	0.5	2.3	0.2	8.1	644.7

2003	55.3	118.0	29.4	23.1	1.2	1.6	0.1	0.3	0.2	0.4	0.2	16.5	118.0
2004	14.5	112.4	82.3	25.1	3.4	0.0	0.1	0.2	0.3	5.9	0.0	1.4	112.4
2005	3.7	19.2	154.3	9.6	0.1	0.6	0.0	0.3	0.2	0.9	0.9	7.9	154.3
2006	56.1	417.9	189.6	6.6	0.1	0.7	0.3	0.3	0.2	0.6	2.1	6.6	417.9
2007	97.2	8.9	279.5	29.1	0.9	0.2	0.0	0.3	0.2	0.8	0.3	3.1	279.5
2008	185.8	600.6	333.5	35.1	4.6	1.3	0.8	0.3	0.2	3.7	0.6	0.6	600.6
2009	418.2	274.8	298.2	23.1	1.6	1.0	0.0	0.3	0.3	0.6	2.9	8.8	418.2
2010	66.0	294.7	324.1	90.9	2.1	0.5	0.4	0.3	0.2	1.2	0.3	4.9	324.1
2011	18.0	73.0	3.8	109.5	0.7	0.7	5.0	0.3	0.2	1.3	1.0	10.1	109.5
2012	108.2	581.3	541.5	162.9	17.4	1.1	0.2	0.3	0.2	1.3	1.8	3.0	581.3
2013	39.6	53.7	293.1	14.4	12.1	0.1	0.0	0.3	0.1	4.2	0.0	2.8	293.1
2014	33.9	67.7	20.8	6.5	28.6	3.8	0.2	0.4	0.3	5.3	0.0	6.6	67.7
2015	20.0	83.2	534.2	121.3	43.7	2.8	0.4	0.3	0.1	3.8	1.6	14.2	534.2
2016	54.6	279.9	385.0	113.0	0.4	5.4	0.1	0.4	0.3	0.9	0.0	6.7	385.0
PROMEDIO	101.0	232.1	264.2	107.3	28.0	6.0	0.4	0.3	0.7	2.0	2.3	31.2	353.0
DESV. EST.	196.1	279.9	251.4	196.2	93.7	26.7	1.2	0.1	1.7	1.8	9.4	124.7	318.2
MÁXIMO	857.3	1484.3	833.7	1070.1	555.6	161.1	5.2	0.8	9.9	7.9	56.7	742.5	1484.3
MÍNIMO	0.8	2.9	0.8	1.4	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.0	0.4	28.1
Nº Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

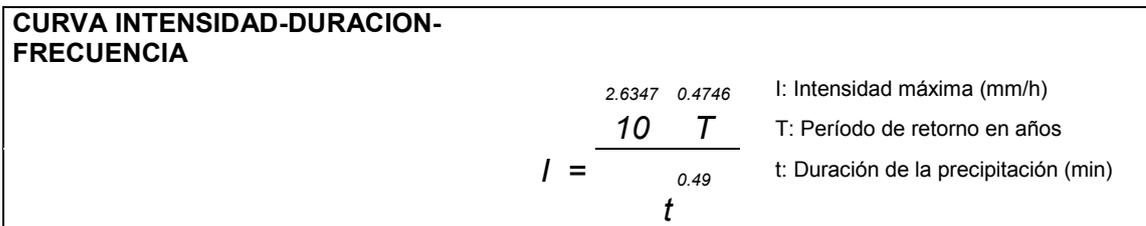
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 10
Curvas IDF - Estacion Huasimo



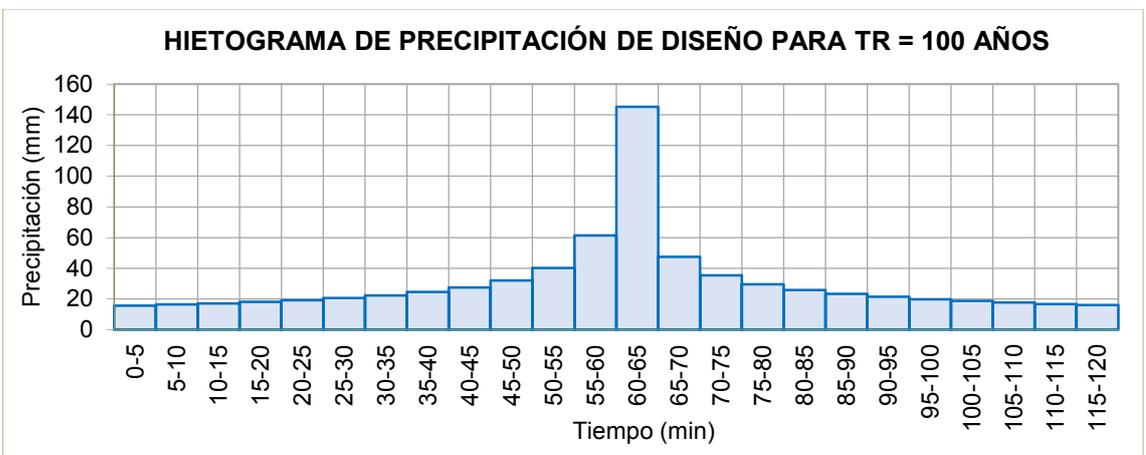
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 11
Ecuación IDF – Huasimo



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 12
Hietograma de TR 100 años - Huasimo



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 13

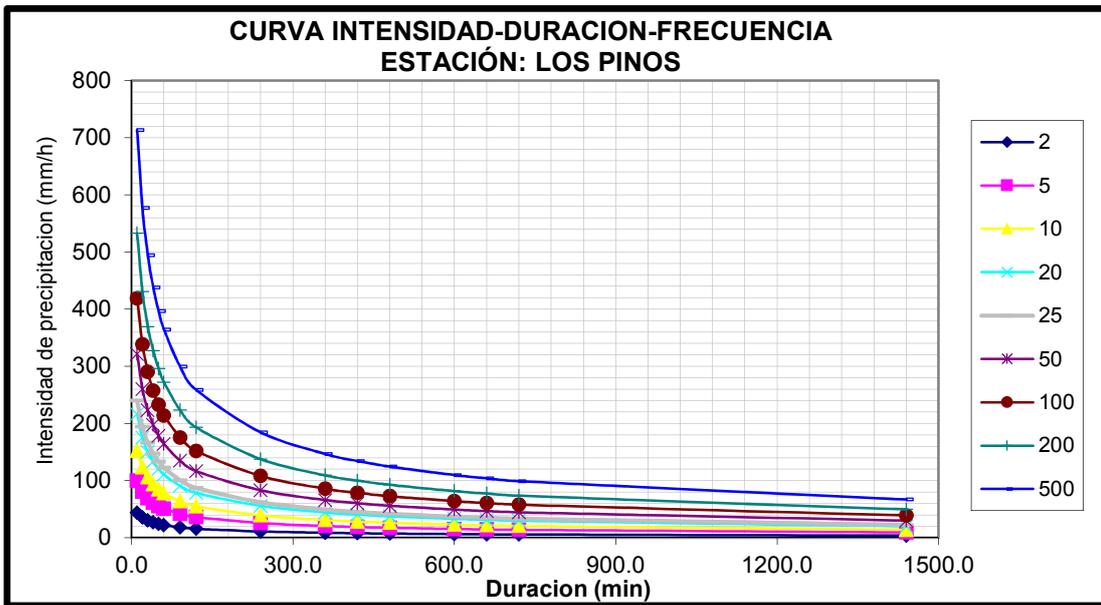
Registro histórico de la estación Los Pinos

REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN LOS PINOS													
Estación :	LOS PINOS					Longitud :	80° 40'	"W"	Dpto.	Tumbes			
Parámetro :	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)					Latitud :	3° 76'	"S"	Prov.	Tumbes			
						Altitud :	70	m.s.n.m.	Dist.	Pampas De Hospital			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	0.0	36.4	39.1	15.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.1
1982	2.6	0.2	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	30.7	30.7
1983	407.3	228.4	268.6	520.1	258.8	28.9	4.4	0.0	1.1	0.5	0.0	8.6	520.1
1984	0.3	90.4	55.0	2.2	0.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	90.4
1985	2.7	5.6	53.1	0.5	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	53.1
1986	30.3	12.3	0.0	38.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	1.4	0.1	38.8
1987	84.0	151.8	183.0	39.8	3.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	183.0
1988	14.7	10.2	3.3	11.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.4	14.7
1989	47.4	107.7	62.1	13.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	107.7
1990	3.6	11.1	11.1	2.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.8	1.0	11.1
1991	1.3	26.2	52.2	1.7	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.7	52.2
1992	26.8	131.4	419.4	178.3	61.6	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	419.4
1993	7.3	108.9	85.3	36.2	8.2	0.7	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.1	108.9
1994	83.0	49.5	40.3	10.9	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	83.0
1995	8.0	40.8	16.8	4.0	2.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.8	7.2	40.8
1996	5.9	15.8	17.8	3.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.8
1997	5.3	14.8	81.7	35.5	10.0	4.4	0.7	0.0	4.8	2.0	45.2	190.7	190.7
1998	397.9	443.8	382.4	242.5	54.8	2.7	0.1	0.0	0.2	0.6	0.0	1.1	443.8
1999	11.5	62.0	91.3	93.6	14.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	93.6
2000	1.1	43.9	51.2	66.8	21.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	66.8
2001	54.6	56.8	246.4	45.6	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.5	246.4

2002	8.9	114.0	286.0	141.9	0.9	0.0	0.0	0.3	0.0	0.2	0.0	1.8	286.0
2003	21.9	29.7	13.3	18.2	0.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	29.7
2004	5.1	46.2	27.4	18.1	2.1	0.0	0.1	0.0	0.0	1.6	0.0	0.0	46.2
2005	2.5	6.0	49.7	6.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	1.3	49.7
2006	24.3	152.7	54.5	3.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	1.2	152.7
2007	50.0	1.9	107.2	14.2	0.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3	0.2	107.2
2008	99.9	188.3	106.3	8.3	0.5	0.0	0.3	0.0	0.0	0.8	0.1	0.0	188.3
2009	168.7	86.6	57.2	17.8	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	2.0	168.7
2010	28.4	92.7	125.4	57.2	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	125.4
2011	8.0	36.7	0.6	66.6	0.2	0.0	5.2	0.0	0.0	0.0	0.1	1.8	66.6
2012	53.5	123.8	177.5	65.6	8.1	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	177.5
2013	18.7	21.8	129.8	6.0	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	129.8
2014	17.8	24.2	7.3	3.8	18.6	0.9	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.7	24.2
2015	8.8	31.2	217.9	76.7	26.8	1.1	0.0	0.0	0.0	0.8	0.7	4.3	217.9
2016	19.7	89.1	165.2	68.6	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	165.2
PROMEDIO	48.1	74.8	102.4	54.0	14.1	1.2	0.3	0.0	0.2	0.3	1.6	7.7	133.0
DESV. EST.	94.0	85.1	107.6	95.9	44.3	4.8	1.1	0.0	0.8	0.5	7.5	31.8	123.2
MÁXIMO	407.3	443.8	419.4	520.1	258.8	28.9	5.2	0.3	4.8	2.0	45.2	190.7	520.1
MÍNIMO	0.0	0.2	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.1
N° Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

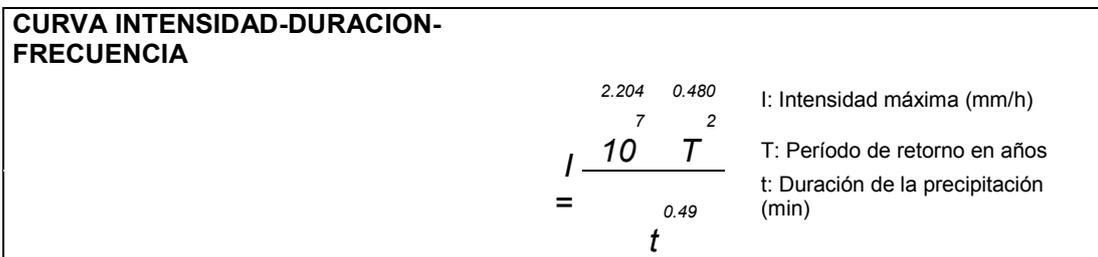
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 14
Curvas IDF - Estacion Los Pinos



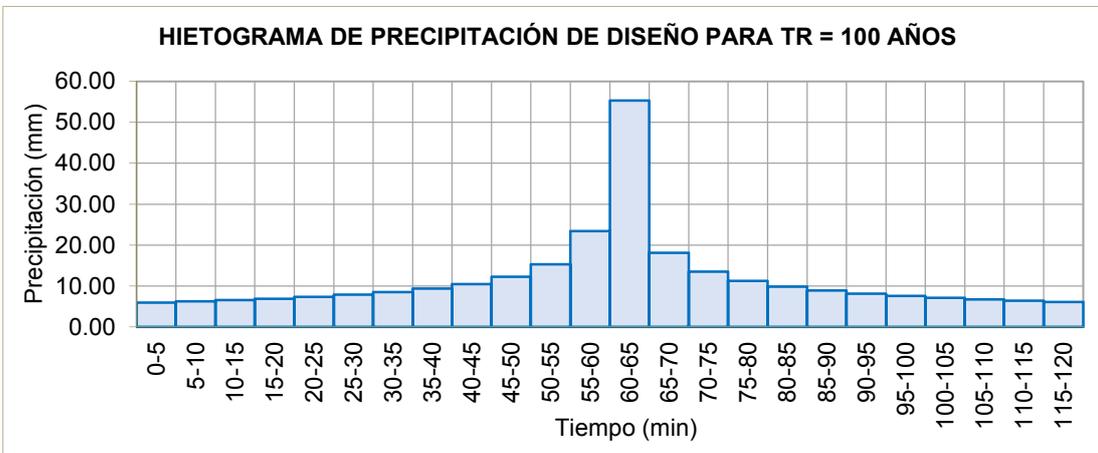
Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 15
Ecuación IDF – Los Pinos



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 16
Hietograma de TR 100 años - Los Pinos



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 17

Registro histórico de la estación Quebrada Angostura

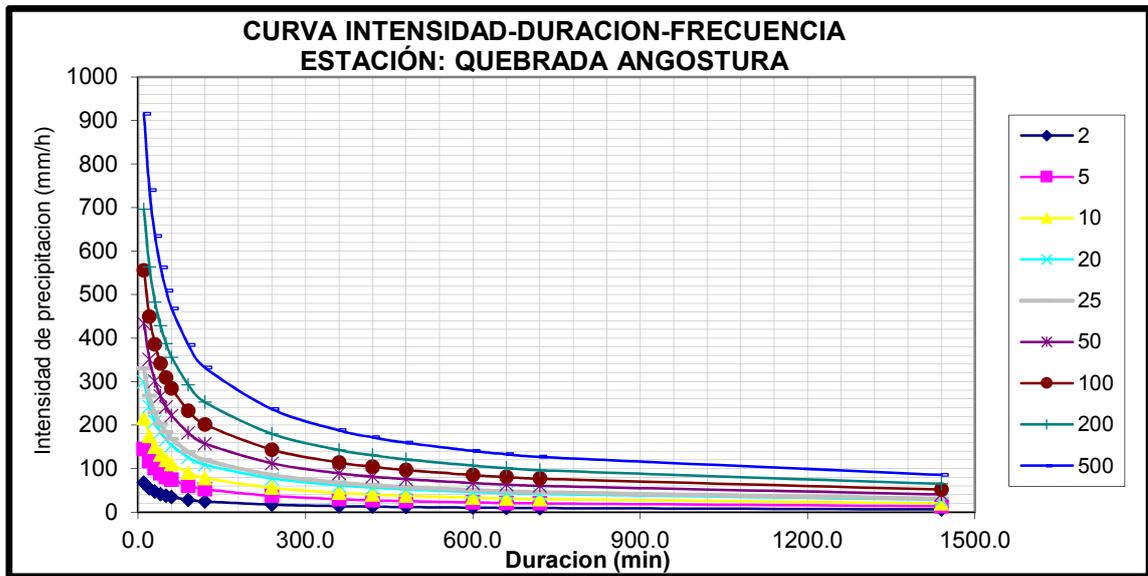
REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN QUEBRADA ANGOSTURA														
Estación :	QUEBRADA ANGOSTURA					Longitud :	80° 40'	"W"	Dpto.	Tumbes				
Parámetro :	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)					Latitud :	3° 76'	"S"	Prov.	Tumbes				
						Altitud :	70	m.s.n.m.	Dist.	Pampas De Hospital				
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO	
1981	0.4	65.5	67.1	14.8	0.4	0.8	0.6	0.0	0.1	0.2	0.6	0.7	67.1	
1982	1.1	1.5	0.1	6.9	0.5	0.2	0.3	0.0	0.3	1.0	6.3	88.1	88.1	
1983	622.6	447.1	407.5	577.2	576.1	152.0	20.5	0.1	3.9	2.0	1.6	6.2	622.6	
1984	0.5	214.7	70.7	1.9	1.7	2.0	0.4	0.1	0.2	0.3	0.7	2.4	214.7	
1985	7.1	12.1	76.9	0.6	0.9	0.9	0.4	0.2	0.0	1.1	0.5	1.9	76.9	
1986	59.2	27.8	0.1	40.8	1.1	0.2	0.2	0.0	0.1	0.3	4.8	3.9	59.2	
1987	121.6	178.3	246.2	37.2	2.0	0.4	1.7	0.9	1.1	0.1	0.4	0.8	246.2	
1988	18.2	23.9	5.6	6.6	0.6	0.4	0.6	0.1	0.3	0.1	3.2	3.2	23.9	
1989	84.0	258.3	83.3	17.9	0.8	2.6	0.3	0.3	0.1	1.2	0.6	0.0	258.3	
1990	7.3	21.9	18.1	3.4	1.5	0.9	0.5	0.1	0.0	1.6	3.8	0.9	21.9	
1991	1.5	56.4	52.8	1.7	15.4	0.3	0.2	0.0	0.1	0.7	1.7	5.8	56.4	
1992	40.3	189.6	458.9	148.3	131.6	2.0	0.9	0.1	0.5	0.7	5.4	3.2	458.9	
1993	13.1	174.1	123.2	36.9	22.4	1.6	1.4	0.6	0.3	5.1	0.9	3.1	174.1	
1994	105.2	93.0	61.5	14.0	1.7	0.3	0.7	0.1	0.3	0.5	0.8	14.0	105.2	
1995	50.3	56.5	37.5	1.4	11.7	0.2	1.3	0.5	0.0	0.7	9.4	12.5	56.5	
1996	28.7	30.5	21.9	8.7	0.4	0.5	0.4	0.2	0.0	1.2	1.5	1.6	30.5	
1997	9.5	29.4	86.0	52.9	27.0	9.6	5.8	0.4	12.3	5.0	167.3	421.5	421.5	
1998	524.5	743.0	530.9	175.7	97.3	4.4	1.5	0.0	1.1	3.6	0.6	3.2	743.0	
1999	9.0	115.6	113.7	114.3	25.9	2.1	1.3	0.2	1.3	0.9	0.9	3.6	115.6	
2000	2.7	88.1	99.6	55.7	49.5	4.8	0.4	0.2	0.3	0.0	0.4	3.8	99.6	

2001	63.3	53.2	286.0	36.6	6.3	0.5	0.6	0.1	0.3	0.0	5.9	5.1	286.0
2002	9.0	234.7	288.4	105.9	1.5	0.2	0.3	0.3	0.6	1.4	0.9	11.4	288.4
2003	53.2	51.9	28.1	6.6	1.2	1.8	2.0	0.3	0.3	0.1	0.7	19.3	53.2
2004	16.5	82.4	42.2	31.7	6.1	0.3	1.5	0.0	1.3	1.6	0.9	0.7	82.4
2005	3.3	12.1	95.4	6.1	0.3	0.8	0.2	0.3	0.0	1.3	3.6	5.0	95.4
2006	49.1	304.7	120.1	2.9	0.1	0.9	1.1	0.5	0.1	0.3	5.5	4.6	304.7
2007	90.6	5.0	103.7	16.6	1.7	0.2	0.5	1.0	0.2	0.8	2.8	2.6	103.7
2008	142.8	362.0	185.9	20.8	4.4	1.6	0.9	0.1	0.5	1.6	1.9	0.0	362.0
2009	223.5	164.6	63.1	10.7	2.9	0.6	0.3	0.4	1.3	0.3	4.2	4.5	223.5
2010	47.3	177.7	191.9	77.3	3.0	1.4	1.2	0.1	0.3	0.3	2.1	3.5	191.9
2011	24.2	68.0	5.0	62.3	1.4	0.9	4.3	0.1	0.1	0.5	1.9	4.3	68.0
2012	102.2	230.7	169.8	65.3	12.3	4.2	0.4	0.1	0.0	0.6	2.3	1.6	230.7
2013	29.1	43.3	161.8	10.3	8.0	0.9	1.2	0.3	0.1	4.3	0.5	1.8	161.8
2014	43.7	39.6	9.7	3.4	34.8	11.0	0.6	0.4	0.4	5.1	0.4	8.8	43.7
2015	20.1	73.5	293.0	67.3	61.7	3.3	1.5	0.1	0.0	5.1	3.7	7.7	293.0
2016	40.6	271.6	220.8	65.7	0.4	4.4	0.4	0.1	0.3	0.4	0.5	5.3	271.6
PROMEDIO	74.0	139.0	134.1	53.0	31.0	6.1	1.6	0.2	0.8	1.4	6.9	18.5	194.5
DESV. EST.	132.4	151.4	132.6	99.6	97.7	25.1	3.4	0.2	2.1	1.6	27.6	70.6	167.8
MÁXIMO	622.6	743.0	530.9	577.2	576.1	152.0	20.5	1.0	12.3	5.1	167.3	421.5	743.0
MÍNIMO	0.4	1.5	0.1	0.6	0.1	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	21.9
N° Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 18

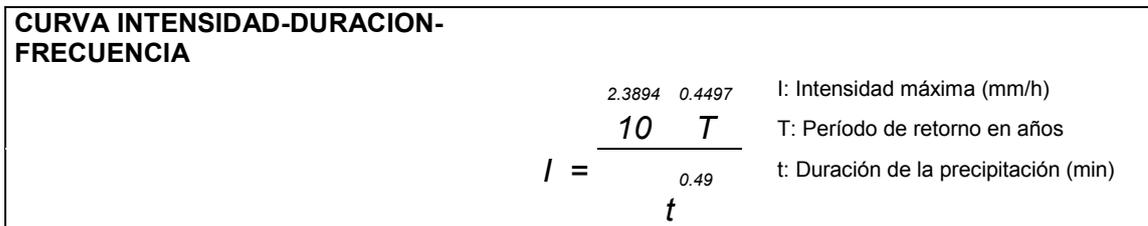
Curvas IDF - Estacion Quebrada Angostura



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 19

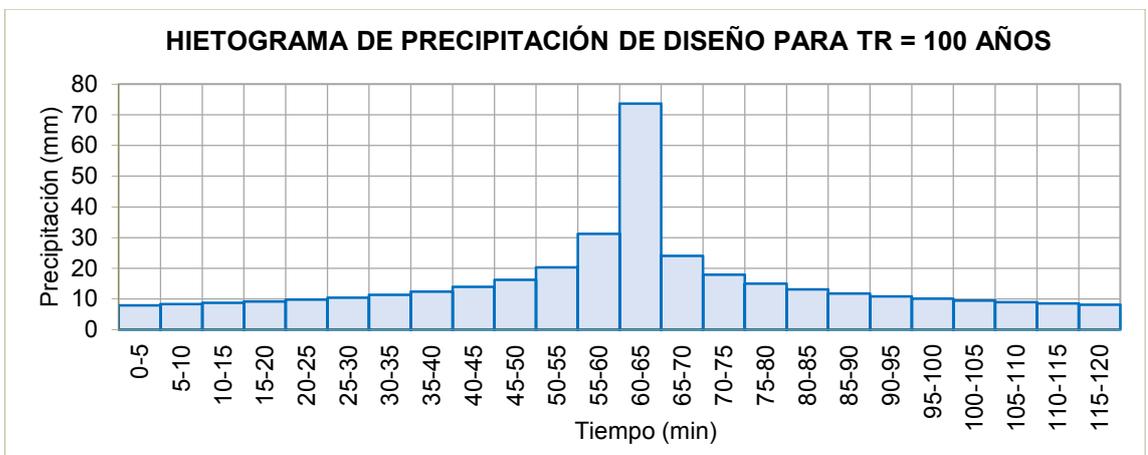
Ecuación IDF – Quebrada Angostura



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 20

Hietograma de TR 100 años - Quebrada Angostura



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 21

Registro histórico de la Estacion Rica Playa

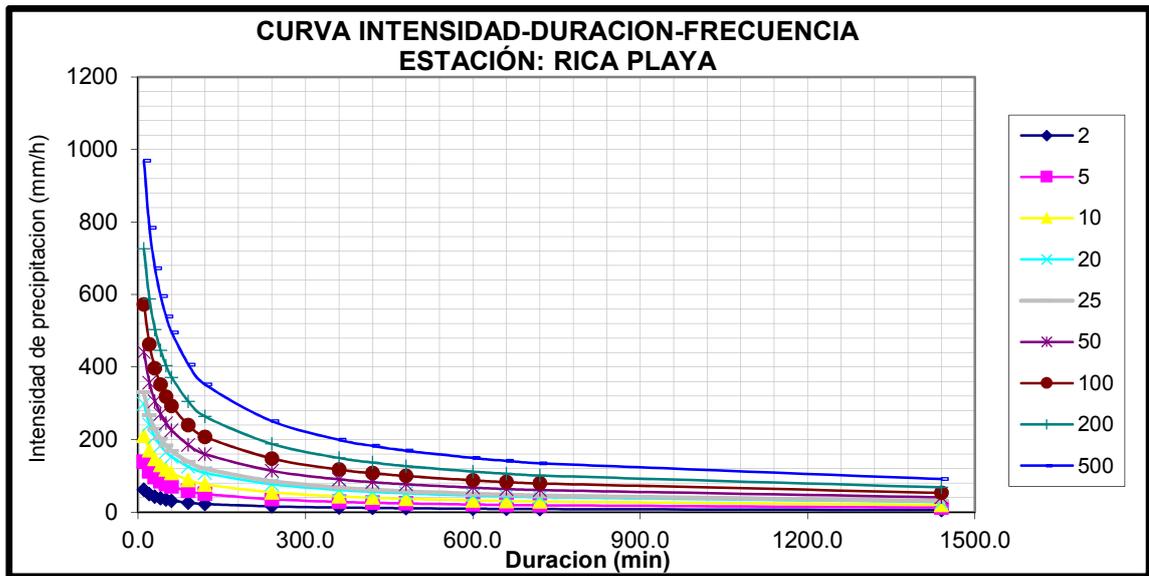
ESTACIÓN RICA PLAYA													
Estación :	RICA PLAYA			Longitud :	80° 27'	"W"	Dpto.	Tumbes					
Parámetro :	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)			Latitud :	3° 47'	"S"	Prov.	Tumbes					
				Altitud :	113	m.s.n.m.	Dist.	Pampas De Hospital					
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1981	0.0	49.8	59.2	23.2	0.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	59.2
1982	1.1	0.8	0.0	14.3	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	2.6	48.5	48.5
1983	529.0	358.4	384.1	848.0	493.1	102.3	6.4	0.0	2.1	0.9	0.1	4.0	848.0
1984	0.2	147.8	71.8	2.7	1.2	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	147.8
1985	3.7	9.8	97.0	1.1	0.9	0.4	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.7	97.0
1986	40.7	22.8	0.0	54.2	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	0.9	54.2
1987	100.7	177.0	241.8	60.3	2.9	0.0	0.5	0.1	0.4	0.0	0.0	0.1	241.8
1988	17.1	15.6	5.6	10.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.2	17.1
1989	60.7	182.8	83.1	24.2	0.3	1.5	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	182.8
1990	5.3	16.3	16.7	4.9	1.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.6	1.1	0.7	16.7
1991	1.0	40.1	50.2	2.4	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	2.0	50.2
1992	33.7	181.2	517.4	242.1	116.7	1.0	0.1	0.0	0.0	0.0	1.3	1.5	517.4
1993	9.1	154.3	120.6	52.5	20.1	1.5	0.3	0.0	0.0	2.6	0.0	0.7	154.3
1994	91.7	90.4	59.8	19.4	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	91.7
1995	17.5	46.9	26.3	3.9	7.1	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	2.1	8.0	46.9
1996	11.9	21.5	27.2	6.8	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.6	27.2
1997	7.4	23.1	100.1	61.4	20.4	8.8	1.4	0.0	8.8	2.5	56.1	243.4	243.4
1998	453.8	625.0	474.8	306.9	87.2	5.2	0.4	0.0	0.7	1.2	0.0	1.3	625.0
1999	9.3	89.0	111.8	154.3	28.1	0.8	0.1	0.0	0.3	0.0	0.0	1.1	154.3
2000	1.5	73.9	93.6	95.4	45.3	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	95.4
2001	58.6	48.5	305.5	60.8	4.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	2.7	305.5
2002	8.9	168.9	331.8	189.7	1.9	0.0	0.0	0.2	0.2	0.4	0.0	4.6	331.8

2003	35.0	47.0	23.0	15.6	1.3	1.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	8.9	47.0
2004	8.9	71.7	44.2	28.6	4.2	0.0	0.3	0.0	0.2	1.3	0.0	0.0	71.7
2005	1.8	8.9	82.3	8.2	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.2	1.0	2.3	82.3
2006	36.7	230.4	100.2	4.5	0.1	0.5	0.2	0.0	0.0	0.0	1.6	1.9	230.4
2007	70.0	3.4	129.1	27.2	1.1	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.6	0.9	129.1
2008	117.1	281.4	168.7	21.6	3.5	0.7	0.4	0.0	0.0	0.9	0.3	0.0	281.4
2009	203.2	133.0	91.8	19.4	2.5	0.7	0.0	0.0	0.3	0.0	2.5	3.0	203.2
2010	46.2	137.4	198.1	103.3	2.2	0.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	198.1
2011	13.8	49.4	2.3	95.5	0.9	0.3	4.2	0.0	0.0	0.0	0.5	3.1	95.5
2012	79.7	193.4	237.3	110.5	17.7	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.5	237.3
2013	24.4	33.3	168.2	10.2	7.4	0.2	0.1	0.0	0.0	1.4	0.0	0.5	168.2
2014	28.6	36.0	9.9	5.2	30.4	5.2	0.0	0.0	0.0	2.3	0.0	2.5	36.0
2015	13.9	54.3	309.1	116.3	53.1	2.5	0.4	0.0	0.0	2.0	1.3	5.6	309.1
2016	30.0	176.8	222.8	103.4	0.1	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	222.8
PROMEDIO	60.3	111.1	137.9	80.8	27.0	4.0	0.4	0.0	0.4	0.5	2.2	10.3	185.2
DESV. EST.	114.4	123.2	135.0	149.6	83.9	16.9	1.3	0.0	1.5	0.8	9.3	40.8	176.6
MÁXIMO	529.0	625.0	517.4	848.0	493.1	102.3	6.4	0.2	8.8	2.6	56.1	243.4	848.0
MÍNIMO	0.0	0.8	0.0	1.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.7
N° Datos	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36

Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 22

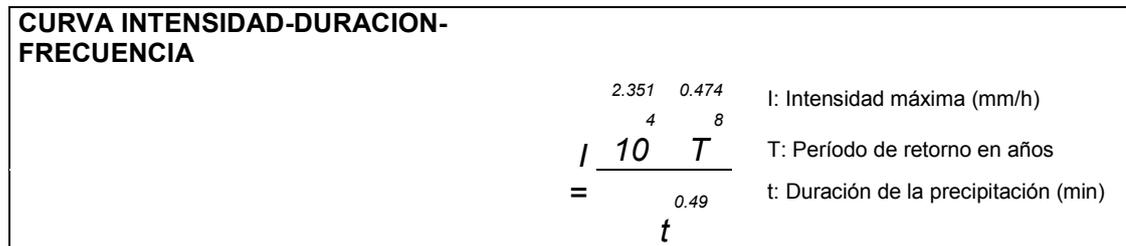
Curvas IDF - Estacion Quebrada Rica Playa



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 23

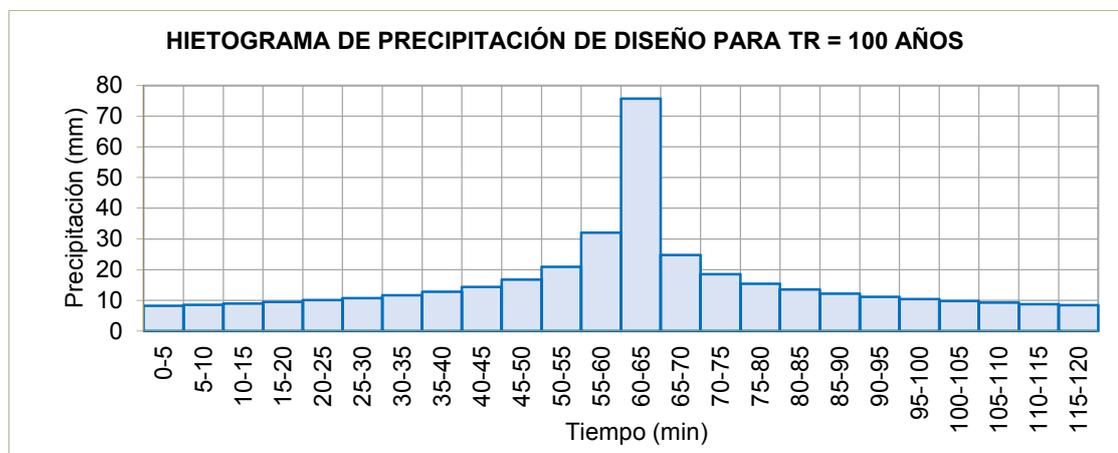
Ecuación IDF – Rica Playa



Fuente: (Elaboración propia)

Anexo 24

Hietograma de TR 100 años - Rica Playa



Fuente: (Elaboración propia)