

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO**

**FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA**



**“ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS CON FINES DE DISEÑO DE  
DEFENSA DEL RIOCHICHANACO DE LA CIUDAD DE SANDIA”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. ELMER MOCHICA MAMANI**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO AGRICOLA**

**PUNO – PERÚ**

**2013**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO**

**FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA**

**TESIS**

“ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS CON FINES DE DISEÑO DE DEFENSA  
DEL RIO CHICHANACO DE LA CIUDAD DE SANDIA”

PRESENTADO A LA DIRECCION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE  
INGENIERIA AGRICOLA UNA-PUNO COMO REQUISITO PARA OPTAR EL  
TITULO DE:

**INGENIERO AGRICOLA**

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE:

Dr. Eduardo Flores Condori

PRIMER MIEMBRO:

Ing. Edilberto Huaquisto Ramos

SEGUNDO MIEMBRO:

M Sc. Percy Arturo Ginéz Choque

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Teófilo Chirinos Ortiz

ASESOR DE TESIS:

M Sc. Eduardo Luis Flores Quispe

.....

Puno, Enero del 2013

**ÁREA : Ingeniería y Tecnología**  
**TEMA: Estudios hidrológicos**  
**LÍNEA: Recursos Hídricos**

## DEDICATORIA

*A DIOS por darme la vida, por ser mi guía,  
fortaleza e iluminar mi camino, pero sobre  
todo por darme una luz de esperanza y alegría  
“Derramando muchas bendiciones en mi” y  
por permitirme disfrutar mis logros cerca de  
mis seres amados.*

*A mí querido padre y madre **Juan Mochica  
Vilca, Ángela Mamani Flores** quien con su  
ejemplo me formaron para asumir retos como  
éste, y me supieron inculcar la dedicación y  
perseverancia al trabajo.*

*Hago extensiva esta dedicatoria a mis hermanos  
Ángel, Héctor, Rosendo, Nancy, Cleto, y  
Nereyda, a mis tíos Nolberto, Wilfredo,  
Gervacio, Filomena mi primo Wilber. Por su  
apoyo incondicional.*

### ELMER

*“Todo lo puedo en Cristo que me Fortalece”*

*Fil.4:13*

## AGRADECIMIENTOS

A nuestra Alma Mater, Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por darme la oportunidad de formarme profesionalmente.

El presente trabajo ha sido realizado bajo la dirección del ing. Teófilo Chirinos Ortiz y el asesoramiento del M Sc. Eduardo Luis Flores Quispe, a quienes expreso mi más sincero y afectuoso agradecimiento por su inestimable y permanente apoyo, que hizo posible la realización de este trabajo de investigación.

Asimismo quiero agradecer a los miembros del jurado por sus aportes realizados en el presente trabajo.

A mis amigos de amistad que compartimos siempre. (Esteban, Marcelino, Rubén, Víctor, Jorge y Delber.)

## CONTENIDO

<b>I. INTRODUCCION.....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Antecedentes.....	5
1.4 Justificación.....	6
1.5 Objetivos.....	8
1.5.1. Objetivo general.....	8
1.5.2. Objetivo específico.....	8
<b>II. REVISION DE LITERATURA.....</b>	<b>9</b>
2.1. Cuenca hidrográfica.....	9
2.2. Sistema hidrológico.....	9
2.3. Modelos hidrológicos.....	10
a) Modelo del sistema hidrológico.....	10
b) Modelos.....	11
c) Modelos estocasticos.....	11
d) Modelos deterministicos.....	11
2.4. Análisis de consistencia de información hidrológica.....	12
2.5. Métodos para el análisis de avenidas.....	13
2.5.1. Métodos estadísticos. probabilidad usadas en hidrología.....	13
a) Distribución Log-normal.....	13
b) Distribución de Gumbel.....	14
c) Distribución Pearson III y Log-Pearson III.....	16
2.5.2. Métodos hidrometeorológicos.....	17
a) Transformación lluvia-escorrentía.....	17
b) Determinación de la precipitación promedio en la cuenca.....	18
c) Reducción de la precipitación según área.....	19

d) Hietogramas de diseño utilizando análisis de eventos de tormenta.....	19
e) Método SCS para abstracciones.....	21
f) Hidrograma unitario (definición e hipótesis básicas).....	24
g) Hidrogramas unitarios sintéticos.....	28
h) Hidrograma adimensional SCS.....	29
i) Tiempo de concentración.....	30
j) Máximas Avenidas.....	32
j.1.) Periodo de Retorno.....	34
California Culverts Practice (1942).....	29
Formula de Ven Te Chow.....	37
Formula del U.S. Corps of Engineers.....	37
j.2) Modelo HEC-Hydrologic Modeling System (HMS).....	37
2.5.3 Metodos de obtencion de caudal y/o precipitacion maxima.....	38
2.5.3.1 Modelos probabilisticos.....	38
a) Dsistribuciones Teoricas.....	38
2.5.4 Conceptos fundamentales.....	41
a) clasificacion de rios.....	41
a.1) Rios jovenes.....	42
a.2) Rios maduros.....	42
a.3) Rios viejos.....	42
a.4) Rios rectos.....	43
a.5) Rios estrelazados.....	43
a.6) Rios meandricos.....	43
<b>III.MATERIALES Y METODOS.....</b>	<b>44</b>
3.1.Ámbito de estudio.....	44
3.2. Ubicación geografica.....	45

3.3. Ubicación política.....	45
3.4. Accesibilidad.....	45
3.5. Características Hidrológicas.....	46
3.6. Precipitación.....	47
3.7. Situación de las defensas ribereñas en la zona.....	47
3.8. Aspectos socio económico de la zona.....	48
3.9. Aspectos físicos y demográficos.....	48
3.10. Aspecto económico.....	48
Actividad Agropecuaria.....	48
3.11. Aspectos sociales.....	49
Salud.....	49
Educación.....	49
3.12. Aspectos jurídicos legales.....	50
3.13. Metodología.....	50
Modelo HEC-Hydrologic Modeling System (HMS).....	52
4.0 Equipos y Materiales.....	52
a) Materiales y Equipos de gabinete.....	52
b) Materiales y Equipos de campo.....	53
5.0 Trabajo Preliminar de investigación.....	54
a) Fase preliminar de gabinete.....	54
b) fase de campo.....	55
c) fase definitiva de campo.....	56
6.0 Estudios básicos para realizar el diagnóstico.....	56
6.1. Estudio Topográfico.....	56

a) Recopilación de información.....	56
b) Reconocimiento de campo.....	56
c) Levantamiento Topográfico.....	57
d) Seccionamiento de rio.....	57
e) dibujo.....	57
6.2. Estudio Hidrológico.....	58
6.3 Parámetros geomorfológicos de la cuenca.....	58
• Área de la cuenca(A).....	58
• Perímetro de la cuenca(P).....	58
• Longitud mayor del rio (L).....	59
• Forma de la cuenca.....	59
• Ancho promedio.....	59
• Coeficiente de compacidad(Kc).....	60
• Factor de forma.....	60
• Grado de ramificación.....	61
• Densidad de drenaje.....	61
6.4 Obtención de precipitación máxima de 24 horas.....	61
a) Precipitación máxima de 24 horas.....	62
b) Formación de serie anual.....	62
c) Análisis de consistencia de la información.....	62
• Análisis grafico.....	63
• Análisis de doble masa.....	63
d) Análisis probabilístico.....	64
e) Análisis de frecuencia de precipitación máxima de 24 horas.....	65
f) Límite de aplicabilidad y la función de distribución de probabilidad.....	65
• Ajuste grafico.....	66
• Método del error de cuadrático mínimo.....	66
• Prueba de bondad de ajuste: smirnov-kolmogorov.....	66



6.5 Análisis de máximas Avenidas.....	67
6.6 Evaluación de impacto ambiental.....	69
6.6.1 Consideraciones normativas.....	69
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSION.....</b>	<b>71</b>
4.1 Análisis y Tratamiento de datos hidrológicos.....	71
4.2 Características hidrológicas de la cuenca de sandia.....	72
4.3 Delimitación de la Cuenca.....	75
4.4 Mapa de ubicación de estaciones pluviométricas.....	76
4.5 Prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov.....	80
4.6 Análisis de frecuencia de precipitación máxima (mm) de 24 hrs.....	87
4.7 Coeficientes para determinar la precipitación en la microcuenca....	88
4.8 Precipitación máxima de 24 horas en la microcuenca sandia (mm).	89
4.9 Datos de la Cuenca.....	90
4.10 Caudales obtenidos con Modelo HEC HMS.....	92
<b>V.CONCLUSIONES.....</b>	<b>100</b>
<b>VI.RECOMENDACIONES.....</b>	<b>102</b>
<b>VII.LITERATURA CITADA.....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>105</b>

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación se ha realizado con el fin de determinar la avenida máxima con el propósito de diseñar la infraestructura hidráulica de las defensas ribereñas para el río Sandia (Chichanaco) que atraviesa por un costado de la ciudad de Sandia La ciudad de Sandia, geográficamente se encuentra ubicada: en el distrito de Sandia situada a una Latitud  $14^{\circ}19'20''$  Sur, Longitud  $69^{\circ}27'57''$  W, y altitud 2,240 m.s.n.m en la carta nacional 29-x, 29-y, que en este río en las épocas de máximas avenidas siempre sufre las inundaciones de las tierras agrícolas, viviendas que se encuentran en las riveras del río, entre otros. Los objetivos específicos del presente trabajo realizado fueron: Aplicar los modelos probabilísticos en el análisis de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Chichanaco Sandia; y Generar información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña de la ciudad de sandia. El río Chichanaco es un río de régimen irregular por lo que no tiene serie de datos históricos y las precipitaciones máximas se ha generado a través de datos históricos de las estaciones meteorológicas de las cuencas adyacentes tales como: Cuyo Cuyo, Crucero, Limbani, Tambopata, Sina y Ananea. Para cumplir con los objetivos planteados primeramente se ha realizado la bondad de ajuste de los datos históricos y una vez determinada a que distribución de probabilidad se ajusta mejor en cada uno de las estaciones y luego se ha utilizado el paquete HEC HMS fue el laboratorio utilizado el sistema de modelaje hidrológico desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica, está diseñado para simular el proceso de precipitación-escorrentía en cuencas. El análisis concluye que para las estaciones pluviométricas dentro de la microcuenca y alrededor de ésta, la distribución de probabilidad que mejor ajuste para la precipitación máxima de 24 horas es la Lognormal 3 parámetros (Limbani, Tambopata, Crucero, Cuyo Cuyo y Ananea) y la Log Pearson tipo III (Estación Sina), según la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, lo cual indica un comportamiento homogéneo de la frecuencia de precipitación máxima. La estación Cuyo Cuyo es la única dentro de la microcuenca y esta cerca al nacimiento de la misma, por tanto se considera como representativa de la precipitación máxima en la microcuenca Sandia. La precipitación máxima para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, son respectivamente 30, 33.7, 38.2, 41.4 y 44.6 mm. Estos se ponderaron por la influencia de las estaciones utilizadas, siendo la estación Cuyo Cuyo, la de mayor coeficiente de influencia según el método de Inverso

del cuadrado de la distancia. Se considera que no existe mucha variación puesto que la diferencia entre la precipitación máxima de 5 y 100 años de retorno, difieren sólo en 14.6 mm. El uso de suelo predominante en la microcuenca Sandia se representó con un número de curva de 77 para un grupo hidrológico de suelo C, ello determina una retención potencial máxima de 2.987 pulg (7.6 cm de lámina) y una abstracción inicial de 0.597 pulg (1.5 cm), ambos valores indican altos niveles de infiltración en la microcuenca. Puesto que no existen registros de intensidad de precipitación con pluviografos, se distribuyó horariamente la precipitación de 24 por una tormenta hipotética tipo II, además el tiempo de concentración estimado fue de 154.5 minutos, con estos valores se transformó la precipitación máxima en caudal máximo de diseño para la microcuenca, determinándose para 5, 10, 25, 50 y 100 años, respectivamente, 256.1, 318.4, 385.4, 438.4 y 512.5 m<sup>3</sup>/s. Estos caudales son los máximos de los hidrogramas de avenida y representan a los máximos instantáneos, adecuados para diseño del presente trabajo de investigación.

## I. INTRODUCCION

### 1.1 GENERALIDADES

Una de las características de la selva del Perú son las pendientes fuertes y la excesiva precipitación pluvial que ocurren en las cuencas, por consiguiente la distribución y magnitud de las precipitación pluvial, así como de los sistemas de manejo de las tierras existentes, facilitan la erosión de los suelos que en muchos casos suele ser considerable.

En la región del altiplano, es importante conocer la capacidad erosiva de las precipitaciones, especialmente de aquellas lluvias de mayor intensidad, que tiene efectos de erosión en los suelos.

En la actualidad El potencial de un país puede valorarse básicamente por los recursos naturales que posee y la forma como el hombre aprovecha de ellos. De igual manera la explotación de las tierras sin un criterio técnico sobre la planificación de su uso, puede provocar serios daños irreversibles en las zonas donde la escorrentía y la erosión se origina como consecuencia de la ocurrencia de fuertes precipitaciones; las cuales desplazan los suelos desde las partes altas hacia las partes bajas de los valles.

El problema de sobredimensionamiento de una obra hidraulica implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por lo tanto un proyecto intermediario sería la solución ideal, generando los menores costos anuales a través de estudios hidrológicos utilizando los modelos hidrológicos adecuados de la cuenca.

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de

frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados). Esto implica que la curva de frecuencia definida para un determinado lugar es válida rigurosamente para ese lugar; cuando generalmente la información que se requiere es en un lugar diferente, donde no existen datos medidos; la regionalización de datos permite combinar informaciones de diversos lugares en la cuenca o región, para producir por ejemplo, una curva regional de frecuencias, válida en toda la región y lugares sin información; este recurso entre tanto, está limitado a descargas de hasta 100 años de período de retorno.

Los resultados podrían ser confiables siempre que existan suficientes datos disponibles y no hayan ocurrido modificaciones importantes en el régimen del curso de agua durante el período de registro, o después; se acepta entonces, la condición de que el comportamiento del sistema continuará siendo el mismo durante el período de cálculo (en el futuro).

En el área de estudio el río Chichanaco en épocas de altas avenidas causan desastres de gran magnitud, tal es así en las últimas avenidas el río en mención ha dañado gran parte de infraestructura vial servicios básicos, de áreas de cultivo y otros, por ende generando pérdidas económicas y pérdida de capital de producción, a consecuencia de estos fenómenos inesperados ha disminuido notablemente la capacidad de producción agrícola, dicho fenómeno producido genera pobreza, además el crecimiento demográfico poblacional es un factor fundamental que interviene, los que hacen que el suelo se degraden por el uso continuo de las tierras, este proceso de crecimiento y desarrollo social hace que sean más urgente proteger la población.

El desborde del río chichanaco podría presentarse en cualquier momento afectando a la localidad de Sandía que se encuentra dentro de la ciudad - Urbano -Sandía y provocaría pérdidas económicas y podría incluso generar situaciones de grave riesgo. Uno de los problemas hidrológicos que presenta la cuenca de río Chichanaco es la ocurrencia de máximas avenidas que causan inundaciones, riesgo de vida útil de las obras de canalización, erosión y transporte de sedimentos, debido al exceso de lluvias en los meses de Enero, Febrero, y Marzo. La selección correcta de una avenida de proyecto constituye un aporte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir y controlar los problemas mencionados, es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En la ciudad de Sandía, las precipitaciones han deteriorado el dique existente construido hace más de 08 años quedando rezagos de la existencia de este muro contención en el tramo aguas arriba del muro contención planteado, de continuar los eventos extraordinarios se originaría el riesgo de la seguridad de la población, al destruirse las viviendas, centenares de familias no tendrían techo ni abrigo, de afectarse los servicios básicos la población estaría expuesta a enfermedades relacionadas a la falta de saneamiento que podrían propagarse de no trabajar

concertadamente, pérdida de hectáreas de cultivo, pérdida de la infraestructura de riego perjudicando enormemente la economía de la población.

En el tramo del río Chichanaco hay acumulaciones y depósitos de material sólido, que ocasionan el cambio de dirección del flujo del agua hacia la margen izquierda del río deteriorando las defensas existentes. Es necesario indicar que, en cualquier proyecto de Ingeniería, el problema de su dimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por lo tanto un proyecto intermedio sería la solución ideal, generando los menores costos anuales a través de estudios hidrológicos utilizando los modelos hidrológicos adecuados de la cuenca.

El problema fundamental que se observa a nivel de las cuencas del Altiplano, después de la ocurrencia de una tormenta, es la ocurrencia de una onda de crecida que ocasiona inundaciones y las consiguientes pérdidas económicas; este problema se pretende solucionar analizando y aplicando modelos probabilísticos y el modelo HEC HMS para lo cual se ha formulado las siguientes interrogantes:

¿De que manera influye el conocimiento de las máximas avenidas en el dimensionamiento de defensa ribereña del río de chichanaco.

### 1.3 ANTECEDENTES

En el área de estudio existen defensas ribereñas de concreto los cuales han sido construidos por la Municipalidad y Programa de Encausamiento de Río y Protección de Estructuras de Captación (PERPEC) de Puno de los cuales han colapsado y los que quedan están en riesgo de colapsar.

El río chichanaco de la ciudad de Sandia en épocas de altas avenidas causarían desastres de gran magnitud , tal es así en las ultimas avenidas el río en mención ha dañado gran parte de infraestructura vial servicios básicos, de áreas de cultivo y otros, por ende generando pérdidas económicas y perdida de capital de producción, a consecuencia de estos fenómenos inesperados ha disminuido notablemente la capacidad de producción agrícola, dicho fenómeno producido genera pobreza

Además el crecimiento demográfico poblacional es un factor fundamental que interviene, los que hacen que el suelo se degraden por el uso continuo de las tierras, este proceso de crecimiento y desarrollo social hace que sean más urgente proteger la población, infraestructura vial, áreas de cultivos y otros infraestructuras existentes como las Instituciones Educativas, que se encuentra en peligro inminente; con el presente planteamiento se busca garantizar la estabilidad social y económica de las familias asentadas en el área del proyecto.

En el área de estudio existen defensas ribereñas de concreto los cuales han sido construidos por la Municipalidad y Programa de Encausamiento de Río y Protección de Estructuras de Captación (PERPEC) de Puno de los cuales han colapsado y los que quedan están en riesgo de colapsar.



El término “Prevención de inundaciones” se aplica al efecto del fenómeno en la formación de la correspondiente descarga, conllevando un pronóstico de estado futuro de alturas de precipitación o caudales, asociados al instante de ocurrencia de los mismos, con la finalidad de prevenir los efectos negativos que vengan a acontecer. La terminología “Prevención en tiempo real” es más apropiado, y representa un típico problema de hidrología avanzada, donde técnicas hidrológicas son empleadas para calcular anticipadamente la ocurrencia de un evento, a partir del conocimiento del comportamiento del sistema natural y usando como entradas las lluvias o los niveles de precipitación y caudales en determinados lugares de la cuenca y la red fluvial. Para desarrollar el presente trabajo se ha considerado como base algunos textos y tesis:

MEJIA A. Analisis de Máximas Avenidas, publicación de la Universidad Nacional Agraria la Molina de la ciudad de lima. PUBLIDRAT 1999. COAQUIRA R. Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas. Publicación PRORRIDRE – PUNO.

#### **1.4. JUSTIFICACIÓN**

El desborde del río chichanaco podría presentarse en cualquier momento afectando a la localidad de Sandia que se encuentra dentro de la ciudad - Urbano -Sandia y provocaría pérdidas económicas y podría incluso generar situaciones de grave riesgo.

La zona identificada es vulnerable ante la presencia de avenidas extremas como consecuencia del desborde del río, ya que el dique existente ha colapsado no existiendo en estos momentos ninguna protección para la población. Así mismo la población corre grave peligro al querer cruzar el río Chichanaco por sus

propios medios, esto debido a que en la zona no existen puentes suficientes para el paso del río por lo que muchos habitantes han sido víctimas al querer cruzar el río.

Por otro lado, los estudios hidrológicos constituyen una herramienta básica para establecer hasta que punto es factible y seguro un proyecto de desarrollo hidráulico, dentro de una cuenca o microcuenca hidrográfica. Uno de los problemas hidrológicos que presenta la cuenca de chichanaco es la ocurrencia de máximas avenidas que causan inundaciones, riesgo de vida útil de las obras de canalización, erosión y transporte de sedimentos, debido al exceso de lluvias en los meses de Enero, Febrero, y Marzo. Los daños que causan las avenidas, son notorios en el aspecto económico y social en las comunidades de la cuenca, con mayor incidencia en las actividades agrícolas, pecuarias y urbanas de la zona en estudio.

La selección correcta de una avenida de proyecto constituye un aporte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir y controlar los problemas mencionados, es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

La razón fundamental de la presente investigación es realizar el estudio de análisis de máximas avenidas aplicando modelos probabilísticos.

## **1.5. OBJETIVOS**

### **1.5.1. Objetivo general**

Realizar el análisis de máximas avenidas con fines diseño de defensa ribereña para prevenir desastres producto de tormentas de la ciudad de sandia.

### **1.5.2. Objetivos específicos**

1. Aplicar los modelos probabilísticos en el análisis de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Chichanaco Sandia.
2. Generar información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña de la ciudad de sandia

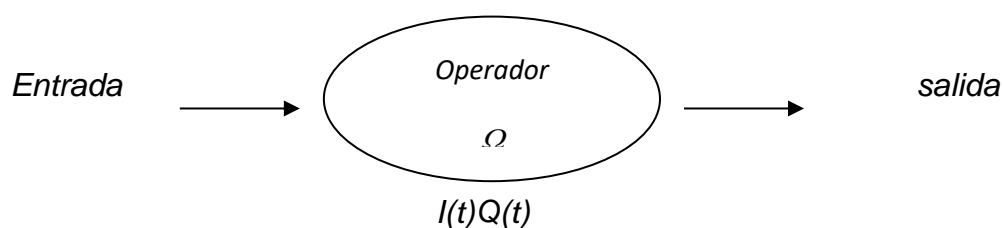
## II. REVISIÓN DE LITERATURA

### 2.1. Cuenca hidrográfica

Aparicio (1993), conceptúa a una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

### 2.2. Sistema hidrológico

Chow, et al. (1994), afirman que los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los subsistemas. Un sistema hidrológico se define como una estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera en ellas internamente y las produce como salidas.



**Figura (2.1):** Sistema hidrológico general.

Si se utiliza el concepto de sistema, el esfuerzo se dirige hacia la construcción de un modelo que relacione entradas y salidas en lugar de llevar a cabo la extremadamente difícil tarea de una representación exacta de los detalles del sistema, los cuales pueden ser desconocidos o no significativos desde un punto de vista práctico.

### 2.3. Modelos hidrológicos

#### a) Modelo del sistema hidrológico

Según **Chow, et al. (1994)**, el objetivo de analizar el sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. Central a la estructura del modelo está el concepto de transformación del sistema.

Las entradas y las salidas pueden expresarse como funciones del tiempo,  $I(t)$  y  $Q(t)$  respectivamente, en donde  $t$  pertenece al rango de tiempo  $T$  en consideración. El sistema realiza una transformación de la entrada en la salida representada por

$$Q(t) = \Omega I(t)$$

La cual se conoce como ecuación de transformación del sistema. El símbolo  $\Omega$  es una función de transferencia entre la entrada y la salida. Si esta relación

puede representarse mediante una ecuación algebraica, entonces  $\Omega$  es un operador algebraico.

### **b) Modelos**

**Ponce (1989)**, señala que en ingeniería hidrológica, existe cuatro tipos de modelos matemáticos: (1) Determinístico, (2) Probabilístico, (3) Conceptual y (4) Paramétrico. Un modelo conceptual es una representación simplificada del proceso físico, obtenida por las variaciones espacial y temporal, agregado y descrito en términos de cualquiera de las ecuaciones diferenciales ordinarias o ecuaciones algebraicas. Un modelo paramétrico representa procesos hidrológicos por medio de ecuaciones algebraicas, este contiene parámetros claves para ser determinados en forma empírica.

### **c) Modelos estocásticos**

**Chow, et al. (1994)**, los definen como, modelos de variables aleatorias o probabilísticas que no tienen valor fijo en un punto particular del espacio y del tiempo, pero que están descritas a través de distribuciones de probabilidad. Estos modelos hacen predicciones. Por ejemplo la lluvia que caerá mañana en un lugar particular no puede pronosticarse con exactitud.

### **d) Modelos determinísticos**

**Chow, et al. (1994)**, afirman que, no consideran la aleatoriedad, una entrada dada, produce siempre una misma salida. Modelos determinísticos hacen pronósticos. Por ejemplo. Modelo determinístico para la determinación de evaporación diaria en un lugar dado.

#### 2.4. Análisis de consistencia de información hidrológica

**Mejía (2001)**, indica que, antes de iniciar cualquier análisis o utilizar los datos observados en las estaciones hidrométricas, hay necesidad de realizar ciertas verificaciones de los valores de precipitación.

Los datos hidrológicos en general, están constituidos por una larga secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico obtenidas para un determinado lugar. No obstante que un registro largo sea lo deseable, se debe reconocer que cuanto más largo es el período de registro, mayor será la posibilidad de error. Una serie generada en esas condiciones, si los errores o cambios fueran apreciables, es inconsistente, o carece de homogeneidad.

Para verificar éste tipo de inconsistencia, se usa el método de la curva de doble masa, basado en el hecho de que un gráfico de una cantidad acumulada ploteada contra otra cantidad acumulada durante el mismo período, debe ser una línea recta siempre que las cantidades sean proporcionales, la inclinación de la recta representa la constante de proporcionalidad. Una alteración en la pendiente de la recta, indicará que ocurrió un cambio en la constante de proporcionalidad entre las dos variables o que tal vez la proporcionalidad no es constante en todos los niveles de acumulación.

**Paoli, et al. (2002)**, señalan que, la consistencia en la determinación de caudales de diseño por transformación lluvia-caudal y análisis de frecuencia es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas. En la ingeniería práctica, el dimensionado de distintos tipos de obras requiere el cálculo de la crecida de diseño para lo cual es necesario asociar una magnitud de crecida con la

probabilidad anual de ser superada, con lo que se presenta el riesgo hidrológico del evento.

## 2.5. Métodos para el análisis de avenidas

### 2.5.1. Métodos estadísticos. Funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología

**Aparicio (1993)**, afirma que, en la estadística existe decenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas; de hecho, existen tantas como se quiera, y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto, es necesario escoger, de esas funciones, las que se adapten mejor al problema bajo análisis.

#### a) Distribución Log-normal

Es una distribución para una variable aleatoria cuyos logaritmos siguen una distribución normal, con parámetros  $\mu$  y  $\sigma$ . Los datos hidrológicos, a veces, tienen una distribución fuertemente asimétrica y en general en esos casos una transformación logarítmica la convierte en una distribución normal.

Así la función de densidad y la función de distribución acumulada de probabilidad son:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$P(Y < y) = F(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2} dy$$

Donde:



$Y$  = variable aleatoria.

$y$  = logaritmo de la variable aleatoria.

$\mu$  y  $\sigma$  = parámetros de la función de densidad de probabilidad normal.

La distribución Log-normal es de gran utilidad porque abre el amplio campo teórico de aplicación de la distribución Normal. Como ambas distribuciones, Normal y Log-Normal son de dos parámetros, basta calcular la media y la desviación estándar de los caudales o las precipitaciones y de sus respectivos logaritmos. El grado de ajuste de una serie de datos puede, como en los demás casos, ser examinado a través del uso del papel de probabilidades Log-normal, donde debe resultar una recta.

#### **b) Distribución de Gumbel**

Entre las diversas distribuciones de valores extremos es la que actualmente tiene mayor utilidad. Los valores extremos en cuestión serían las precipitaciones diarias máximas anuales, ya que cada una es la máxima entre los 365 valores del año. Para aplicar esta ley, se debe tener en cuenta que existen muestras, cada una constituida de 365 elementos, del universo de la población infinita de la variable aleatoria que es la precipitación diaria. De acuerdo con la ley de los extremos, la ley de distribución de la serie de  $n$  términos constituidos por los mayores valores de cada muestra tiende asintóticamente para una ley simple de probabilidades, que es independiente de la que rige la variable aleatoria a las diferentes muestras y en el propio universo de la población infinita.

Esa es la base del método de Gumbel (distribución de valores extremos tipo I), en el cual se calcula  $P$  por la siguiente relación:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

$$y = \frac{1}{0.7997} (p - \bar{p} + 0.45\sigma_p)$$

Donde  $\bar{p}$  es la media de las “n” precipitaciones máximas, P es la probabilidad de que una precipitación máxima diaria de un año cualquiera sea mayor o igual a la precipitación p, y  $\sigma_p$  la desviación estándar de las “n” precipitaciones máximas.

La expresión de y muestra que existe una relación lineal entre él y el valor de p; esa recta puede ser diseñada conociéndose:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

El eje donde están marcados los valores de y puede ser graduado en tiempos

de retorno a través de la relación  $T = \frac{1}{P}$  y de esta manera, a cada precipitación le corresponde un período de retorno; conociéndose a este como papel de distribución Gumbel.

El método de Gumbel es de fácil aplicación y se basa sólo en dos parámetros, la media y la desviación estándar, mientras que otros métodos incluyen el coeficiente de asimetría.

### c) Distribución Pearson III y Log-Pearson III

La distribución Pearson III posee las características de ser asimétrica y no negativa, lo que la hace adecuada para describir las precipitaciones máximas;

es una distribución de tres parámetros. La media, desviación estándar y el coeficiente de asimetría, son definidos por las siguientes relaciones:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

$$c_p = \frac{\sum (p - \bar{p})^3}{2S_p \sum (p - \bar{p})^2} = \frac{n \sum p^3 - 3n(\sum p)(\sum p^2) + 2n(\sum p)^3}{n(n-1)(n-2)S_p^3}$$

La función de densidad de probabilidad y la función de probabilidad acumulada están dadas por:

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

$$P(P < p) = F(p) = \int_0^p \frac{(p - \alpha)^{\gamma-1} e^{-\frac{p-\alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dp$$

Donde:

$$\alpha = \text{parámetro de posición: } \bar{p} = \alpha + \beta\gamma$$

$$\beta = \text{parámetro de escala: } S_p = \beta\sqrt{\gamma}$$

$$\gamma = \text{parámetro de forma: } c_p = \frac{2}{\sqrt{\gamma}}$$

## 2.5.2. Métodos hidrometeorológicos

### a) Transformación lluvia-escorrentía

**Aparicio (1993)**, refiriéndose a las relaciones lluvia-escorrentamiento dice que, es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escorrentamiento

en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de las obras hidráulicas. En general los registros de precipitaciones son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes, o bien usando los métodos de análisis de datos de precipitación en el caso de avenidas de diseño.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

- Área de la cuenca.
- Altura total de precipitación.
- Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
- Distribución de la lluvia en el tiempo.
- Distribución en el espacio de la lluvia.

**Coaquira (1994)**, señala que, existen diversas metodologías para la determinación del caudal de diseño, las más conocidas son en base a los caudales máximos instantáneos registrados o en función a las precipitaciones máximas registradas en los pluviógrafos. En base a los primeros los análisis de

datos se realiza estocasticamente también con modelos regionalizados; mientras que con los segundos determinísticamente.

Según **Nanía (2003)**, una vez que se ha estudiado el régimen de precipitaciones de una cuenca, obtenido una lluvia de diseño asociada a un determinado período de retorno y estimado las pérdidas con alguno de los modelos disponibles, de manera tal de encontrar la lluvia neta o efectiva, el paso siguiente es transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal.

Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. El más popular es el hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 1930. También es posible la utilización de modelos de depósito y, si el nivel de información es el adecuado, también se pueden usar modelos basados en las ecuaciones del movimiento del fluido, especialmente en zonas urbanas.

#### **b) Determinación de la precipitación promedio en la cuenca**

Según **Chereque (1989)**, se define isoyeta la línea de igual precipitación. El método consiste en:

- Trazar las isoyetas, interpolado entre las diversas estaciones, de modo similar a como se trazan las curvas de nivel.
- Hallar las áreas  $a_1, a_2, \dots, a_n$  entre cada dos isoyetas seguidas.
- Si  $p_0, p_1, \dots, p_n$  son las precipitaciones representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$p = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} a_1 + \dots + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n}$$

Donde:

$p$  = precipitación media de la cuenca.

### c) Reducción de la precipitación según área

**U.S. Bureau of Reclamation (1973)**, menciona que las precipitaciones promedio en cuencas para ser convertidas en precipitaciones uniformes sobre el área, deben ser afectadas por un factor de reducción según el área de la cuenca, puesto que una tormenta no precipita sobre toda el área de la cuenca. Estos factores se pueden observar en el siguiente cuadro.

**Cuadro 2.1** Factor de reducción por área (Áreareducción factor)

Drainagearea (square miles)	Reduction factor aplicable H. R. 33 rainfall values (percent)
1000	10.0
500	10.0
200	11.0
100	13.0
50	15.0
10	20.0

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1973).

### d) Hietogramas de diseño utilizando análisis de eventos de tormenta

**Chow et al. (1994)**, consideran que, analizando los eventos de tormenta observados, puede determinarse la secuencia temporal de precipitación en tormentas típicas. Huff (1967) desarrolló relaciones de distribución temporal para tormentas fuertes en áreas de hasta 400 mi<sup>2</sup>. Los patrones de distribución temporal se desarrollaron para cuatro grupos de probabilidad, desde los más severos (primer cuartil) hasta los menos severos (cuarto cuartil). El SoilConservationService del U.S. Department of Agriculture (1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al

utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. La tabla presenta los hietogramas acumulados. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III, respectivamente; localizados geográficamente en los Estados Unidos donde dichos hietogramas podrían aplicarse. Los Tipos I y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El Tipo II corresponde al resto del país.

**Cuadro 2.2** Distribución de la lluvia SCS (SoilConservationService del U.S. Department of Agriculture-1986)

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 Horas		
		Pt/P24						
Hora t	t/24	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III	Hora t	t/6	Pt/6
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
2.00	0.083	0.035	0.050	0.020	0.020	0.60	0.10	0.04
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70

11.00	0.458	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.50	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.490	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.00	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.00	1.00
16.00	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: U.S. Dep. of Agricultura, Soil Conservation Service, 1973, 1986

(Chow et al.(1994).

**e) Método SCS para abstracciones**

**Chow et al. (1994)**, afirman que, el SoilConservationService (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa  $P_e$  es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ . Existe una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es  $P-I_a$ . La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,



$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia}$$

Del principio de continuidad

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrollo una relación empírica.

$$Ia = 0.2S$$

Con base en esto

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Al representar en graficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que  $0 \leq CN \leq 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; para superficies naturales  $CN < 100$ .

El número de curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S esta en pulgadas. Los números de curva se aplican a condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

**Cuadro 2.3** Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg.)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: SoilConservationService, 1972.

En el cuadro anterior se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

Los números de curva han sido tabulados por el SoilConservationService con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en tablas. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

#### **f) Hidrograma unitario (definición e hipótesis básicas)**

**Nanía (2003)**, describe que, el método del hidrograma unitario tiene en cuenta, además del área y la intensidad de la lluvia, como lo hace el método racional, la forma pendiente y características fisiográficas de la cuenca en estudio, aunque lo hace de forma implícita.

El hidrograma unitario es el hidrograma de esorrentía directa causado por una lluvia efectiva unitaria de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje.

El método se basa en dos hipótesis:

- La respuesta de la cuenca ante el proceso de escorrentía sigue un comportamiento lineal. Esto significa que son aplicables los principios de proporcionalidad y superposición.
- No se tiene en cuenta la variabilidad temporal de las características de la cuenca, de manera que una misma lluvia efectiva produce siempre el mismo hidrograma de escorrentía directa.

Según **Linsley et al. (1988)**, sería erróneo que un hidrograma típico bastaría para una hoya. Aun cuando las características físicas de la hoya permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Las características de una tormenta son la duración de la lluvia, el patrón de intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

**Duración de la lluvia.** El hidrograma unitario puede emplearse de dos maneras. Se puede obtener un hidrograma unitario a partir de una lluvia de duración corta (por ejemplo 1 hora), y dividir en intervalos semejantes precipitación de exceso de todas las tormentas que se van a aplicar. La otra posibilidad sería obtener una serie de hidrogramas unitarios de la hoya. Debido a la falta de información en cuanto a distribución horaria de la lluvia, el segundo método se utilizó comúnmente en las primeras épocas del hidrograma unitario. Teóricamente, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios para cubrir el rango de duraciones. En realidad, el efecto de pequeñas diferencias en la duración es muy leve y generalmente se acepta una tolerancia de  $\pm 25\%$  en la duración. Por lo tanto, se necesitan únicamente unos pocos hidrogramas unitarios. Cuando se

busca una solución en un computador se prefiere un hidrograma para una duración corta.

**Patrón de intensidad-tiempo.** Si se trata de obtener un hidrograma unitario para cada patrón intensidad-tiempo, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios. En la práctica, los hidrogramas unitarios se pueden basar en la suposición única de intensidad uniforme de lluvia. Sin embargo, durante la tormenta se reflejaran en la forma del hidrograma resultante grandes variaciones en la intensidad de la lluvia (y por lo tanto en la tasa de escorrentía). La escala de tiempo para la cual las variaciones en la intensidad son críticas depende principalmente del tamaño de la hoya. Los aguaceros de corta duración pueden ser causa de picos definidos en los hidrogramas de hoyas cuya área es de apenas unas pocas hectáreas, mientras que en hoyas de algunos cientos de kilómetros cuadrados se requerirán cambios en intensidad con duración de horas para causar efectos significativos en el hidrograma. Si los hidrogramas unitarios para una hoya son aplicables a tormentas de duración más corta que el tiempo crítico para la hoya, los hidrogramas para tormentas con mayor duración se pueden sintetizar de una manera sencilla. Una duración básica, de aproximadamente un cuarto del tiempo de retardo de la hoya, se considera satisfactoria.

**Distribución espacial de la escorrentía.** El patrón espacial de la escorrentía puede ser causa de variaciones en la forma del hidrograma. Si la zona de alta escorrentía está cerca de la salida de la hoya, el resultado será una rápida crecida, un pico corto y una recesión rápida. Si la zona de alta escorrentía está en la parte alta de la hoya, la creciente y la recesión serán lentas y el pico tendrá

mayor duración. Se han desarrollado hidrogramas unitarios para patrones específicos de distribución espacial de la escorrentía, por ejemplo, concentrada en la parte de aguas arriba o aguas abajo o uniforme. Sin embargo, esto no es totalmente satisfactorio dada la subjetividad de la clasificación. Una solución mejor consiste en aplicar el método de los hidrogramas unitarios únicamente a hoyas suficientemente pequeñas, asegurando de esta manera que las variaciones espaciales esperadas no serán de magnitud suficiente para que originen cambios grandes en la forma del hidrograma. El tamaño límite de la hoya está determinado por la exactitud deseada y las características climáticas regionales. Sin embargo, en general, los hidrogramas unitarios no pueden utilizarse para hoyas cuya área sobrepase los  $5000 \text{ km}^2$  ( $2000 \text{ mi}^2$ ), a menos que sea aceptable una exactitud inferior. Lo anterior no es aplicable a variaciones en la lluvia causada por la topografía de la hoya, puesto que estos patrones de lluvia se pueden considerar como características relativamente fijas de la hoya. Son las variaciones del patrón normal las causantes de problemas.

**Cantidad de escorrentía.** Inherente a la suposición de un hidrograma unitario lineal está la suposición de que las ordenadas de flujo son proporcionales al volumen de escorrentía para todas las tormentas de una duración dada y que el tiempo base de todos estos hidrogramas es igual. Como es obvio, esta suposición no es completamente válida puesto que, dado el carácter de las curvas de recesión, la duración de las mismas debe ser función de la descarga pico. Además, los hidrogramas unitarios de tormentas de la misma duración pero de diferente magnitud, no siempre coinciden. Los hidrogramas unitarios obtenidos a partir de tormentas menores son, en general, más bajos que aquellos

obtenidos a partir de grandes tormentas. Esto puede ser debido a que los eventos menores contienen menos escorrentía superficial y relativamente más escorrentía subsuperficial y agua subterránea que los eventos mayores, o debido a que el tiempo de viaje en los canales es mayor para descargas bajas.

#### **g) Hidrogramas unitarios sintéticos**

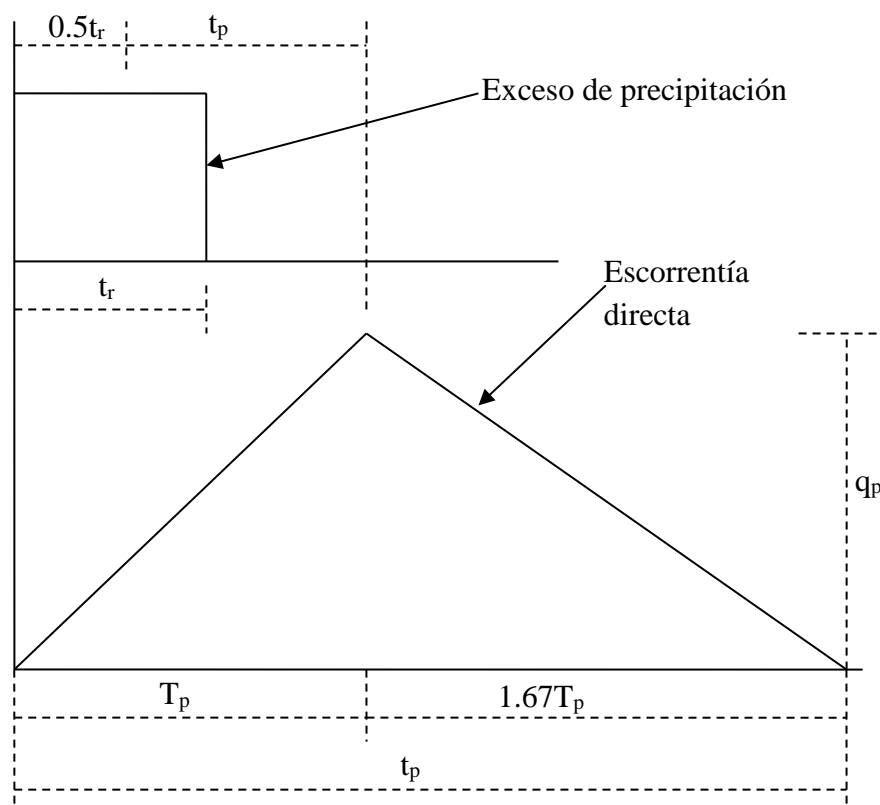
**Nanía (2003)**, señala que, el hidrograma unitario calculado a partir de la información de lluvia y caudal de una cuenca se aplica solamente a la cuenca y al punto del cauce en donde se midieron los caudales. Los hidrogramas unitarios sintéticos se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

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

#### **h) Hidrograma adimensional SCS**

Según **Chow et al. (1994)**, el hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $q_p$  y el tiempo por la relación del tiempo  $t$  con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario,  $T_p$ . Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca

dada. Los valores de  $q_p$  y  $T_p$  pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la figura, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en  $m^3/s\text{-cm}$  (SoilConservationService, 1972).



**Figura 2.1.** Hidrograma unitario sintético triangular del SoilConservationService. (Fuente: Chow et al. (1994)).

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



$$q_p = \frac{CA}{T_p}$$

Donde

$C = 2.08$  y  $A$  es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo  $t_p = 0.6 T_c$ , donde  $T_c$  es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se muestra en la figura, el tiempo de ocurrencia del pico  $T_p$  puede expresarse en términos del tiempo de retardo  $t_p$  y de la duración de la lluvia efectiva  $t_r$ .

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

### i) Tiempo de concentración

**Chow et al. (1994)**, realizaron un resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración.

#### **Kirpich (1940)**

$$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$$

Donde:

$L$  = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies.

$S$  = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

Observaciones: Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe

multiplicar  $t_c$  por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

### California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 60 \left( \frac{11.9L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo, mi.

H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies.

Observaciones: Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

### Ecuación de retardo SCS (1973)

$$t_c = \frac{100L^{0.8} \left[ \left( \frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{1900S^{0.5}}$$

Donde:

L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies.

CN = número de curva SCS.

S = Pendiente promedio de la cuenca, %.

Observaciones: Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena

cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que  $t_c = 1.67 \cdot \text{retardo de la cuenca}$ .

#### **J. MÁXIMAS AVENIDAS.**

Linsley (1971) dice que se entiende como máxima avenida “un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasan la capacidad de transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas”.

Según Molina (1970) indica que se entiende por máxima avenida de un río, “el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado”.

Chávez (1994) dice que “es el caudal mayor, adoptado a partir de los criterios técnicos y económicos exigidos por el proyecto, que una estructura hidráulica ad-hoc puede admitir, resistir o dejar pasar”.

Mamani y Vera (1993) dicen que “un estudio de máximas avenidas se realiza para conocer con cierto nivel de confianza, la magnitud de la descarga en un determinado punto del cauce; ésta descarga servirá a los ingenieros para que puedan realizar un adecuado diseño de las estructuras hidráulicas (presas, bocatomas, alcantarillas, puentes, defensas ribereñas, etc.). La selección de un caudal de diseño menor a esta magnitud, traerá como consecuencia el colapsamiento de la estructura; y por el contrario, la selección de un caudal de diseño mayor a esta magnitud, implicará un sobredimensionamiento de la misma. En consecuencia, con la adecuada selección del caudal de diseño, se

evitará las fallas por defecto, y los gastos innecesarios por sobredimensionamiento”.

El conocer la máxima magnitud de la descarga, también nos permitirá tomar las precauciones necesarias en las defensas ribereñas, para evitar las inundaciones a los campos de cultivo, viviendas, carreteras, etc.

Villón (2002) indica que los caudales máximos nos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz de puentes. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

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

### **J.1. PERIODO DE RETORNO**

Según Villón (2002) al periodo de retorno lo define como “el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud Q puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio”.

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \quad T = \frac{1}{P} \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T = Período de retorno

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades:

La probabilidad de que Q ocurra en cualquier año:

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

La probabilidad de que Q no ocurra en cualquier año; es decir, la probabilidad de ocurrencia de un caudal < Q:

$$\bar{P} = 1 - P \text{ ó } \bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots(10)$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera, es independiente de la no ocurrencia del mismo, en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en “n” años sucesivos es:

$$\bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots(11)$$

La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocido como riesgo o falla “R”, y se representa por:

$$R = 1 - \bar{P}^n \dots\dots\dots(12)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots(13)$$

Con el parámetro riesgo, es posible determinar cuáles son las implicaciones, de seleccionar un período de retorno dado de una obra, que tiene una vida útil de “n” años.

**Cuadro Nº 07: período De Retorno De Diseño Recomendado Para Estructuras Menores**

Tipo de Estructura	Período de Retorno (Años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente, alcantarillas sobre carretera menos importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos.	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50

Fuente: Villón Béjar Máximo: Hidrología. Instituto Hidrológico de Costa Rica, Costa Rica – 2002.

Según Villela y Matos (1975) mencionado por Ambrosio (2001) El período de retorno  $T$  o periodo de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define, “como el tiempo medio, en años, en que esa inundación es igualada o superada por lo menos una vez”.

El problema ahora se concentra en la fijación del período de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos, como se sugiere en la Figura 03, Esta figura representa los costos que un usuario debería enfrentar para pagar los beneficios de un sistema de protección contra inundaciones, por ejemplo: si existiese un seguro contra inundaciones, el valor de ese seguro sería decreciente con el  $T$  usado en proyectos de la obra (cuanto mayor es  $T$  mayor protección ofrece la misma), mientras que el costo de la obra en si crece con  $T$ . Dado que el usuario deberá asumir con los dos costos, la curva del costo global indicará el periodo de retorno más adecuado para el proyecto de la obra en cuestión.

Desgraciadamente en países en desarrollo no es común la exigencia de este tipo de seguro, en la mayor parte de los casos. Así, la fijación de  $T$  obedece a criterios relacionados con la vida útil de la obra, el tipo de la estructura, la facilidad de

reparación en caso de daños y el peligro de pérdida de vidas humanas en caso de falla.

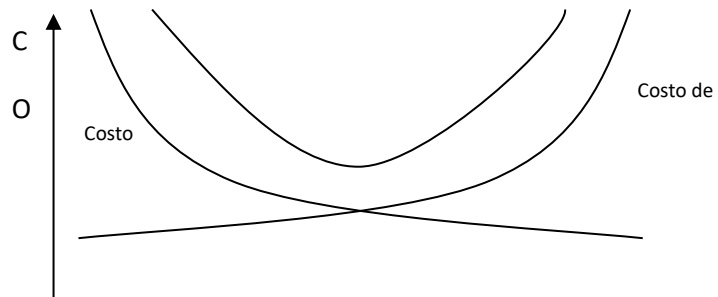


Figura 03.- Período de retorno y riesgo de falla

Existe aún otro criterio para escoger el período de retorno: la fijación a priori, del riesgo de falla de la estructura dentro de la vida útil de la obra. Esto puede ser expresado por la relación:

$$T = \frac{1}{1 - [1 - R]^{1/n}} \dots\dots\dots(14)$$

**Coaquira (1994)**, describe las siguientes formulas de tiempo de concentración:

**Formula de Ven Te Chow**

$$t_c = 0.274 \left( \frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.64}$$

Donde:

$t_c$  = tiempo de concentración (horas).

$L$  = longitud del curso principal (km).

$S$  = pendiente media del curso principal (m/m).

**Formula del U.S. Corps of Engineers**

$$t_c = 0.280 \left( \frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde:

$t_c$  = tiempo de concentración (horas).

$L$  = longitud del curso principal (km).

$S$  = pendiente media del curso principal (m/m).

## **j.2) Modelo HEC-Hydrologic Modeling System (HMS)**

El Sistema de Modelamiento Hidrológico fue diseñado para simular los procesos lluvia-escorrentía de sistemas de cuencas dendríticas. Se diseñó para ser aplicable en una amplia gama de áreas geográficas para resolver el más ancho rango posible de problemas. Este rango incluye abastecimiento de agua a depósitos grandes e hidrología de máximas avenidas, y el escurrimiento de pequeñas cuencas urbanas o naturales.

El Software HEC-HMS, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center de los Estados Unidos de Norteamérica. Determina los hidrogramas de caudales para eventos de tormenta.

En el modelo HEC-HMS versión 2.2.2 se calcula la precipitación efectiva (resta las pérdidas), transforma la precipitación efectiva a caudal y permite incorporar flujo base, para un evento de tormenta.

### **2.5.3 MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE CAUDAL Y/O PRECIPITACION MÁXIMA**

#### **2.5.3.1 Modelos Probabilísticos.**

**Villón (2001)** dice que en cuanto a modelos probabilísticos, para el análisis de máximas avenidas tenemos:



## a). Distribuciones Teóricas

### a.1). Distribución Normal

#### Función densidad

Se dice que una variable aleatoria  $X$ , tiene una distribución normal, si su función densidad, es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)} \text{ Para: } -\infty < x < \infty \dots\dots\dots(16)$$

Donde:

$f(x)$  = Función densidad normal de la variable  $x$ .

$X$  = Variable independiente.

$\mu$  = Parámetro de localización, igual a la media de  $X$

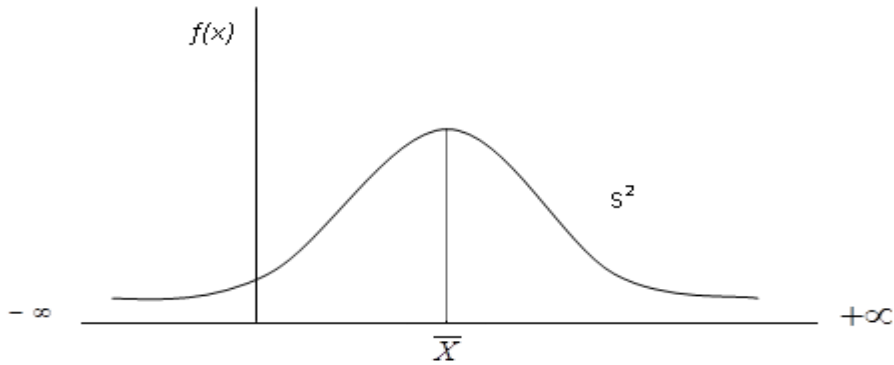
$\sigma$  = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de  $x$ .

$e$  = Función exponencial.

Cuando la variable aleatoria  $X$ , se distribuye normalmente con media  $\mu = \bar{X}$  y

la varianza ( $\sigma^2 = S^2$ ), se denota de la siguiente forma:  $X \approx N(\mu, \sigma^2)$

El gráfico de la función densidad de la distribución normal es:



Siendo una función continua y simétrica con respecto a la recta  $x = \bar{X}$ , si:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots(17)$$

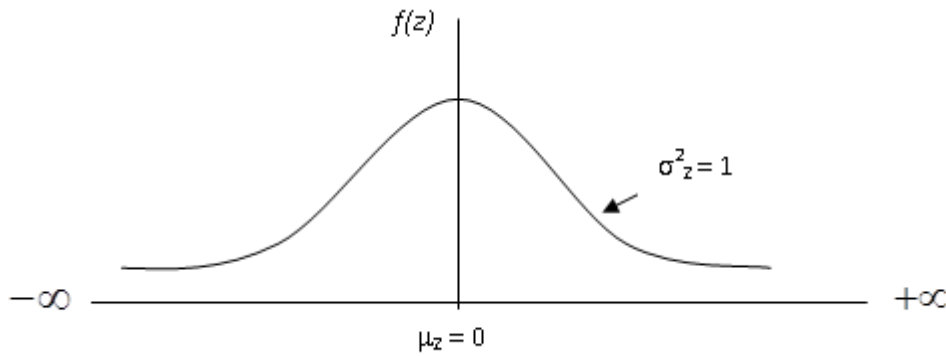
La función densidad de  $z$ , se llama función densidad de la distribución normal estándar y tiene la siguiente expresión.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{z^2}{2}\right)} \dots\dots\dots(18)$$

*Para:*  $-\infty < z < \infty$

Los valores de  $f(x)$  ó  $f(z)$ , pueden ser fácilmente evaluados para un valor dado de  $x$  ó de  $z$  por las ecuaciones (16) y (18) respectivamente.

El gráfico de la función densidad de la distribución normal estándar es:



Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene  $\mu_z = 0$  y  $\sigma^2_z = 1$ , es decir:

$$z \approx N(0,1)$$

Función de Distribución Acumulada.

La función de distribución acumulada de la distribución normal, es la integral de la ecuación (18) ósea.

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \dots\dots\dots(19)$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \dots\dots\dots(20)$$

O su equivalente,  $F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots(21)$

Donde  $F(x)$  es la función de distribución acumulada de la distribución para la variable original  $X$ , según la ecuación (20), o también para la variable estandarizada  $Z$ , según la ecuación (21), es decir  $F(x) = F(Z)$ .

Esta función de distribución, tiene las siguientes propiedades:

**Estimación de Parámetros.**

Para estimar los parámetros de la distribución teórica se puede usar el método de momentos ó el método de máxima verosimilitud. Cabe mencionar que la distribución normal, es la única función de distribución, que produce los mismos resultados de los parámetros, estimados por el método de momentos y máxima verosimilitud, los parámetros obtenidos son los siguientes:

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \dots\dots(21)$$

$$S = \sigma = \left[ \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 \right]^{1/2} \dots\dots(22)$$

Donde:

$\bar{X}$  = Es el estimado de la media, llamado también parámetro de posición

S = Es el estimado insesgado de la desviación estándar o parámetro de escala

#### 2.5.4. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

##### a). Clasificación De Los Ríos

Según **Rocha (1990)** dice que hay muchos modos de clasificar a los ríos. La más conocida es hacerlo por su edad, los ríos pueden ser jóvenes, maduros y viejos.

##### a.1) Ríos Jóvenes

Corresponden al estado inicial de un río.

Generalmente tienen forma de V, Son muy irregulares.

El ejemplo típico es un torrente de montaña, de gran poder erosivo, con caídas y rápidos, El delta no está bien formado.

##### a.2). Ríos Maduros

El valle se ha anchado, Las pendientes son menores, El río se encuentra en estado de equilibrio, Se forman meandros y pequeñas áreas de inundación.

El valle es lo suficientemente ancho como para que se desarrollen actividades agroeconómicas.

Se ha hecho obras de encauzamiento para evitar el desplazamiento lateral del río.

### **a.3). Ríos Viejos**

El valle se ancha más y adquiere menor pendiente.

Los meandros cubren menos que el área de todo el valle.

Se forman diques naturales a lo largo del río.

El río es más regular, desaparecen las caídas y rápidas.

Se forman las deltas en las desembocaduras.

El río puede formar meandros, con islas o divagar con muy baja pendiente y gran cantidad de islas.

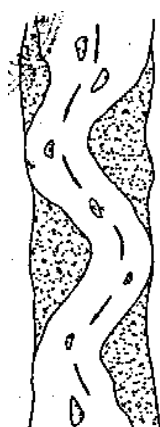
Según **Rocha (1998)** desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos, ver Figura N° 03.

**a.4) Ríos Rectos:** Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad.

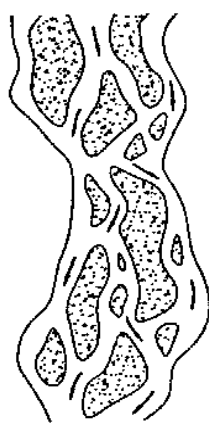
**a.5) Ríos Entrelazados:** A veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calado) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.

**a.6) Ríos Meándricos:** Están formados por una sucesión de curvas, la característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial. Generalmente se presentan en zonas de muy baja pendiente.

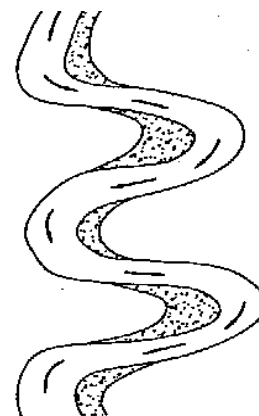
Figura N° 04.- Clasificación morfológica de los ríos



Recto



Entrelazado



Meándrico

### III.MATERIALES Y METODOS

#### 3.1.Ámbito de estudio

Sandia, ubicado a 2,029 m.s.n.m. Situado a 258 K. De la capital del departamento Puno, en un estrecho valle bordeado por los ríos Sandia que es naciente del caudaloso Inambari y el río de Chichanaco nacido de la influencia Vianaco y Chichanaco su radio urbano es reducido debido a la topografía del terreno. Sandia está ubicada en la parte Norte del Departamento de Puno, por el Norte limita con el Departamento de Madre de Dios, por el Sur con la provincia de San Antonio de Putina, por el Este con el hermano país de Bolivia y por el Oeste con la Provincia de Carabaya. Su población total según el censo de 1993 es de 48,941 habitantes distribuidos en sus 09 Distritos Sandia. San Juan del Oro, Cuyocuyo, Patambuco, Phara, Yanahuaya, Limbani, Quiaca Y San Pedro de Putina Punco; creado recientemente, Siendo este el orden de importancia poblacional por Distritos de la superficie territorial de la Provincia es de 9,674.56 Km<sup>2</sup>, El suelo o la topografía provincial es sumamente accidentado, ya que desciende de las altas cumbres de la cordillera real u Oriental Sur y se prolonga hacia el Valle y Ceja de Selva y grandes planicies propiamente dicha, su cuenca hidrográfica es la parte de la Hoya del Atlántico, esta cualidad determinadas variables climas y microclimas desde el frígido, templado y cálido de la selva. La provincia es atravesada por infinidad de riachuelos, ríos que son afluentes de dos grandes ríos, que a la vez son los más caudalosos del Departamento estos son el Tambopata y el Inambari, dejando claramente establecidos, que cada quebrada es portadora de un curso de agua.

#### 3.2. Ubicación geográfica

Sandia se encuentra ubicada en la parte Nor Oriental del Departamento de Puno, geográficamente se ubica dentro de las coordenadas geográficas, 12° 00' y 14° 38' de latitud sur 68° 50' y 69° 32' de longitud oeste del meridiano GREEWICH.

Sandia está ubicada en la capital del Distrito y Provincia del mismo nombre del departamento de Puno, entre las coordenadas 13°00' y 14°38' latitud sur, y 68°50' y 69°32' longitud Oeste del Meridiano de Greenwich, a una altitud de 2,240 m.s.n.m.

### 3.3. Ubicación política

Región : Puno

Provincia : Sandia

Distrito : Sandia

### 3.4. Accesibilidad

N°	TRAMO	DISTANCIA	TIEMPO	TIPO DE VIA	VIA PRINCIPAL
		(Km.)	(Min.)		
1	Puno – Juliaca	45	50	Asfaltada	Puno - Juliaca
2	Juliaca – San Antonio de Putina	70	90	Asfaltada	Juliaca – San Antonio de Putina
3	San Antonio de Putina – Cuyocuyo	88	180	Afirmada	San Antonio de Putina – Cuyocuyo
4	Cuyocuyo - Sandia	28.31	70	Afirmada	Cuyocuyo - Sandia



### 3.5. Características Hidrológicas

La simulación hidráulica se efectuó con el caudal máximo instantáneo de diseño para el período de retorno de 50 años respectivamente, obtenidos del análisis de máximas avenidas, de la siguiente forma: Río chichanaco

$$Q_{50} = 267.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las aguas del río chichanaco se capta directamente del Río de chichanaco que deriva un caudal máximo de  $267.2 \text{ m}^3/\text{s}$  y las áreas agrícolas de la comunidad de Huancaluque e Iparo y pastos naturales del mismo.

El río Chichanaco presenta en los tramos analizados un cauce inestable, la baja pendiente del río (0.0005) origina la formación de meandros y zonas irregulares de configuración variada.

El material constituye del cauce está conformado por materiales como limos, arcilla, arenas, gravas finales, medias y gruesas. Debido a la configuración que presenta el cauce del río Chichanaco, y la necesidad de asegurar y resguardar la infraestructura y áreas aledañas en ambos márgenes de dicho río, hace necesario proyectar la construcción de diques. Cuando se impone un ancho al río, este reacciona, produciendo en su cauce erosión (degradación) o sedimentación (agradación). Por eso es necesario determinar teóricamente el ancho de equilibrio para el cual no se produzcan estos fenómenos sedimentológicos, este ancho de equilibrio será determinado para la descarga crítica, es decir  $267 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

### 3.6).Precipitación.

La precipitación como elemento del clima está orientada a definir el

comportamiento y la variabilidad que se presentan en el tiempo y los efectos que produce en las actividades agropecuarias. En la Microcuenca de chichanaco, la nubosidad se caracteriza por la presencia de nubes Cúmulos-Nimbos, fractus-Cúmulos y Cúmulos durante los meses de diciembre a abril.

Las precipitaciones pluviales en la zona de estudio presentan una variación en cada estación, alcanzando un promedio de 806.8 mm por año, siendo los meses de Enero, Febrero y Marzo de mayor precipitación pluvial, estos correspondiente al Periodo comprendido entre el Año 1963 – 2011; sin embargo, las precipitaciones pluviales son muy variables en intensidad y tiempo y no siempre son oportunos.

### **3.7. Situación de las defensas ribereñas en la zona.**

Las defensas ribereñas construidas existentes vienen protegiendo aguas arriba y aguas de abajo de la defensas planteadas; si en caso que no fuera ejecutada esta defensa provocaría la inundación a la población, Infraestructura Vial y las área agrícolas posterior de la defensa aguas arriba e igual manera aguas abajo. Pueblo de Sandia de Rio Chichanaco en la margen izquierdo se construyó defensa en el año 2006, sin embargo han colapsado de esta se encuentra en peligro de inundarse por lo que se plantea la defensa para asegurar la infraestructura vial, producción agrícola, y a continuación se muestra la defensa construidas en años anteriores.

### **3.8. Aspectos socio económico de la zona**

La cuenca de Sandia, tiene como eje principal de desarrollo las poblaciones en marcadas del valle como San Juan del Oro, Putina Punco y otros lugares,

vinculadas con las demás poblaciones y comunidades mediante carreteras y trochas carrozables, seguidamente se desarrollan los aspectos socioeconómicos de la zona de estudios.

### **3.9. Aspectos físicos y demográficos.**

La zona en estudios conforma una unidad geográfica caracterizada por tener diferentes pisos ecológicos, como hábitat del poblador de la cuenca, variando latitudinalmente de 3450 a 2220 m.s.n.m. El río Chichanaco al drenar sus aguas en la parte alta es agosta y con pendiente fuerte, tiene un clima templado; En la zona media se amplía y con pendiente suave, con clima templado es la zona de deposición del material erodado; la zona baja tiene un valle estrecho y márgenes empinados con pendiente media y clima cálido.

### **3.10. Aspecto económico**

#### **Actividad Agropecuaria**

La actividad económica en la cuenca está basada en la agricultura que representa por el cultivo de la papa y maíz. Esta actividad está secundada por la ganadería que representa por la crianza de ganado vacuno, ovino y en menor escala aves cuyes y porcino. En cuanto a la agricultura esta depende del régimen de lluvias, la producción en gran parte es para el autoconsumo y para la adquisición de productos de primera necesidad y en menor escala es comercializado.

Esta actividad para ser optimizada debe contar con lo siguiente:

- Asistencia técnica oportuna.
- Flujo económico adecuado.

- Vías de transporte en buenas condiciones.

### **3.11. Aspectos sociales.**

#### **Salud.**

La cuenca de Sandia tiene los mismos problemas de salud en comparación con otras zonas del país como son:

- Elevado índice de desnutrición en la población infantil.
- Alto índice de mortalidad.

Los casos mas frecuentes de atenciones están relacionados con las enfermedades de infecciones respiratorias, desnutrición que generalmente ataca a la población infantil. La cobertura de los servicios de salud, solo alcanza a un porcentaje del total de la población; teniendo infraestructura el Hospital General de Sandia el cual no esta equipado convenientemente tal como requiere la necesidad de atención en esta y con carácter asistencial el policlínico del IPSS, posta de Salud que en su mayoría están abandonados.

#### **Educación.**

En este aspecto el problema es álgido por la deficiente participación del Estado, en solucionar las dificultades existentes en el sector; esto hace que se mantenga los altos índices de analfabetismo que bordea el 40% no existe un programa coherente para erradicar el analfabetismo en la zona, al contrario existe una deserción escolar masiva en la zona rural, ya que los programas que se imparten, no esta en concordancia con la zona rural, existiendo una transculturizacionperdida de identidad y valores que en nada contribuyen a la formación de futuras generaciones.

El Servicio Educativo que se imparte a la zona es en los niveles inicial, primario, secundario y superior.

### 3.12. Aspectos jurídicos legales

La Provincia de Sandia fue creada el 30 de enero de 1875 parte integrante de la Provincia de Carabaya, se dividió en dos Provincias, denominada una Carabaya y la otra Sandia, para formar parte del Departamento de Puno, Manuel Pardo Presidente de la Republica

Esta Provincia fue elevada a la categoría ciudad aprobado por el Congreso de la Republica dando una Ley siguiente:

Que el pueblo de Sandia capital de la Provincia del mismo nombre, en el departamento de Puno, merece el título de Ciudad, ha dado la Ley Siguiente:

**Art. Primero.-** Elévese a categoría ciudad del Pueblo de Sandia, comuníquese al Poder Ejecutivo para que se disponga lo necesario a su cumplimiento dado en la sala de sesiones del Congreso de Lima, a los 24 de Octubre de 1889, Andrés Avelino Cáceres Presidente de la Republica en aquella época.

### 3.13. Metodología

El método utilizado en el presente trabajo de investigación es el de determinación de tormentas máximas para un período de retorno y transformarlas en caudal a través del modelo hidrológico. Entre las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología, se utilizarán las siguientes:

- Normal.
- Lognormal.

- Pearson III.
- Gumbel.

Estas funciones son las más comúnmente usadas en la hidrología aplicada, no son todas, pues el enfoque no es exhaustivo. Previa a la selección del modelo matemático precipitación – caudal se debe realizar el análisis de consistencia de la información de las lluvias máximas de las tormentas anuales obtenidas del registro pluviográfico de la estación Puno. Así mismo se determinarán los parámetros de la cuenca.

Luego se procederá a operar el Software HMS, en el que se seleccionará el modelo, este proceso consiste en calibrar parámetros de los diferentes modelos para las condiciones de la zona. Finalmente se determinará el caudal de diseño para los períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años.

Una vez obtenido el modelo adecuado se procederá con la validación del mismo. Esto consiste en la generación de caudales con los parámetros calibrados los cuales serán comparados con los caudales observados para un período adicional de análisis.

### **Modelo HEC-Hydrologic Modeling System (HMS)**

El Sistema de Modelamiento Hidrológico fue diseñado para simular los procesos lluvia-escorrentía de sistemas de cuencas dendríticas. Se diseñó para ser aplicable en una amplia gama de áreas geográficas para resolver el más ancho rango posible de problemas. Este rango incluye abastecimiento de agua a depósitos grandes e hidrología de máximas avenidas, y el escurrimiento de pequeñas cuencas urbanas o naturales.

El Software HEC-HMS, desarrollado por el HydrologicEngineering Center de los Estados Unidos de Norteamérica. Determina los hidrogramas de caudales para eventos de tormenta.

En el modelo HEC-HMS versión 2.2.2 se calcula las precipitación efectiva (resta las perdidas), transforma la precipitación efectiva a caudal y permite incorporar flujo base, para un evento de tormenta.

#### **4.00 EQUIPOS Y MATERIALES**

Dentro de los materiales, instrumentos, equipos y servicios utilizados para la ejecución de este proyecto se tienen los siguientes:

##### **a) Materiales y Equipos de Gabinete**

Equipo de Cómputo e impresión.

Equipo de dibujo.

Útiles de escritorio y dibujo.

Programas de computo (Microsoft Word, Microsoft Excel, Microsoft Power Point, Autocad 2013, Autocad Land 2009, Hec Ras 3.1.1, HM.S.)

##### **b) Materiales y equipos de Campo**

Teodolito convencional, Nivel de ingeniero y accesorios.

GPS.

Calculadora de bolsillo.

Wincha de 50 mts.

Libreta de campo.

Brújula.

Eclímetro.

Pintura esmalte, brochas, estacas de madera.

Equipo de dibujo de campo.

Cámara digital de 5.0 mega pixel

Materiales cartográficos, hidrológicos y bibliográficos.

Cartas nacionales del Instituto Geográfico Militar (IGM) de la zona, a escala 1/25,000.

Mapa físico político del Departamento de Puno por el (IGM), a escala 1/750,000.

Materiales bibliográficos Adquiridos y existentes.

Información meteorológica (Precipitación Máxima en 24 horas, Precipitación Media Mensual).

### **c) Servicios.**

Ploteo de planos.

Pruebas y ensayos de Laboratorio de suelos.

Impresión, fotocopias, anillados, escaneados y otros.

## **5.0TRABAJO PRELIMINAR DE INVESTIGACION**



Con el fin de cumplir con los objetivos del presente trabajo de investigación denominado “análisis de máximas avenidas con fines de diseño de defensa ribereña de río chichanaco de la ciudad de sandia”, la metodología seguida en la ejecución del presente estudio está de acuerdo a textos, manuales, proyectos y experiencias de esta naturaleza, adecuados y orientados a los fines de estudio y a la realidad de nuestro medio.

Las diferentes acciones, realizadas para la ejecución de este estudio se pueden agrupar en las siguientes fases:

Fase Preliminar de Gabinete.

Fase de Campo.

Fase Definitiva de Gabinete.

#### **5.1.0 Fase Preliminar De Gabinete**

Los trabajos realizados en esta fase fueron los siguientes:

Recopilación y análisis de la información.

Información cartográfica

Información Hidrológica

#### **5.2.0 Fase De Campo**

Los trabajos realizados en esta fase fueron los siguientes:

Reconocimiento general del área en estudio a nivel de cuenca del río chichanaco y el tramo del río a controlar de la erosión, con identificación de vegetación, fauna existente y otros de la zona en estudio.

Observaciones detalladas y/o identificación de tramos con problemas de desborde y erosión de riberas.

Levantamiento topográfico del tramo a controlar en un área de 350 has. correspondientes a la zona de producción de sedimentos y al río chichanaco.

Toma de muestras de suelo en ambas márgenes del río chichanaco y en el cauce del río, tanto para la determinación de propiedades y/o estudio de transporte de sedimentos.

Se realizaron calicatas en un número de 03 und. de 0.80m de profundidad en las zonas mas representativas de la cuenca para el análisis de Caracterización de Suelos (textura y estructura).

De igual manera se realizaron 03 calicatas en el cauce mismo del río, para identificar la Granulometría de estos.

### **5.3.0 Fase Definitiva De Gabinete**

En esta fase se ordena, compila, clasifica y procesa toda la información obtenida en el campo y la proporcionada por el laboratorio, con lo que se efectuó los análisis hidrológicos y diseños respectivos que se adapten a los estudios de suelos, y topográfico, así como a las variables hidrológicas e hidráulica fluvial existentes en el área del proyecto.

Concluyéndose en una propuesta de Control de Desastres Naturales ocasionadas por la Erosión Hídrica del Suelo en la Microcuenca del Río chichanaco, para proteger terrenos agrícolas, infraestructura vial y caminos de los desbordes así como también controlar la erosión de las márgenes, lo que permitirá mejorar el nivel de vida de los pobladores de la provincia de sandía.

## **6.0 ESTUDIOS BÁSICOS PARA REALIZAR EL DIAGNOSTICO**

### **6.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

En el estudio se efectuaron los siguientes trabajos:

#### **a). Recopilación De Información**

Para la realización de este Proyecto, era necesario contar en principio con toda la información existente por lo cual se procedió a recolectar diferentes documentos existentes tales como expedientes, planos, bancos de BMs. datos de control Planimétrico, etc.

#### **b). Reconocimiento De Campo**

Contando con toda la información recopilada se procedió a hacer el reconocimiento de campo para lo cual se siguió el cauce del río chichanaco y vianaco, en los que se tomó los detalles más resaltantes de dicho tramo.

#### **c). Levantamiento Topográfico**

El levantamiento topográfico del área del proyecto se hizo con el apoyo de un Estacion total con sus respectivos accesorios (miras, trípodes, jalones,)

A partir de la poligonal fijada con anterioridad se hizo el relleno topográfico tomando en cuenta, el relleno de terreno natural, relleno de bordes de río, levantamiento de las terrazas, relleno del cauce del río hasta el pelo de agua, del mismo modo se tomo en cuenta todos los detalles existentes.

#### **d). Seccionamiento Del Río**

Se tomaron un total de 14 secciones transversales del río distanciados a cada 20.00 m en un longitud total de 203.53 m (eje del río), fijándose la ubicación con estacas de madera colocadas a ambos bordes del río, dicha información nos servirá para la simulación hidráulica (con el HEC-HMS 2.2.2).

#### **e). Dibujo**

El dibujo de los planos del proyecto se ha efectuado con ayuda de programas de cómputo como Autocad 2013, Autocad Land 2009. Los planos del proyecto están a una escala adecuada que refleja con detalle las obras proyectadas, tanto en sus dimensiones como en su localización en el río, los planos que se incluyen en el proyecto son: Plano de ubicación, planta, perfil longitudinal, secciones transversales, y otros detalles importantes, los que pueden ser apreciados en el anexo.

### **6.2.0 ESTUDIO HIDROLOGICO**

El estudio Hidrológico del sistema fluvial del Río chichanaco, tiene como principal objetivo proporcionar la información hidrológica e hidráulica necesaria, para tomar acciones para el Control de Desastres Naturales ocasionada por las descargas extraordinarias y Erosion Hidrica. En este proyecto de investigación

es necesario analizar el régimen de precipitaciones y caudales, ya que este es uno de los factores principales que producen Erosión hídrica y transporte del suelo, la estructura y funcionamiento del sistema fluvial de la Microcuenca en Estudio.

### **6.3. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA**

Los parámetros geomorfológicos han sido calculados en base a las relaciones que se muestran en la descripción de cada parámetro, para lo cual se ha utilizado la carta nacional correspondiente al cuadrángulo de Camuna hoja 33 y - II- NO a escala 1/25,000 utilizando el programa Auto CAD 2013

- **Área De La Cuenca (A)**

La superficie de la cuenca delimitada por el divisor topográfico hasta el punto de interés corresponde a la superficie de la misma proyectada en un plano horizontal; y su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos fluviales y sobre la ampliación de las fluctuaciones.

- **Perímetro De La Cuenca (P)**

El perímetro de la cuenca esta definido por la longitud de la línea de división de aguas (Divortium Aquarium).

- **Longitud Mayor Del Río (L)**

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor recorrido que realiza el río desde la cabecera de

la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo de interés, que puede ser una estación de aforo o desembocadura.

- **Forma De La Cuenca**

Es la que determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal o cursos principales, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca.

Es expresada por parámetros, tales como el ancho promedio, coeficiente de compacidad y el factor de forma.

- **Ancho Promedio**

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río.

La expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L} \dots\dots\dots(3.1)$$

Donde:

$A_p$  = Ancho promedio de la cuenca (Km.).

$A$  = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

$L$  = Longitud mayor del río (Km.).

- **Coeficiente De Compacidad (Kc)**

También llamado índice de Gravelius, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área – igual a la de un círculo – es equivalente al área de la cuenca de estudio.

Su fórmula es la siguiente:

$$K_c = \frac{P}{2 * (\pi * A)^{1/2}} \dots\dots\dots(3.2)$$

Siendo:

$K_c$  = Coeficiente compacidad.

$P$  = Perímetro de la cuenca (Km).

$A$  = Área de cuenca (Km<sup>2</sup>).

- **Factor de Forma ( $F_f$ )**

Es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca.

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo.

La expresión es la siguiente.

$$F_f = \frac{A_p}{L} \dots\dots\dots(3.4)$$

Siendo:

$F_f$  = Factor de forma (adimensional).

$A_p$  = Ancho promedio de la cuenca (km).

L = Longitud del curso más largo (Km).

- **Grado De Ramificación**

Para definir el grado de ramificación de un curso de agua principal, se ha considerado el número de bifurcaciones o ramificaciones que presentan sus tributarios, asignándole un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el curso principal hasta el encuentro con la divisoria de la cuenca.

- **Densidad De Drenaje (Dd)**

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros intermitentes y perennes de una cuenca ( $L_i$ ) y el área total de la misma ( $A$ ).

Valores altos de densidad refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, es decir que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (tiempos de concentración cortos).

Una cuenca con baja densidad de drenaje refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta. Una baja densidad de drenaje es favorecida en regiones donde el material del subsuelo es altamente resistente bajo una cubierta de vegetación muy densa y de relieve plano.

#### **6.4 OBTENCIÓN DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS.**

Se ha obtenido la información meteorológica e hidrológica del SENAMHI, PUNO, las variables empleadas son los siguientes:



El cálculo de precipitaciones máximas dentro de la microcuenca se ha optado de las tres estaciones multiplicadas por sus áreas de influencias.

#### **a). precipitación máxima de 24 horas**

Las precipitaciones máximas de 24 horas registradas mediante pluviómetros que se realizan tres lecturas diarias y al termino del mes se diferencia el registro de la altura máxima del nivel de agua en el pluviómetro; se utilizo los datos de estaciones; tambopata san juan del oro, crucero, ananea, limbani, cuyocuyo del periodo comprendido de (1956 al 2010). Las que se muestran en el cuadro N° 4.2.

#### **b). Formación de serie anual**

La serie anual de precipitaciones máximas de 24 horas, se forma del registro histórico de precipitaciones máximas mensuales, que corresponde al primer año hidrológico, se extrae el máximo valor que representará a la precipitación máxima anual, el mismo procedimiento se realiza para los demás años registrados

#### **c). Análisis de Consistencia de la Información**

El análisis de consistencia permite detectar los errores sistemáticos, la serie analizada debe ser representativa y homogénea, cuanto mas larga sea la serie mejor será la estimación de los valores esenciales para establecer hasta que punto es factible y seguro el proyecto de desarrollo hidráulico, dentro del ámbito de la microcuenca del río chichanaco, para el presente se realizó el análisis gráfico y doble masa.

- **Análisis Gráfico**

Consiste en analizar, en forma visual, la distribución temporal de toda la información hidrometeorológica disponible, a fin de detectar la regularidad o irregularidad de los mismos.

En este análisis los datos de precipitación máxima se plotean en coordenadas cartesianas, en el eje de las abscisas se plotean los años y en el eje de las ordenadas las respectivas precipitaciones.

- **Análisis de Doble Masa**

Denominado también de doble acumulación, es una herramienta muy conocida y empleada en la detección de la inconsistencia en los datos hidrometeorológicos, mediante la comparación de los datos.

Mediante este análisis, se detecta los puntos de quiebres que pueden ser significativos o no, y que pueda presentarse en la recta de doble de masa, es necesario tener varias series históricas de otras estaciones cercanas. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- 1.- Disponer de información, precipitación máxima de 24 horas en el presente se tendrá las estaciones de tambopata san juan deloro, crucero, ananea, limbani, cuyocuyo.
- 2.- Calcular, la información anual acumulada de cada estación y el promedio anual acumulado de la información de todas las estaciones.
- 3.- En un sistema de coordenadas cartesianas, plotear en:

- Eje de las abscisas "X", el promedio anual acumulado de todas las estaciones.
- Eje de ordenadas "Y", la información anual acumulada de cada estación.
- Seleccionar la estación más confiable, con menor número de quiebres.
- La estación seleccionada (estación base) se plotea en el eje de las abscisas y en las ordenadas cada una de las demás estaciones, aquí se define los quiebres que pueden ser significativos o no.

#### **d). Análisis Probabilístico**

La lluvia es un variable hidrológico netamente aleatorio y como tal está dentro del campo Aleatorio y por lo tanto el valor de la lluvia puede definirse como una Distribución de probabilidades. Las distribuciones que se aplicaron son son:

Funcion Normal.

Funcion log Normal de II Parametros

Función de Distribución de probabilidad Log Normal de III Parametros

Función de distribución de Probabilidad Gumbel

Funcion de Distribucion de Probabilidad Pearson tipo III

Función de Distribución de probabilidad Log Pearson tipo III

La estimación de parámetros de una distribución de probabilidad puede llevarse a cabo por el método de Momentos o el método de máxima verosimilitud. en el presente trabajo se estimó los parámetros por los dos métodos.

#### **e). Análisis de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas.**

El Análisis de frecuencia juega un papel de mucha relevancia en los cálculos previos al diseño de estructuras de captación, conducción, de defensas ribereñas, de drenaje pluvial, por ésa razón, la magnitud de las Tormentas, su duración y su correspondiente frecuencia ha sido evaluada con el detalle que el caso amerita.

#### **f). Límite de aplicabilidad y selección de la función de Distribución de Probabilidad**

Una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría traducirse en una estructura sobre diseñado y costoso o sub diseñada y peligrosa. Para ello, se debe de seleccionar la función de distribución con cuidado. Para la elección apropiada de la distribución se tiene tres métodos: Análisis gráfico, Prueba de Bondad de Ajuste Chi cuadrado, Error Cuadrático Mínimo y Esmirnov – Kolmogorov; en el presente trabajo se ha realizado los siguientes métodos:

Ajuste Gráfico

Error Cuadrático Mínimo

Esmirnov – Kolmogorov

- **Ajuste Gráfico**

Para verificar el modelo propuesto, se recurre usualmente a comparaciones graficas entre el modelo y los datos, ya sea utilizando la función densidad de probabilidad, o bien, la distribución acumulada. En ambos casos, la comparación grafica permite una visualización rápida del ajuste del modelo e indica las zonas en las cuales el ajuste es deficiente.

Antes de realizar un ajuste estadístico, es recomendable analizar y comparar gráficamente mediante un gráfico donde se plotea cada una de las diferentes funciones teóricas con los puntos medidos. El ploteo de una función de distribución de probabilidad se realiza en papel probabilístico para cada función. La función de distribución seleccionada será aquel que se apege visualmente mejor a los datos medidos. La apreciación visual de estos gráficos permite observar e indica la primera aproximación de ajuste de una distribución con respecto a los valores de la variable hidrológica de la serie observada.

- **Método del Error Cuadrático Mínimo**

Según **Aparicio M, Francisco Javier. 1,997**. Este método consiste en calcular, para cada función de distribución (método estadístico), el error cuadrático, la función de distribución seleccionada será aquel que presente el error cuadrático más pequeño en comparación con las otras funciones, el cual será la distribución adecuada para estimar el caudal de diseño para un periodo de retorno determinado:

- **Prueba de la Bondad de Ajuste: Smirnov – Kolmogorov**

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia  $\Delta$  existente que hay entre la función de distribución observada  $F(X)$  y la estimada  $P(X)$ . Esta prueba es aplicable a cualquiera de las distribuciones teóricas de datos agrupados y no agrupados, y se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.

Para el análisis de máximas avenidas esta prueba tiene la ventaja sobre la X<sup>2</sup> de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos.

## 6.5 ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

Los complejos problemas sociales y económicos que se derivan por el colapso de una obra hidráulica (pérdida de vidas y propiedades), impiden cualquier procedimiento arbitrario; como base de sus estudios, el U. S. Corps of Engineers, usa una “avenida estándar de proyecto” definida como:

El hecho de que exista una diversidad de métodos y procedimientos de cálculo para determinar los eventos extremos máximos, indica la magnitud y complejidad del problema.

En general, el objetivo es calcular el Caudal Máximo (instantáneo) para diversos intervalos de recurrencia 5, 10, 25, 50, 100, años; en forma global, se requiere para ello de ciertos datos básicos tales como la serie de descargas máximas diarias e instantáneas, la serie de precipitaciones Máximas de 24 horas, y datos de la geomorfología de la cuenca.

De lo cual el cálculo de Caudales Máximos se ha seguido los siguientes pasos: se ha optado por la información de datos hidrológicos de precipitaciones Máximas Diarias Anuales, luego se ha realizado la consistencia de datos de las 3 estaciones, en seguida se ha realizado el gráfico de polígono de Thiessen para hacer el cálculo de área de influencia de cada estación, luego se ha realizado el Análisis Estadístico y las Pruebas de bondad de ajuste optándose por la distribución que mejor se ajusta a nuestra zona de estudio.

Para la Estimación de Máximas Avenidas se Empleara el Modelo TR-55 desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS), el cual esta dada por la siguiente Ecuación:

$$Q_p = q_u \times A \times Q \times F_p \dots \dots \dots (3.1a)$$

$$q_u = 0.000431 \times 10^{C_0 + C_1 \log T_c + C_2 (\log(T_c))^2} \dots \dots \dots (3.1b)$$

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots \dots \dots (3.1c) \qquad I_a = 0.2 \times S \dots \dots \dots (3.1d)$$

$$S = \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 \dots \dots \dots (3.1e)$$

Donde:

- $Q_p$  = Caudal Pico (m3/seg).
- $q_u$  = Caudal Unitario Pico, m3/s/km2/mm.
- $P$  = Precipitación Máxima en 24 horas (mm).
- $A$  = Área de la Cuenca (Ha).
- $S$  = Retención (mm).
- $Q$  = Profundidad de Escorrentía, (mm)
- $F_p$  = Factor de Pantanos y Depresiones.
- $I_a$  = Abstracción Inicial (mm).
- $CN$  = Numero de Curva.
- $T_c$  = Tiempo de Concentración (hrs).

Coeficientes de Acuerdo al tipo de precipitación y la Relación Ia/P, C0, C1 y C2.

## 6.6 EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

Según **Leal y Rodríguez (1998)** dicen que se puede llegar a la siguiente definición sintética: “ la Evaluación de Impacto Ambiental (EIA), es un conjunto de técnicas y procedimientos de gestión ambiental preventivos para identificar, predecir, evaluar, interpretar, proponer correcciones y comunicar resultados, acerca de las relaciones causa-efecto (positivas y negativas) entre un proyecto o programa de desarrollo, y el medio ambiente físico, biológico y socioeconómico que es afectado por dicha iniciativa de desarrollo”.

Teniendo en claro este concepto, se efectuó la Evaluación de Impacto Ambiental del proyecto de Control de desastres Naturales en la Microcuenca del Rio Cuturapi.

### 6.6.1 Consideraciones Normativas

Las normas legales que sirven de soporte a la presente evaluación de impacto ambiental son:

1. La Constitución Política del Perú.
2. Resolución Ministerial N° 164-93-AG: fijan relación de especies vedadas y amenazadas de fauna silvestre.
3. Decreto Legislativo N° 613: Código del Medio Ambiente y los recursos naturales.



4. Ley N° 26821: Ley orgánica para el aprovechamiento de los recursos naturales.
5. Ley N° 26505: Ley de la inversión privada en el desarrollo de las actividades económicas en las tierras del territorio nacional y de las Comunidades Campesinas y Nativas.
6. Decreto Legislativo N° 17752: Ley General de Aguas.
7. Ley N° 21147: Ley Forestal y de Fauna Silvestre.
8. Decreto Supremo N° 062-75-AG: Reglamento de Clasificación de Tierras.

## IV.RESULTADOS Y DISCUSION

### 4.1. Análisis y tratamiento de datos hidrológicos

El estudio tiene como finalidad proporcionar a los técnicos elementos necesarios para evaluar: Los recursos hídricos disponibles en las diferentes zonas de estudio e identificar las posibilidades que existen para su mejor

aprovechamiento; y las máximas avenidas que pueden verificarse a lo largo de los cursos de agua que atraviesan las diferentes zonas del distrito de Sandia y así mismo identificar las posibilidades que existen para reducir los daños económicos que ellas pueden provocar, por medio de apropiadas capacidades de diseño hidráulico.

Sin embargo, el diseño de estructuras hidráulicas está íntimamente ligado al conocimiento de las descargas máximas del río; en el caso de defensas rivereñas importa de manera especial la descarga máxima, el valor medio y los valores mínimos; así como la ley de probabilidad de ocurrencia de los mismos. Dependiendo de la magnitud de la obra a diseñar puede ser también necesario conocer algunos elementos complementarios que permitan adecuar la operación de las estructuras al comportamiento del cauce. El problema que comúnmente enfrentamos en el país es la falta de un registro histórico extenso y consistente que permita implementar las metodologías comúnmente conocidas en el tratamiento de la información, por lo que es importante considerar aquellas metodologías que permitan inferir valores de diseño bajo estas circunstancias. Para el presente caso, es conveniente señalar que existen diversas metodologías para el tratamiento de la información. Para el análisis de máximas avenidas si disponemos suficiente información, esto es una serie de registros de 15 años a más y disponemos de un valor por cada año, el procedimiento de cálculo es el convencional, esto es, el uso de una serie anual. Si no contamos con esta información pero si de valores lo suficientemente altos en más de uno por año podemos enfrentar el análisis mediante una serie parcial con la condición básica de que los valores sean independientes, esto es, no

correspondan a un mismo evento meteorológico. Otro aspecto a considerar es el hecho de que en las cuencas típicas de las mismas condiciones del río de Sandia, es necesario considerar: la pendiente, cobertura vegetal, longitud de cauce y morfología, hacen posible una diferencia significativa entre el caudal medio diario y el caudal máximo instantáneo: para lo que muchos casos es conveniente y necesario realizar una corriente que permita ajustar el diseño a las condiciones más severas.

#### **4.2. Características hidrológicas de la cuenca de Sandia**

El Río Chichanaco, es un Río donde presenta una corriente no permanente de agua que discurre por la parte lateral del poblado urbano de la Provincia de Sandia, en la parte rural atraviesa terrenos agrícolas en la parte baja produciendo en épocas de máxima avenida serios problemas a los terrenos de cultivo y zonas urbanas en las márgenes del río en mención. La Municipalidad Provincial de Sandia como ente propulsor del desarrollo de la Provincia viene desarrollando obras, atendiendo la necesidad de diferentes partes de la Provincia de Sandia, con la construcción y rehabilitación de diferentes obras. En la parte alta del río, se observa que es terreno potencialmente agrícola de topografía ondulado, pendientes fuertes y vegetación predominante eucaliptos, pastos naturales a medida que se desciende el terreno tiene una pendiente que varía de 8 a 10 por ciento. Tramo Reservorio de Agua Potable: este tramo en la margen derecha son usados para el abastecimiento de agua potable a la población de Sandia teniendo una topografía suave, el cual corre riesgo de ser inundado en tiempos de máxima avenidas con pendientes de 2 a 5%; la vegetación predominante de la zona es el eucalipto, aliso, etc. El carácter

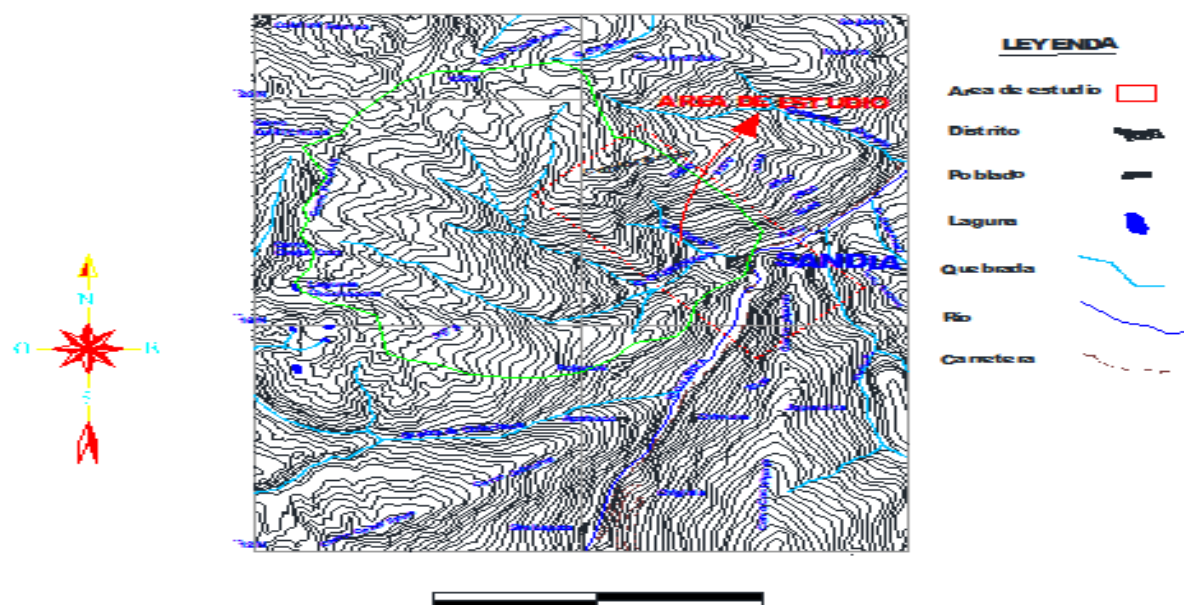
hidrológico de la cuenca, contribuye considerablemente a formar sus características físicas esta interrelación, es la base para estimar cuantitativamente la respuesta hidrológica en las cuencas. La evaluación hidráulica de la cuenca nos determinara los diferentes parámetros, que son la base en la estimación de máxima avenidas, finalidad del presente estudio. En el análisis hidrológico, se han propuesto formas numéricas para determinar las diferentes características de una cuenca hidrográfica esta pueden ser: Numero de orden de un cauce, densidad de drenaje, forma de la cuenca. En una cuenca una densidad alta refleja una cuenca bien drenada y un influjo rápido de la precipitación y en los suelos fácilmente erosionables, una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta con suelos resistencia a la erosión. Es importante la forma de la cuenca, ya que esta incide en las tazas de flujo máximo y los hidrogramas de escorrentía; la mayoría de cuenca, tienden a tener una forma al de una pera. La topografía de una cuenca es un factor muy importante en el comportamiento hidrológico de la misma, por eso es necesario conocer los parámetros mas importantes que intervienen en el proceso hidrológico. Es la relación de la altitud con la longitud, es factor importante en el escurrimiento y velocidad del flujo. Los perfiles características de los cauces naturales, son cóncavos hacia arriba. Los alineamientos se alinean de acuerdo a su comportamiento hidráulico, pendiente, velocidad, sección y estos pueden ser: Cauce en meandros, trazados y rectos. Cualquier intento de cambiar el padrón natural de un cauce debe hacerse con un planeamiento, diseñando estructuras hidráulicas para evitar la erosión en sus orillas. Un cauce en meandros fluye formando lazos u ondulaciones estas formas

reciben el nombre de sinuosidad del cauce; el radio de curvatura varia generalmente entre 2 y 3 veces el ancho del río. Estos meandros generalmente aparecen en el tramo medio del río donde la pendiente es baja y la amplitud del valle facilita la formación de meandros. En toda curvatura descrita por el río la velocidad es mayor en la parte cóncava del cauce y menor en la convexa lo cual se traduce en un efecto erosivo en la primer y de deposito. De sedimentos en la segunda. Consiste en una serie de canales interconectadas (brazos), separados por islas el cauce trezado es una forma de disipar energía cuando la pendiente del río se hace mas fuerte, evitando aumento de velocidad que podrían producir erosión. El cauce trezado ocurría generalmente cuando el material del lecho sea grueso y bien graduado y cuando las bancas sean fácilmente erosionables. En la naturaleza generalmente no se presenta este tipo de cauce se define un cauce recto como aquel cuya sinuosidad (relación entre longitud de curva y radio) sea inferior a 1.25. es posible enderezar cauces siempre y cuando se haga estructuras hidráulicas eficientes. En las cuencas estudiadas se enderezan los cauces en las zonas de inundación. Las planicies de inundación de un río son los terrenos adyacentes al cauce que pueden ser inundados durante los periodos de máximas avenidas las planicies de inundación en los cauces del río Chichanaco. Corresponden a una sola margen en diferentes direcciones afectando principalmente en las zonas que viven en las aledañas. El proyecto de canalización comprende la protección de ambas márgenes hasta la desembocadura en el río Chichanaco.

#### **4.3. Delimitacion de la microcuenca Sandia**

El río Chichanaco de sandia está constituido por varios tributarios de régimen irregular, es decir los ríos aumentan de caudal cuando se presentan las precipitaciones pluviales, así también cuando se presentan las precipitaciones pluviales máximas (presencia de tormentas) los ríos aumentan de caudales máximos, y además este río no cuenta con registro histórico de aforos, es decir es un río sin registro histórico de datos, además no existe estaciones pluviométricas en la ciudad de sandia.

Figura 4.1. Delimitación de la Cuenca del Río chichanaco de la ciudad de sandia.





#### VISTA DE SANDIA CON LOS DOS RIOS, RIO INAMBARÍ Y CHICHANACO

La ciudad de Sandia, geográficamente se encuentra ubicada: en el distrito de Sandia, a una Latitud  $14^{\circ}19'20''$  Sur, Longitud  $69^{\circ}27'57''$  W, en la carta nacional 29-x, 29-y .

#### 4.4. Mapa de ubicación de las estaciones pluviométricas

Para contar con datos de precipitaciones máximas de 24 horas se ha utilizado las estaciones meteorológicas vecinas como son: Limbani, Tambopata, Cuyo Cuyo, Crucero, Ananea, Sollocota y Sina; los mismos que se encuentran cuyas coordenadas geográficas en el cuadro 4.1.

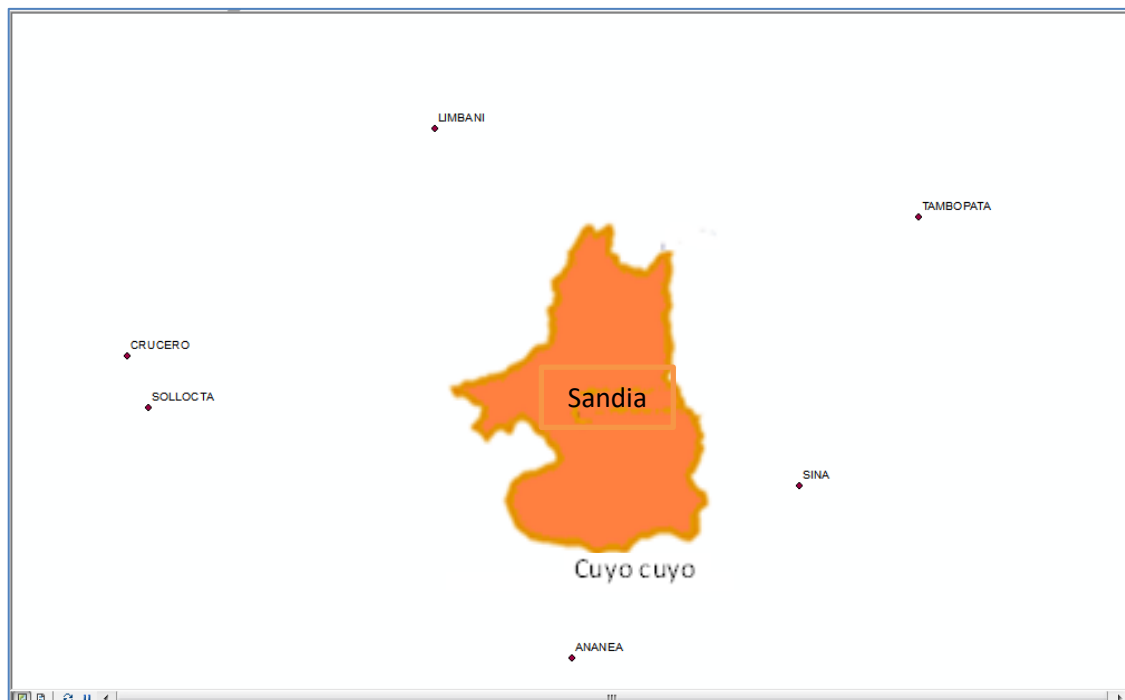
Cuadro. 4.1. Estaciones utilizadas para los cálculos

Estación	Latitud sur	Longitud oeste	Altitud	Este	Norte
Limbani	14° 07' 37"	69° 41' 03"	3183	426155.490 1	8438126.59
Tambopata	14° 13' 12"	69° 09' 08"	1264	483577.145 4	8427937.21 2
Cuyo cuyo	14° 28' 28"	69° 32' 32"	3494	441566.357 5	8399732.35 4
Crucero	14° 21' 45.36"	70° 01' 25.68"	4130	389609.409 2	8411926.66 8
Ananea	14° 40' 43.4"	69° 32' 04.3"	4660	442448.636 7	8377140.23 7
Sollocota	14° 25' 01"	70° 00' 01"	4391	392171.991 4	8405926.55 3
Sina	14° 30' 01"	69° 17' 01"	3442	469439.921 8	8396925.37 2

Figura 4.2. Ubicación de la estaciones dentro y alrededor de la microcuenca

Sandia





### Hidrogramas de la precipitación máxima de 24 horas por año

En las siguientes figuras se muestra la variación de la serie de precipitación máxima de 24 horas en relación al año para todas las estaciones pluviométricas utilizadas.

Figura 4.3. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación Limbani

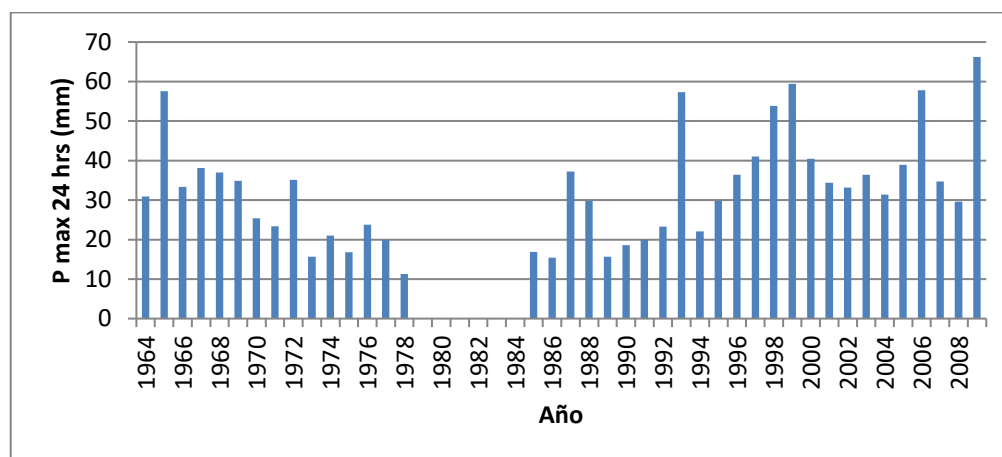


Figura 4.4. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación Tambopata

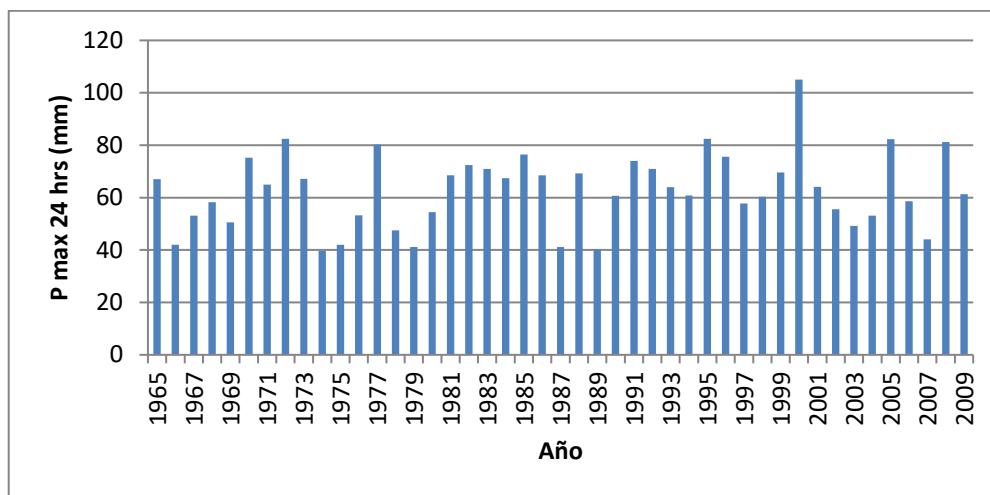


Figura 4.5. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación Crucero

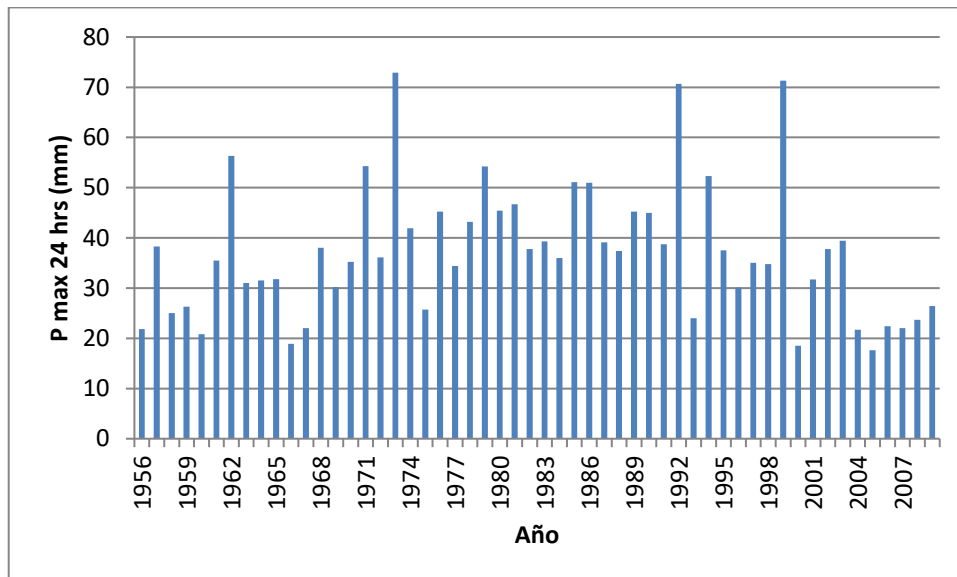


Figura 4.6. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación Cuyo Cuyo

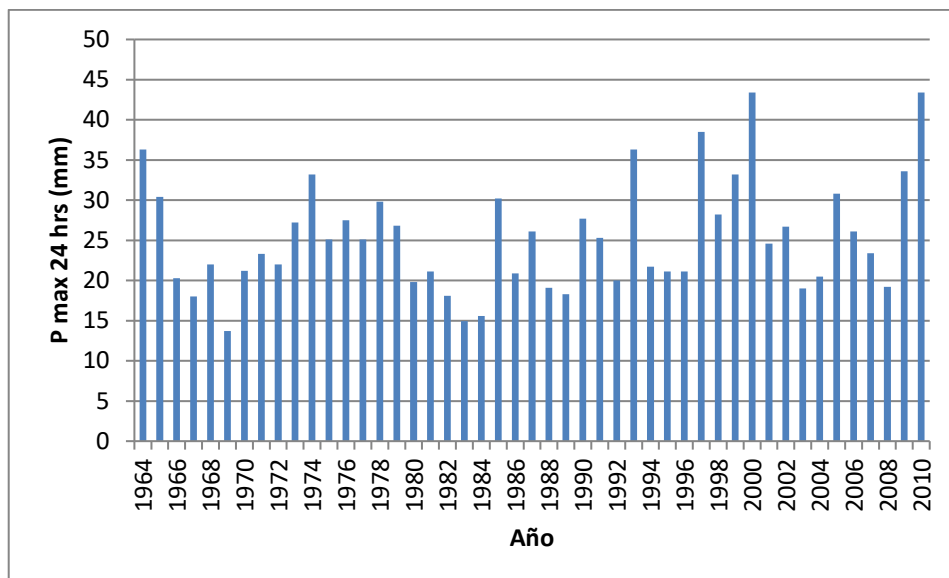


Figura 4.7. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación

Sina

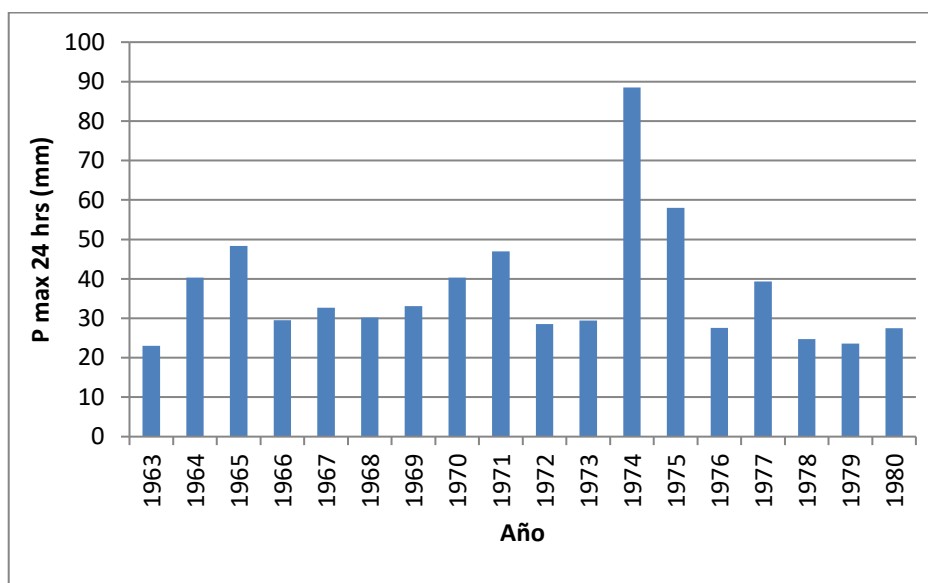
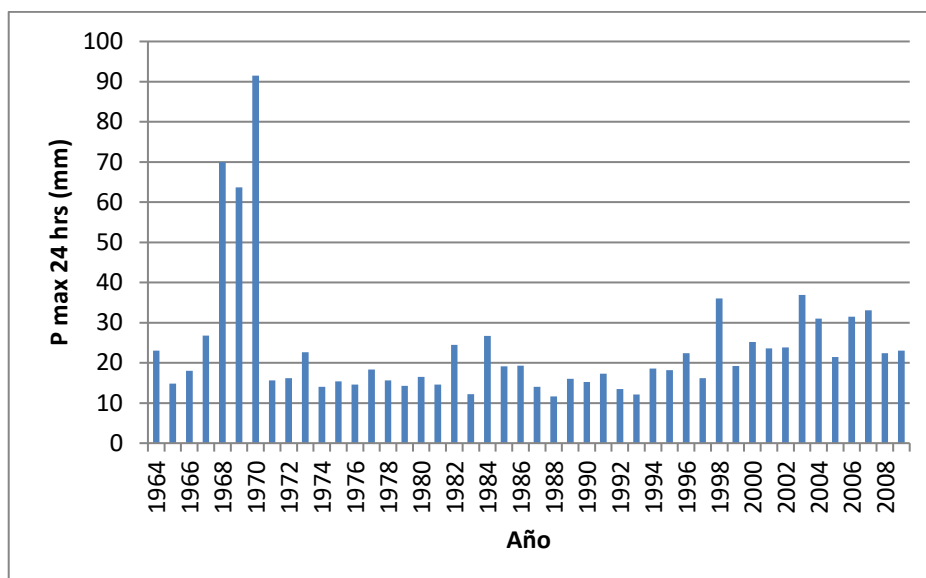


Figura 4.8. Variación de la precipitación máxima de 24 hrs (mm) de estación

Ananea



#### 4.5. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov de precipitación máxima de 24 horas

La prueba de Kolmogorov-Smirnov es un procedimiento de "bondad de ajuste", que permite medir el grado de concordancia existente entre la distribución de un conjunto de datos y una distribución teórica específica. Mediante esta prueba se compara la distribución acumulada de las frecuencias teóricas ( $f_t$ ) con la distribución acumulada de las frecuencias observadas ( $f_{obs}$ ), se encuentra el punto de divergencia máxima y se determina qué probabilidad existe de que una diferencia de esa magnitud se deba al azar. En la investigación se pudo obtener un conjunto de observaciones, en las cuales se supone que tienen una distribución normal, binomial, de Poisson, etc. Para el caso, las frecuencias de las distribuciones teóricas deben contrastar con las frecuencias observadas, a fin de conocer cuál distribución se adecua mejor al modelo.

Es una prueba no paramétrica que se emplea para probar el grado de concordancia entre la distribución de datos empíricos de la muestra y alguna

distribución teórica específica, es considerada para el análisis de una muestra un procedimiento de bondad de ajuste, es decir, permite la medición del grado de concordancia existente entre la distribución de un conjunto de datos y una distribución teórica específica. El objetivo de esta prueba de bondad de ajuste es señalar y determinar si los datos estudiados o mediciones muestrales provienen de una población que tiene una distribución teórica determinada, para el presente estudio se ha considerado las estaciones meteorológicas: Limbani, Tambopata, Cuyo Cuyo, Crucero, Ananea, Sollocota y Sina, que estas estaciones se han estudiado las precipitaciones máximas de 24 horas, que a partir de estas estaciones se generará precipitaciones máximas para el río Chichanaco y luego a través del modelo HEC-HMS se ha generado los caudales del río Chichanaco. A continuación se estudian las pruebas de bondad de ajuste para cada una de las estaciones meteorológicas como son: Limbani, Tambopata, Cuyo Cuyo, Crucero, Ananea, Sollocota y Sina.

#### **4.5.1. Estación Limbani**

La información hidrológica disponible de la estación meteorológica de Limbani. Las estimaciones de períodos de retorno se realizaron, al igual que en la distribución normal. Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.07744, es menor que el delta tabular que es 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. También se ha probado con la Distribución Log Pearson tipo III, si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria  $X$  se ajusta a una distribución Log

Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original  $X$ . Para el presente estudio los parámetros:  $X_o=8.9774$ ,  $\text{gama}=169.0449$  y  $\beta = -0.033$  calculadas por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la Distribución Log Pearson tipo III. Y luego también se ha probado con la Distribución Log Gumbel; el ajuste de una serie de datos a la distribución LogGumbel o distribución Fréchet, como el delta teórico 0.1711, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%.

#### 4.5.2. Estación Meteorológica Tambopata

Para la estación meteorológica de Tambopata se ha probado con la Distribución Lognormal 3 parámetros, se determinó por el método de máxima verosimilitud, por ser la técnica de estimación más eficiente. Las estimaciones de períodos de retorno se realizaron, al igual que en la distribución normal. Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.0916, es menor que el delta tabular que es 0.2027. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. También se ha probado con la aplicación de la Distribución Log Pearson tipo III, si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria  $X$  se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con

$X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original  $X$ . Para el presente trabajo los parámetros:  $X_o$ , gama y  $\beta$  calculadas por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la Distribución Log Pearson tipo III. También se ha aplicado para esta misma estación la Distribución Log Gumbel; el ajuste de una serie de datos a la distribución LogGumbel o distribución Fréchet, como el delta teórico 0.1471, es menor que el delta tabular 0.2027. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5% de probabilidad.

#### **4.5.3. Estación Meteorológica Crucero**

La estación meteorológica de Crucero se ha aplicado tres tipos de distribuciones de probabilidad de las cuales la Distribución Lognormal 3 parámetros, se determinaron por el método de máxima verosimilitud, por ser la técnica de estimación más eficiente. Las estimaciones de períodos de retorno. Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.0818, es menor que el delta tabular que es 0.1851. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. Y la Distribución Log Pearson tipo III, si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria  $X$  se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original  $X$ . Para el presente trabajo los parámetros:  $X_o$ , gama y  $\beta$  calculadas por momentos ordinarios, son incorrectos,

por lo que los datos no se ajustan a la Distribución Log Pearson tipo III. Finalmente la Distribución Log Gumbel; el ajuste de una serie de datos a la distribución LogGumbel o distribución Fréchet, como el delta teórico 0.1535, es menor que el delta tabular 0.1851. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5% de probabilidad.

#### **4.5.4. Estación Meteorológica de Cuyo Cuyo**

Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.0857, es menor que el delta tabular que es 0.2005. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. Así, la Distribución Log Pearson tipo III, si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria  $X$  se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original  $X$ . Para el presente trabajo los parámetros:  $X_0$ , gama y  $\beta$  calculadas por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la Distribución Log Pearson tipo III. La Distribución Log Gumbel; el ajuste de una serie de datos a la distribución LogGumbel o distribución Fréchet, como el delta teórico 0.0987, es menor que el delta tabular 0.2005. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%.

#### **4.5.5. Estación Meteorológica de Sina**



Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.0829, es menor que el delta tabular que es 0.3206. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. Por otro lado la Distribución Log Pearson tipo III, como el delta teórico 0.07471, es menor que el delta tabular 0.3206. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación 5%. Así también la Distribución Log Gumbel, como el delta teórico 0.0923, es menor que el delta tabular 0.3206. Los datos se ajustan a la distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5% de probabilidad.

#### **4.5.6. Estación Meteorológica Ananea**

La aplicación de la Distribución Lognormal 3 parámetros, se determinan por el método de máxima verosimilitud, por ser la técnica de estimación más eficiente. Las estimaciones de períodos de retorno se realizaron, al igual que en la distribución normal. Para el presente trabajo de investigación, el ajuste de la serie de datos a la distribución log normal de III parámetros, en vista de que el delta teórico es 0.0490, es menor que el delta tabular que es 0.2005. Los datos se ajustan a la distribución log normal de III parámetros, con un nivel de significancia de 5%. Por otro lado la Distribución Log Pearson tipo III, como el delta teórico 0.05728, es menor que el delta tabular 0.2005. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación 5% de probabilidad. Finalmente la Distribución Log Gumbel, como el delta teórico 0.0624, es menor que el delta tabular 0.2005. Los datos se ajustan a la distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

Cuadro 4.2. Valores de Deltas calculados para las pruebas de bondad de ajuste

ESTACION	LogNormal 3P	LogPearson III	LogGumbel	Distrib. Elegida
LIMBANI	0.0774	No se ajusta	0.1711	LogNormal 3P
TAMBOPATA	0.0916	No se ajusta	0.1471	LogNormal 3P
CRUCERO	0.0818	No se ajusta	0.1535	LogNormal 3P
CUYO CUYO	0.0857	No se ajusta	0.0987	LogNormal 3P
SINA	0.0829	0.07471	0.0923	LogPearson III
ANANEA	0.0490	0.05728	0.0624	LogNormal 3P

#### 4.6. Análisis de frecuencia de precipitación máxima (mm) de 24 hrs

El análisis de frecuencia, utiliza los mismos principios estadísticos aplicados a otras variables hidrológicas, adaptados a las peculiaridades de los datos de caudales máximos.

Se realizó el análisis de frecuencia, aplicando el software Hidroesta, con la distribución elegida para cada estación, obteniéndose los siguientes resultados mostrados en el cuadro siguiente.

Cuadro 4.3.. Precipitación máxima de 24 horas obtenida con análisis de frecuencia

ESTACION	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
LIMBANI	42.96	50.21	58.82	64.91	70.78
TAMBOPATA	74.17	82.21	91.81	98.63	105.22
CRUCERO	46.70	54.32	63.78	70.74	77.63
CUYO CUYO	29.83	33.43	37.78	40.91	43.95
SINA	45.10	55.74	72.34	87.30	104.76
ANANEA	28.83	37.96	52.86	66.58	82.70

#### 4.7. Coeficientes para determinar la precipitación en la microcuenca

Los coeficientes para determinar la precipitación en la microcuenca se obtuvieron aplicando el método inversa de la distancia al cuadrado. Esto con fines de determinar las precipitaciones máximas de 24 horas de la microcuenca Sandía. Este método permite ponderar las precipitaciones de la estaciones en función a su cercanía al centroide la de microcuenca.

Cuadro 4.4. Coeficientes para determinar la precipitación en la microcuenca (método inversa de la distancia al cuadrado)

ESTACION	D (m)	1/D <sup>2</sup>	coeficiente
CUYO CUYO	1814.2556	3.0381E-07	0.98488392
CRUCERO	55018.4906	3.3036E-10	0.00107094

LIMBANI	41727.6055	5.7432E-10	0.00186181
TAMBOPATA	48924.305	4.1778E-10	0.00135436
SINA	26290.2689	1.4468E-09	0.00469021
ANANEA	22980.0111	1.8936E-09	0.00613877
	SUMA =	3.0847E-07	1.00000000

#### 4.8. Precipitación máxima de 24 horas en la microcuenca Sandia (mm)

El estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones

. Así en hidrología

para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable registrada para un determinado período de retorno.

Tanto para el estudio de la erosión, como para el cálculo y diseño de las estructuras de

conservación de suelos hidráulicas, es necesario el estudio de las precipitaciones máximas. El

período de retorno será mayor cuanto mayor sea la importancia y la repercusión social, ecológica y

económica de la obra. Así la necesidad de disponer de amplios períodos de retorno contrasta con la

disponibilidad de series de datos climáticos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas.

La distribución Gumbel se ha utilizado con buenos resultados para el cálculo de valores extremos

de variables meteorológicas, entre ellas las precipitaciones y caudales máximos y es

el método

empleado por Elías y Ruiz (Ministerio de Agricultura). También este método de

stees el

empleado por el Ministerio de Medio Ambiente (Instituto Nacional de Meteorología) para su estudio

por regiones de las precipitaciones máximas en 24 horas. Por otro lado la ley SQRT

-ET<sub>máx</sub>. se ha

empleado en el trabajo y en el indicador de la Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento).

Con ambos métodos estadísticos se puede obtener valores de precipitación máxima en 24 horas

para un período de retorno "T" ( $P_{24h}^T$ ) conociendo una serie de datos de precipitaciones máximas

en 24 horas. El método también sirve para otros valores extremos como caudales

y también para

períodos inferiores de tiempo, siempre que se disponga de datos de una serie significativa.

Cuadro 4.5. Precipitación máxima de 24 horas para la microcuenca Sandía (mm)

Punto	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
Centroide	29.998	33.682	38.175	41.440	44.642

El "período de retorno o de recurrencia" (T) es

el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera a

lvalor"x",al

menosunasolavez(ElíasyRuiz,1979).Así,silaprecipitaciónmáximaen24horas

paraun

períododeretornode200añosenelobservatoriodeCuatroVientos(INM)esde90

,3mm/24

horas,significaqueesposiblequeunfenómenode90,3mmd precipitaciónen24

horasserepita oseasuperadoporlomenosunavezen200años.

#### 4.9. Datos de la cuenca

Se determinó algunos parámetros de forma, relieve y de la red de drenaje de la microcuenca para poder aplicar el método de transformación precipitación escorrentía del SCS de USA.

Cuadro 4.6.. Area de la microcuenca Sandia

MICROCUEENCA	AREA (m2)	AREA (km2)
SANDIA	476637604.9	476.64

Cuadro 4.7.. Uso de suelo predominante de la microcuenca Sandia

USO DE SUELO	CN
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hiervas	77

Grupo hidrológico de suelo C

Cuadro 4.8.. Retención potencial máxima S (pulg.) y abstracción inicial la (pulg.)

S (pulg) =	2.987
la (pulg) =	0.597

### Calculo del tiempo de concentración

El tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica pequeña será igual a la suma del mayor tiempo de escurrimiento laminar superficial con el mayor tiempo de escurrimiento en el alveo fluvial que se constate en cualquier lugar de la cuenca. El tiempo de escurrimiento en el alveo se considera, en general, como el alveo de mayor longitud dividido por la velocidad media del agua en el cause, una vez que éste esté prácticamente lleno. Cuando los caudales del escurrimiento superficial, laminar (en el suelo) o fluvial (en el alveo) aumenta, las profundidades también aumentan. Al aumentar la profundidad, una cantidad de agua es temporalmente almacenada, hasta que el caudal disminuye y el sistema se vacía progresivamente. Para llegarse a una situación de equilibrio hasta que se haya "llenado" el sistema. El proceso es análogo al que se da en el llenado de un barril, que tiene un agujero en el fondo, con un caudal constante de entrada. El barril se ira llenando hasta que el caudal que sale por el agujero, (el cual es función de la altura de agua dentro del barril) sea igual al caudal que entra. Si aumentamos el tamaño del agujero, el punto de equilibrio se alcanzará con el barril más lleno, y por lo tanto demorará más tiempo para alcanzarse el equilibrio. Si el diámetro del barril se aumenta se requerirá más tiempo para alcanzar la profundidad de agua en él que nos del caudal de equilibrio. Por analogía, cuando el área de drenaje aumenta, también aumenta el tiempo

necesario para alcanzar la condición de equilibrio en los diversos cauces, y por otra parte al aumentar el tiempo aumenta también la probabilidad de que la lluvia no mantenga su intensidad más o menos constante. Todos estos factores hacen que la precisión de las ecuaciones reportadas arriba disminuya.

Cuadro 4.9.. Calculo del tiempo de concentración en la microcuenca Sandia

L (m) =	32968.21
L (km) =	32.97
Cota máxima (msnm) =	4850.00
Cota mínima (msnm) =	2175.00
H (m) =	2675.00
Tc (hrs) =	2.58
Tc (min) =	154.50
Lag (min) =	92.70

#### 4.10. Caudales obtenidos con el modelo HEC HMS

El rio de Sandia no cuenta con aforos de ningún tipo por lo que se han generado caudales de diseño con fines de construcción de defensas rivereñas, el caudal de diseño ha sido determinado a partir de las precipitaciones máximas utilizando el HEC-HMS, considerando la cobertura del suelo, vegetación existente y tipo de suelos desde el punto de vista ecológico y ambiental.

HEC HMS fue elaborado utilizando el sistema de modelaje hidrológico desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica de los Estados Unidos (HEC-HMS). HEC-HMS está diseñado para simular el proceso de precipitación-escurrimiento en cuencas. Está diseñado para ser aplicado en un amplio rango



de regiones geográficas para solucionar un rango general de problemas. Puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas, o en grandes cuencas sin intervención, los resultados se pueden aplicar para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, observación de flujo, impacto de intervenciones en cuencas, reducción del daño por inundaciones, operación de sistemas, etc.

Los componentes del modelo son utilizados para simularla respuesta hidrológica en una cuenca. Estos incluyen; modelos de cuencas, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. En una simulación se calcula la respuesta de la cuenca dada a una precipitación, una vez definido el modelo meteorológico, las especificaciones de control definen el tiempo, y el intervalo de tiempo para el cual se realizará la simulación. Y los datos de entrada tales como series de tiempo, datos de grilla son requeridos muchas veces como parámetros o condiciones de borde en la cuenca y el modelo meteorológico.

El período de simulación adoptado fue de 25 horas, para un despliegue y observación completa del hidrograma de caudales máximos para los diferentes períodos de retorno.

#### **4.10.1. Período de retorno de 5 años**

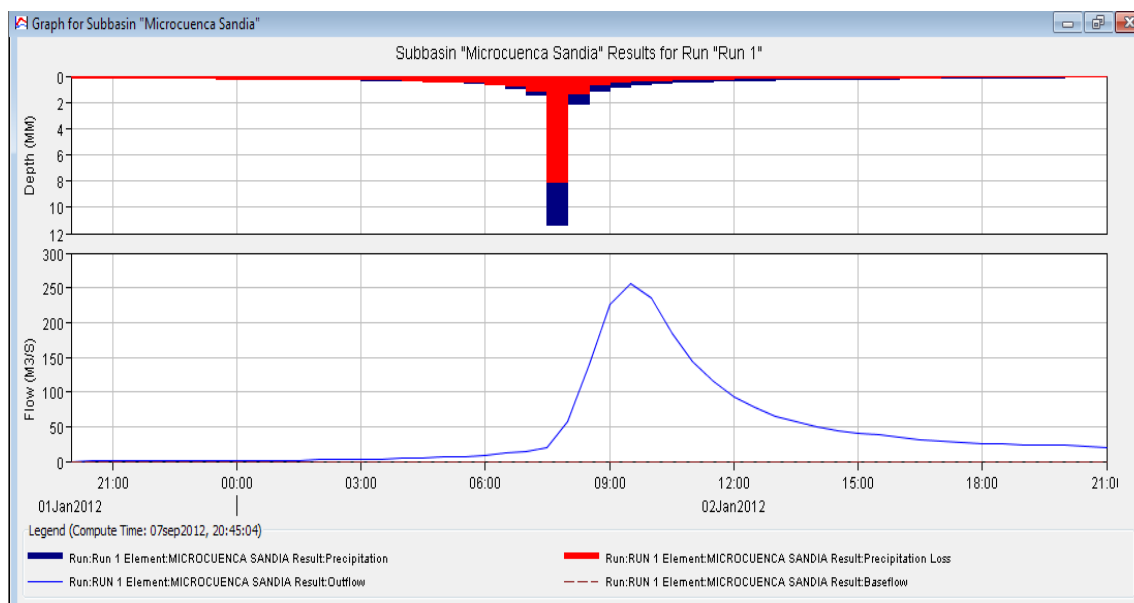


Figura.4.9 Hidrograma de avenida para 5 años de periodo de retorno

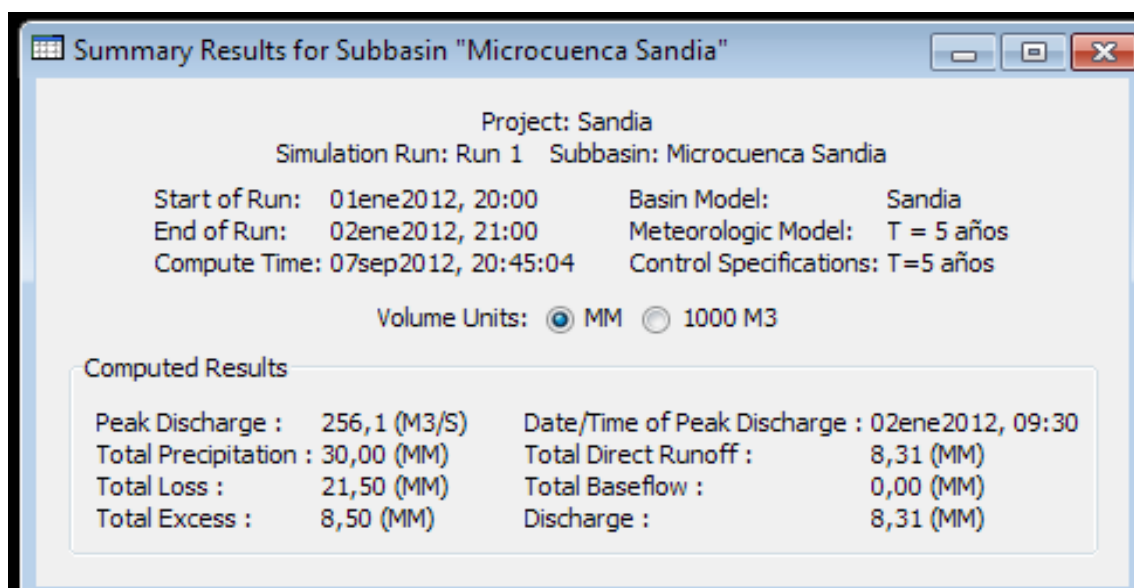


Figura4.10. Resultados de la simulación para período de retorno de 5 años.

#### 4.10.2. Período de retorno de 10 años

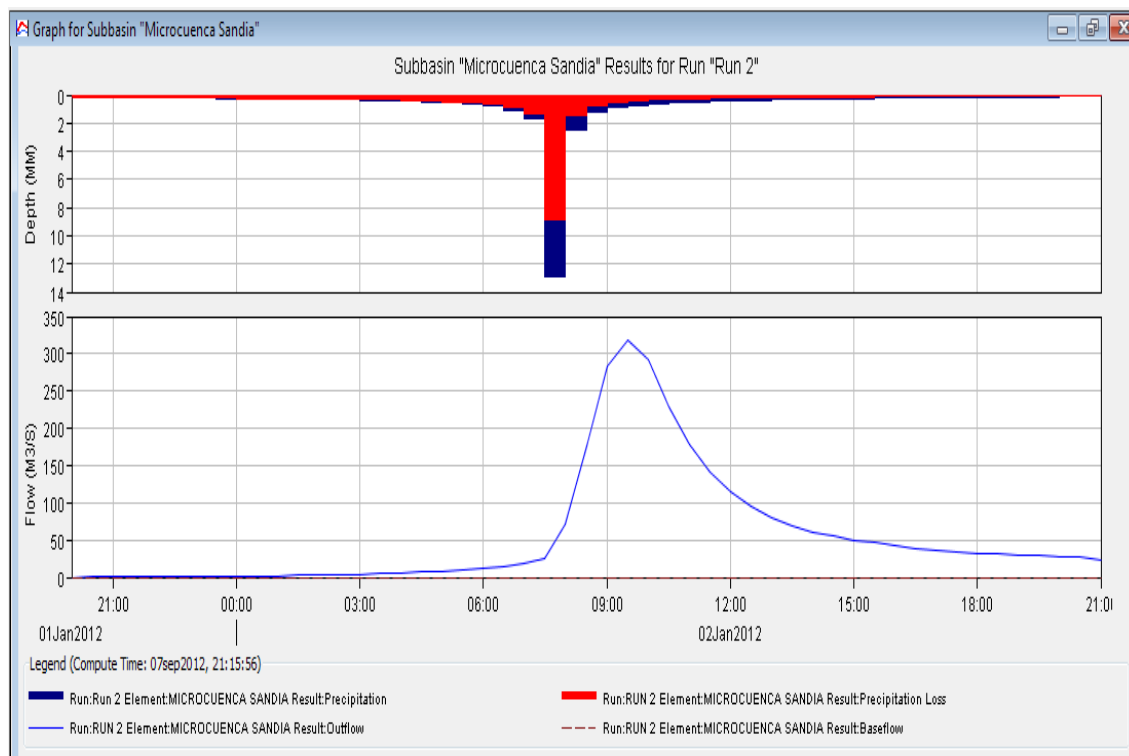


Figura.4.11 Hidrograma de avenida para 10 años de periodo de retorno

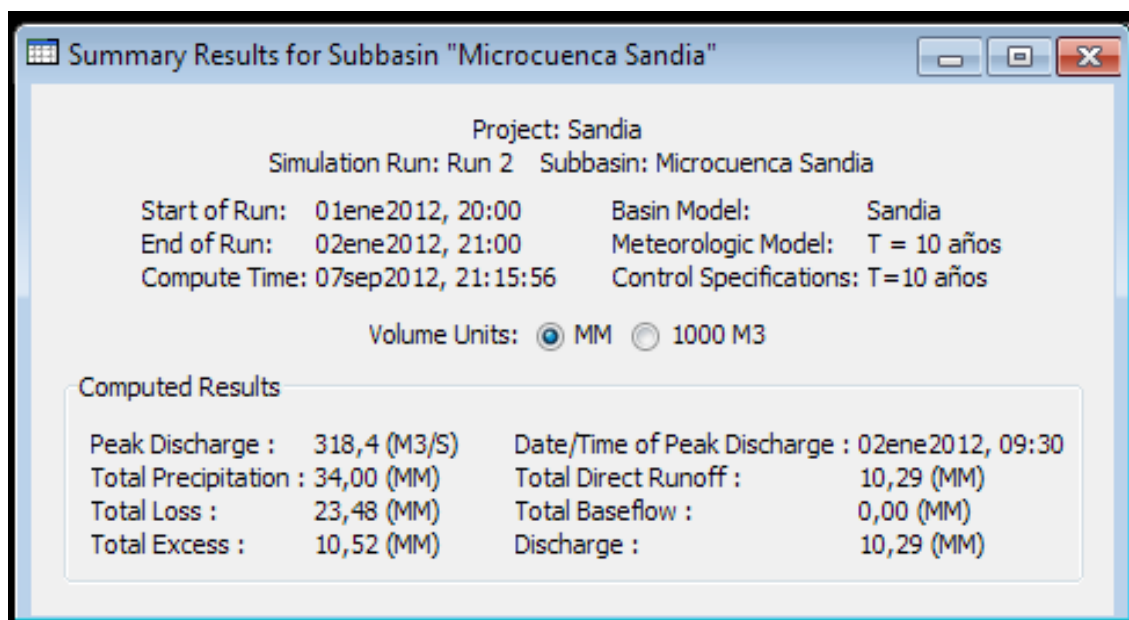


Figura4.12. Resultados de la simulación para período de retorno de 10 años

### 4.10.3. Período de retorno de 25 años

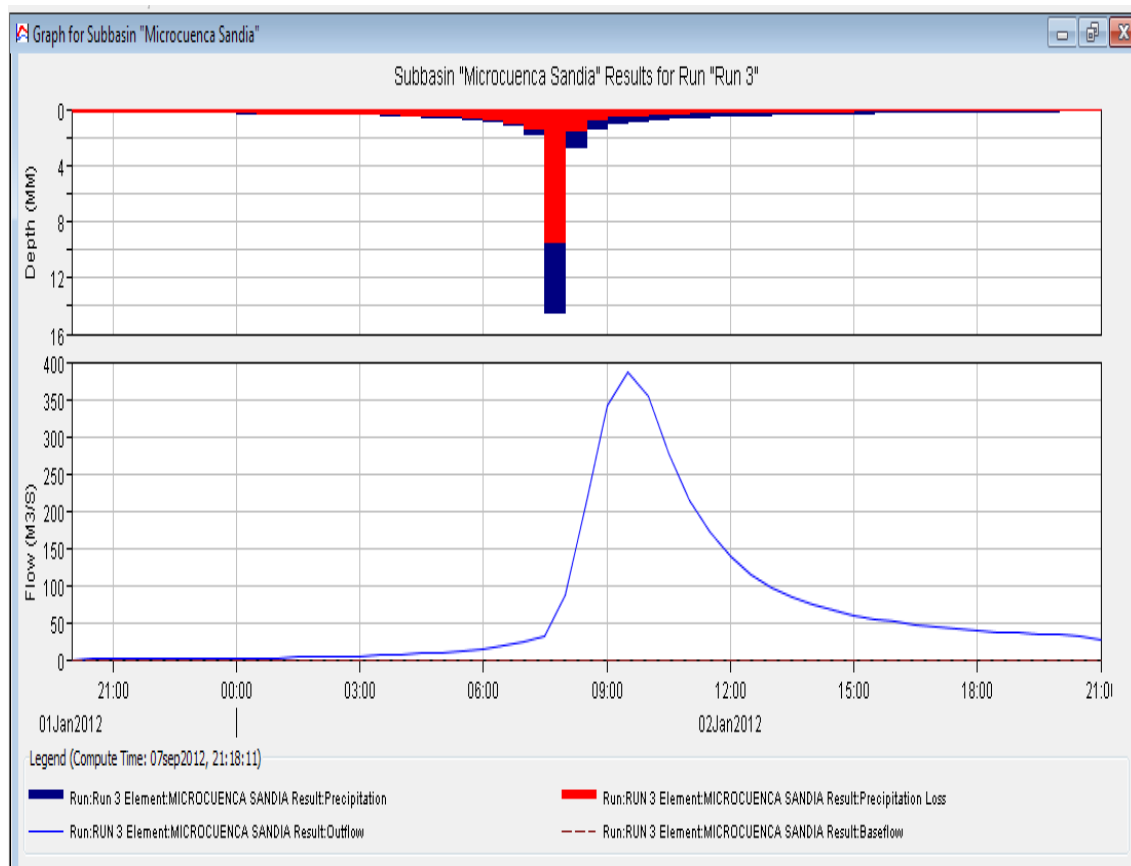


Figura4.13. Hidrograma de avenida para 25 años de periodo de retorno



Figura4.14. Resultados de la simulación para período de retorno de 25 años

#### 4.10.4. Período de retorno de 50 años

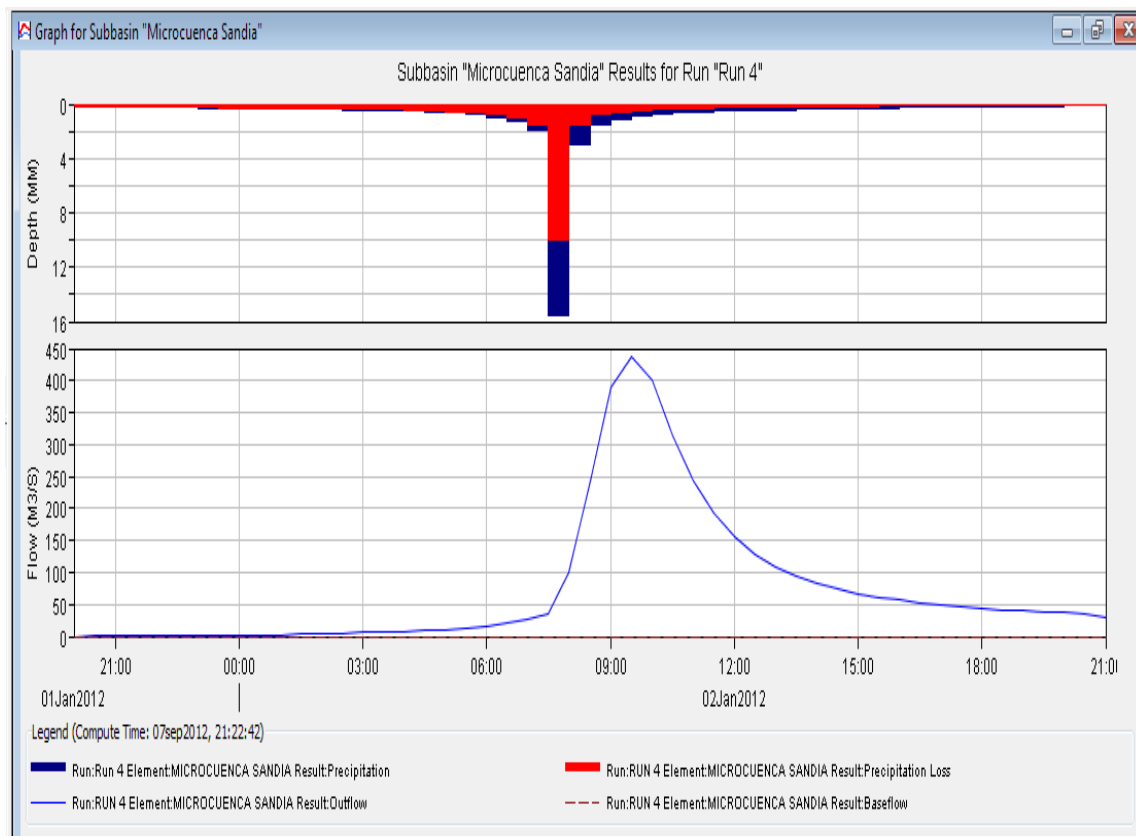


Figura4.15. Hidrograma de avenida para 50 años de periodo de retorno

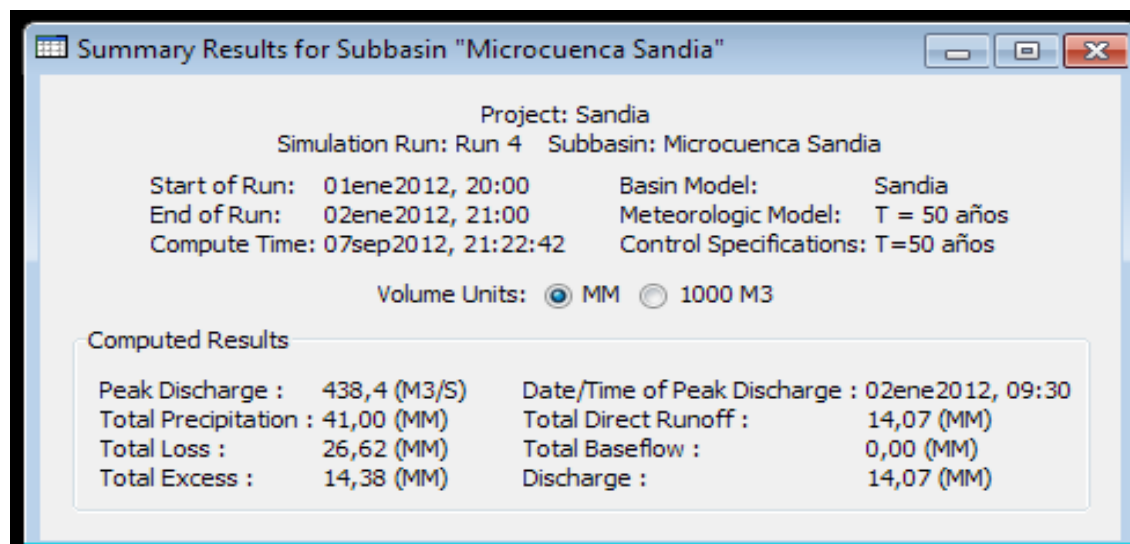


Figura4.16. Resultados de la simulación para período de retorno de 50 años

#### 4.10.5. Período de retorno de 100 años

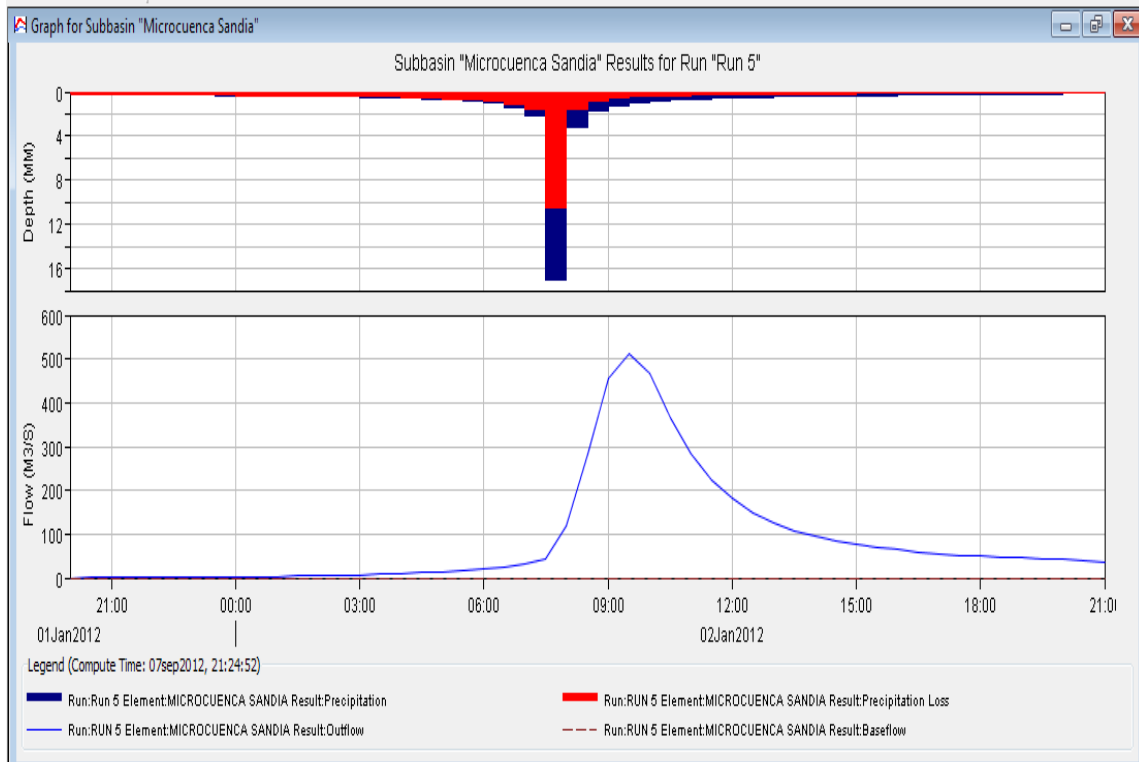


Figura4.17. Hidrograma de avenida para 100 años de periodo de retorno

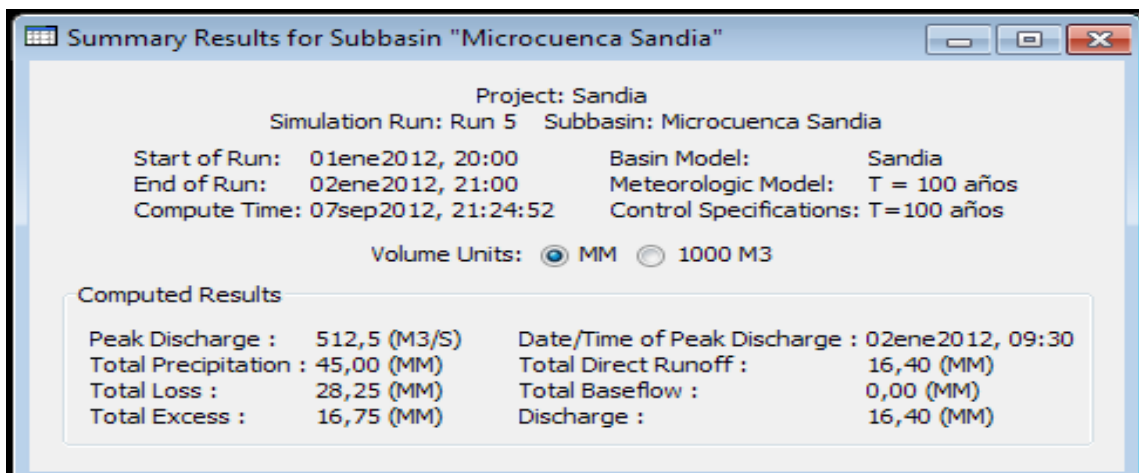


Figura.4.18 Resultados de la simulación para período de retorno de 100 años

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los caudales máximos de los hidrogramas para diferentes períodos de retorno

Cuadro.4.10.Resumen de los caudales máximos en el río Chichanaco

Período de retorno T (años)	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
5	256.1
10	318.4
25	385.4
50	438.4
100	512.5

El caudal máximo de 100 años de retorno, es el doble del caudal de 5 años. El caudal máximo presentado es instantáneo, por lo tanto, es adecuado para diseño puesto que considera un incremento repentino relacionado principalmente a la distribución horaria de la intensidad de precipitación.

## V.CONCLUSIONES

El análisis de máximas avenidas concluye que para las estaciones pluviométricas dentro de la microcuenca y alrededor de ésta, la distribución de probabilidad que mejor ajuste presenta a la precipitación máxima de 24 horas es la Lognormal 3 parámetros (Limbani, Tambopata, Crucero, Cuyo Cuyo y Ananea) y la Log Pearson tipo III (Estación Sina), según la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, lo cual indica un comportamiento homogéneo de la frecuencia de precipitación máxima para la región donde se encuentra la microcuenca. La estación Cuyo Cuyo es la única dentro de la microcuenca y esta cerca al centroide de la misma, por tanto se considera como representativa de la precipitación máxima en la microcuenca Sandia.

La precipitación máxima en 24 horas para la microcuenca para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, son respectivamente 30 , 33.7, 38.2, 41.4 y 44.6 mm. Estos se ponderaron por la influencia de las estaciones utilizadas, siendo la estación Cuyo Cuyo, la de mayor coeficiente de influencia según el método de Inverso del cuadrado de la distancia. Se considera que no existe mucha variación puesto que la diferencia entre la precipitación máxima de 5 y 100 años de retorno, difieren sólo en 14.6 mm.

El uso de suelo predominante en la microcuenca Sandia se representó con un número de curva de 77 para un grupo hidrológico de suelo C, ello determina una retención potencial máxima de 2.987 pulg (7.6 cm de lámina) y una abstracción inicial de 0.597 pulg (1.5 cm), ambos valores indican altos niveles de infiltración en la microcuenca.



Puesto que no existen registros de intensidad de precipitación con pluviografos, se distribuyo horariamente la precipitación de 24 por una tormenta hipotética tipo II, además el tiempo de concentración estimado fue de 154.5 minutos, con estos valores se transformó la precipitación máxima en caudal máximo de diseño para la microcuenca, determinándose para 5, 10, 25, 50 y 100 años, respectivamente, 256.1, 318.4, 385.4, 438.4 y 512.5 m<sup>3</sup>/s. Estos caudales son los máximos de los hidrogramas de avenida y representan a los máximos instantáneos, adecuados para diseño.

## VI.RECOMENDACIONES

Al realizar el modelamiento de la cuenca del río Sandia (Chichanaco), se recomienda aplicar en el módulo de cálculo de pérdidas por infiltración, el método de Green Ampt, para una determinación más precisa de la precipitación efectiva, sin embargo; este método requerirá de una determinación con pruebas de infiltración de los parámetros del modelo de Green Ampt.

Disponer de información instantánea a escala horaria de intensidad de precipitación y caudales para la calibración del modelo, además de información de retención de humedad del suelo, así como establecer bien un método de separación del caudal directo del flujo base para representar de forma más realista el proceso de precipitación escurriente.

Determinar relaciones entre los parámetros óptimos de calibración de las microcuencas del río Chichanaco (Sandia) con los tipos de suelo, los usos de suelo y las características geomorfológicas de estas, para poder desarrollar un método de calibración directa de los parámetros y utilizar estas relaciones en el efecto del uso de suelo en la hidrología superficial de la microcuenca.

Realizar un levantamiento de la información base sobre el uso de suelo de la microcuenca estudiada, con el sistema de información geográfica para apoyar los estudios hidrológicos de la zona.

## VII.LITERATURA CITADA

- APARICIO MIJARES, F.J. 1996. "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Primera edición. Editorial Limusa. México. Pag. 203, Pag. 206 – 208, Pag. 252..
- CHEREQUE M, W. 1989. "Hidrología" CONCYTEC Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú. Pág 146.
- CHOW, MAIDMENT Y MAYS. 1994. "Hidrología Aplicada". Mc Graw-Hill Interamericana. Santafé de Bogotá. Colombia. Pag. 8, Pag. 9, Pag. 495.
- COAQUIRA A, R. 1998. "Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas". PRORRIDRE. Puno. Perú. Pag. 10.
- COLE, J. H. 2002. Nociones de regresión lineal. Universidad Francisco Marroquín. Guatemala.
- CORTÉS L., C. N. 2003. Regionalización de tormentas de diseño en la cuenca del valle de México. Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- CUTIPA L, E. 1999. "Aplicación de Modelos Hidrológicos en el Análisis de Máximas Avenidas del Río Grande llave – Puno". Tesis de Ing. Agrícola. UNA. Puno. Perú.
- DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS, SUELOS E IRRIGACIONES (Ministerio de Agricultura). 1981. "Estudio de la cuenca del río Illpa". Tomo I: Diagnóstico de la cuenca. Proyecto manejo de cuencas. Lima. Perú.
- FLORES Q., E. L. 2006. Aplicación de modelos hidrológicos en el análisis de máximas avenidas de la cuenca hidrográfica de Illpa. Tesis de Ing. Agrícola. UNA, Puno, Perú.
- <http://www.monografias.com/trabajos30/regresion-multiple/regresion-multiple.shtml>
- LINSLEY, R. KOHLER, M. PAULHUS, J. 1988. "Hidrología para Ingenieros". Segunda Edición. Mc Graw – Hill Interamericana. México. Pag. 193 – 195.
- MEJÍA, A. 2001. "Hidrología Aplicada". CIP. FIA. UNALM. Lima. Perú. Pag. 69.
- MOCKUS, V. 1957. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hydrograph analysis and application. U. S. SoilConservationService, 1957.
- NANÍA S, L. 2003. "Métodos de transformación lluvia-escorrentía y de propagación de caudales". Apuntes de clase de hidrología superficial y subterránea. Universidad de Granada. Pag.1, Pag. 10.
- NANÍA S, L. 2003. "Métodos de transformación lluvia-escorrentía y de propagación de caudales". Apuntes de clase de hidrología superficial y subterránea. Universidad de Granada. Pag.1, Pag. 10.

PAOLI, CAICK, MORRECI. 2002. "Consistencia en la determinación de crecidas de diseño por transformación lluvia – caudal y análisis de frecuencia (estudio de caso)". Vol. XVI. Ing. Hidráulica. México. Pag. 87-97.

PONCE V. M. 1989. "Engineering Hydrology – Principles and Practices". Prentice Hall. San Diego State University. EE. UU.

ROBLES F., D. A. 2009. Regresión múltiple. EGP Universidad Inca Garcilazo de la Vega, Lima, Perú. Obtenido de la pagina web

SANTAYANA V.S. 1990. "Ingeniería de Recursos Hídricos" Departamento de Recursos Agua y Tierra de UNALM Lima – Perú.

SOIL CONSERVATION SERVICE. 1972. National Engineering Handbook, section 4, Hydrology, U.S. Dept. of Agriculture, available in U.S. Government Printing Office, Washington, D. C. USA.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. 1995. "HEC Hydrologic Modeling System. HEC – HMS user's guide". Hydrologic Engineering Center. EE.UU.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. 1973. "Design of small dams". Segunda edición. Washington D. C. EE.UU.

UNEP-División de Aguas Continentales Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente. 1996. Diagnóstico ambiental del Sistema Titicaca-Desaguadero-Poopo-Salar de Coipasa (Sistema TDPS) Bolivia-Perú. Departamento de Desarrollo Regional y Medio Ambiente, Secretaria General de la Organización de los Estados Americanos, Washington, D. C. USA.

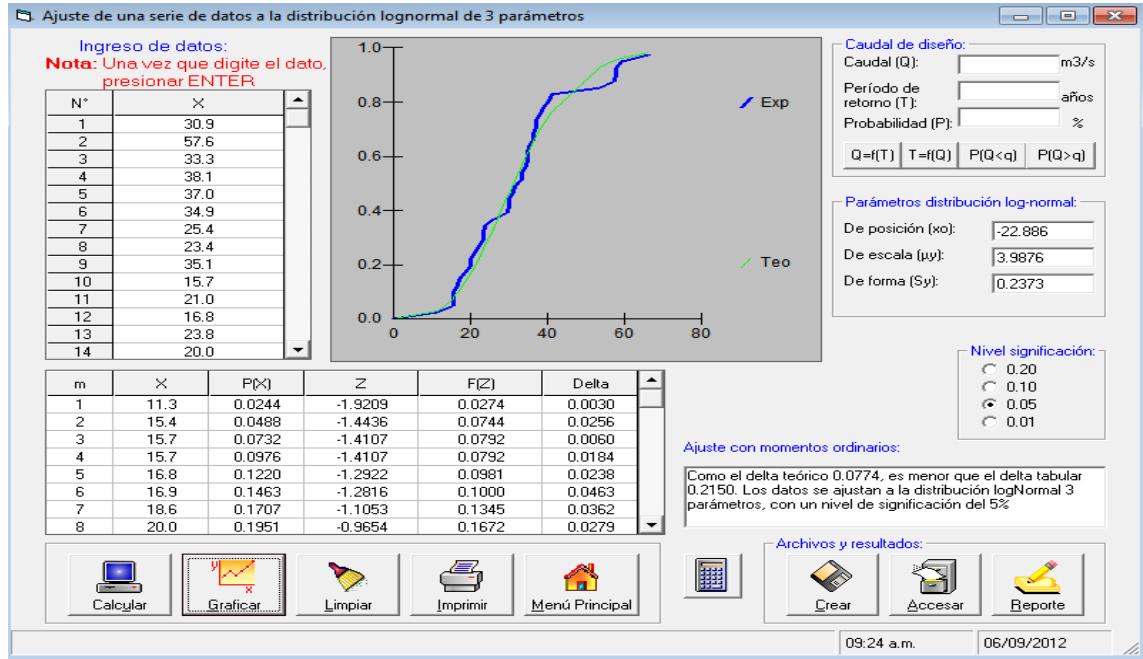
US Army Corps of Engineers. 2000. Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Technical Reference Manual, HEC Davis CA, USA, 157 p.

# ANEXOS

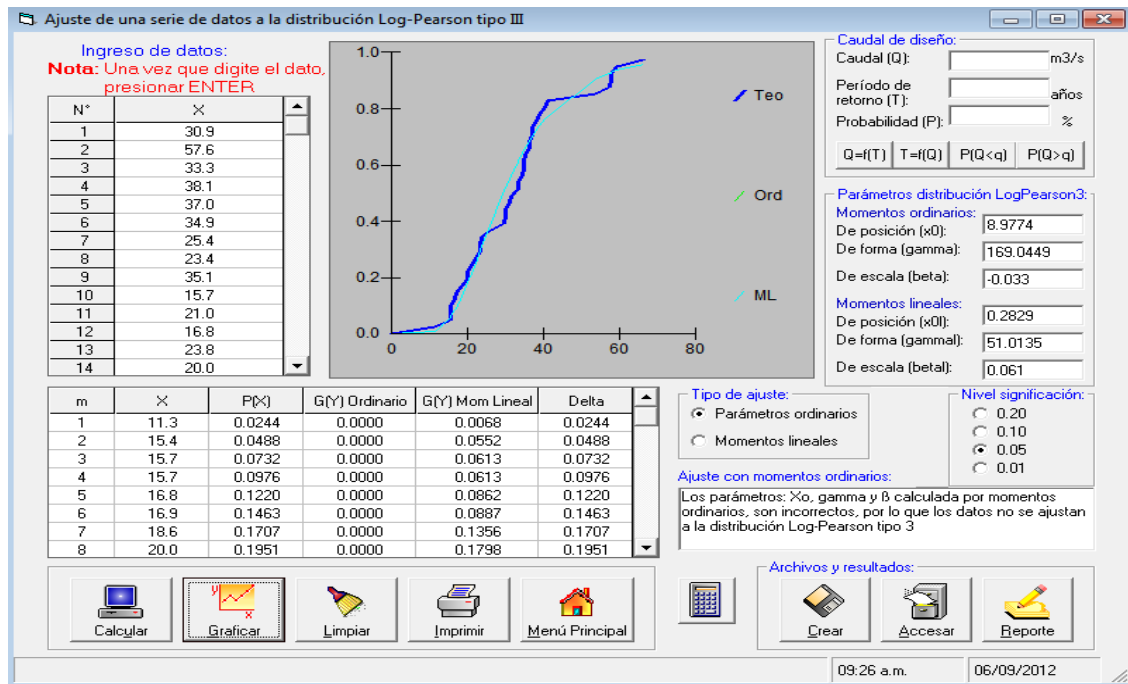
PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE SMIRNOV-KOLMOGOROV DE PRECIPITACION MÁXIMA DE 24 HRS

ESTACION LIMBANI

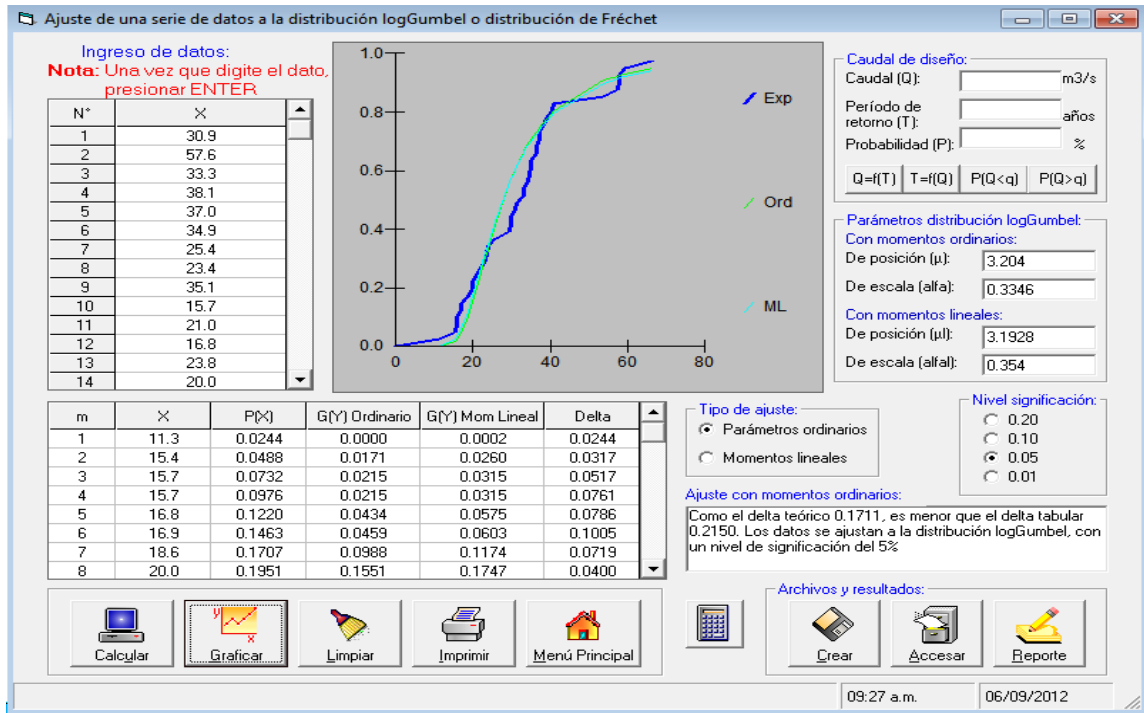
Distribución Lognormal 3 parámetros



Distribución Log Pearson tipo III

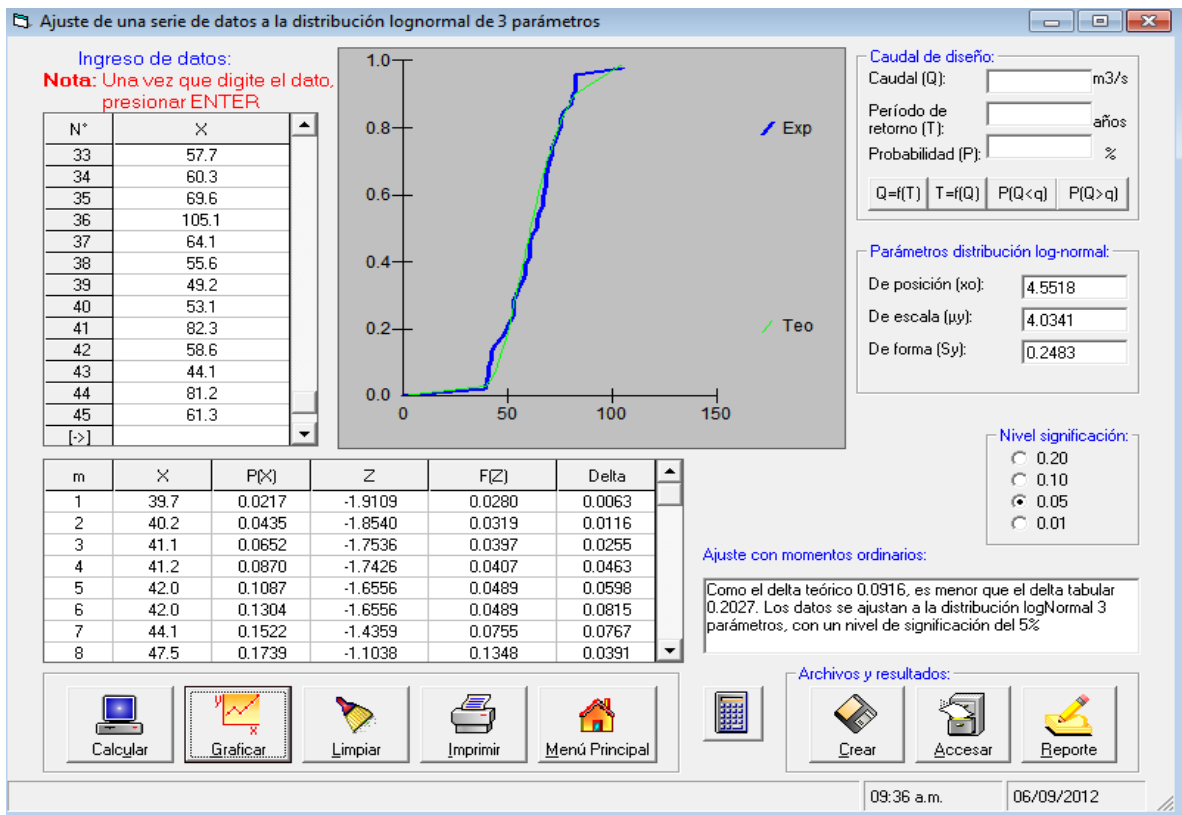


Distribución Log Gumbel

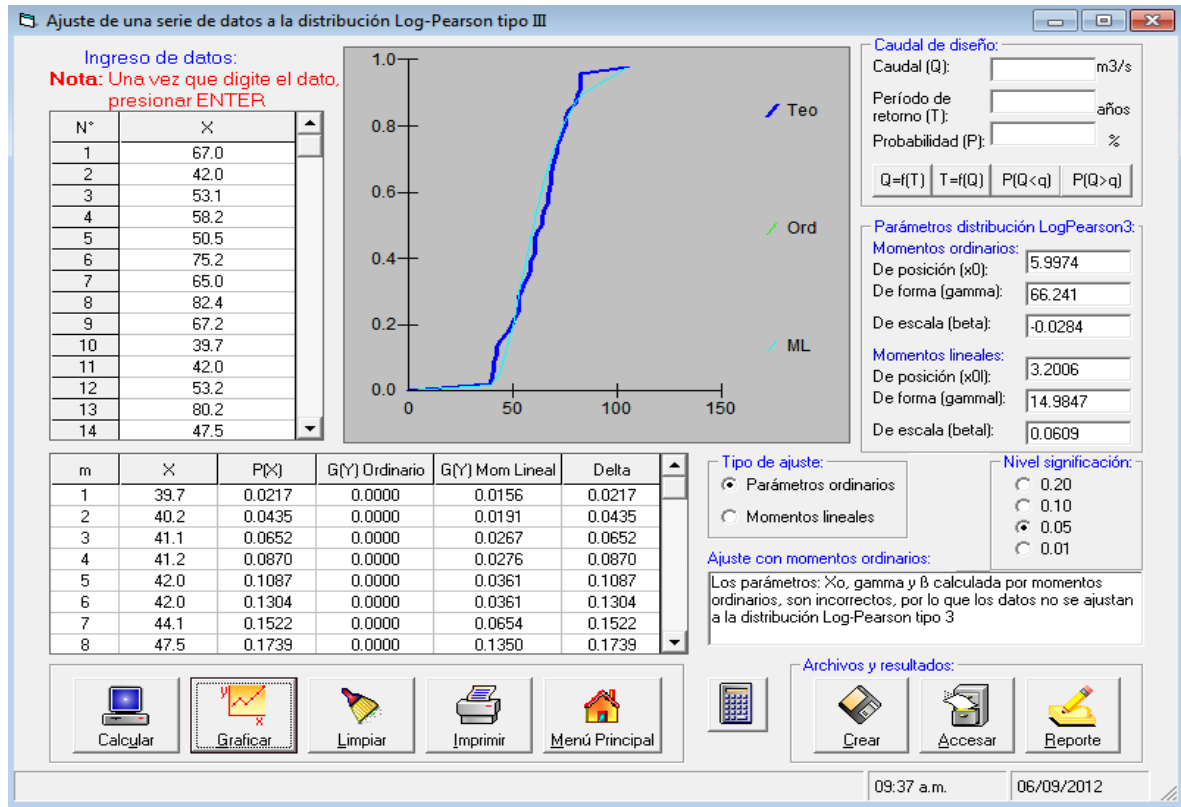


ESTACION TAMBOPATA

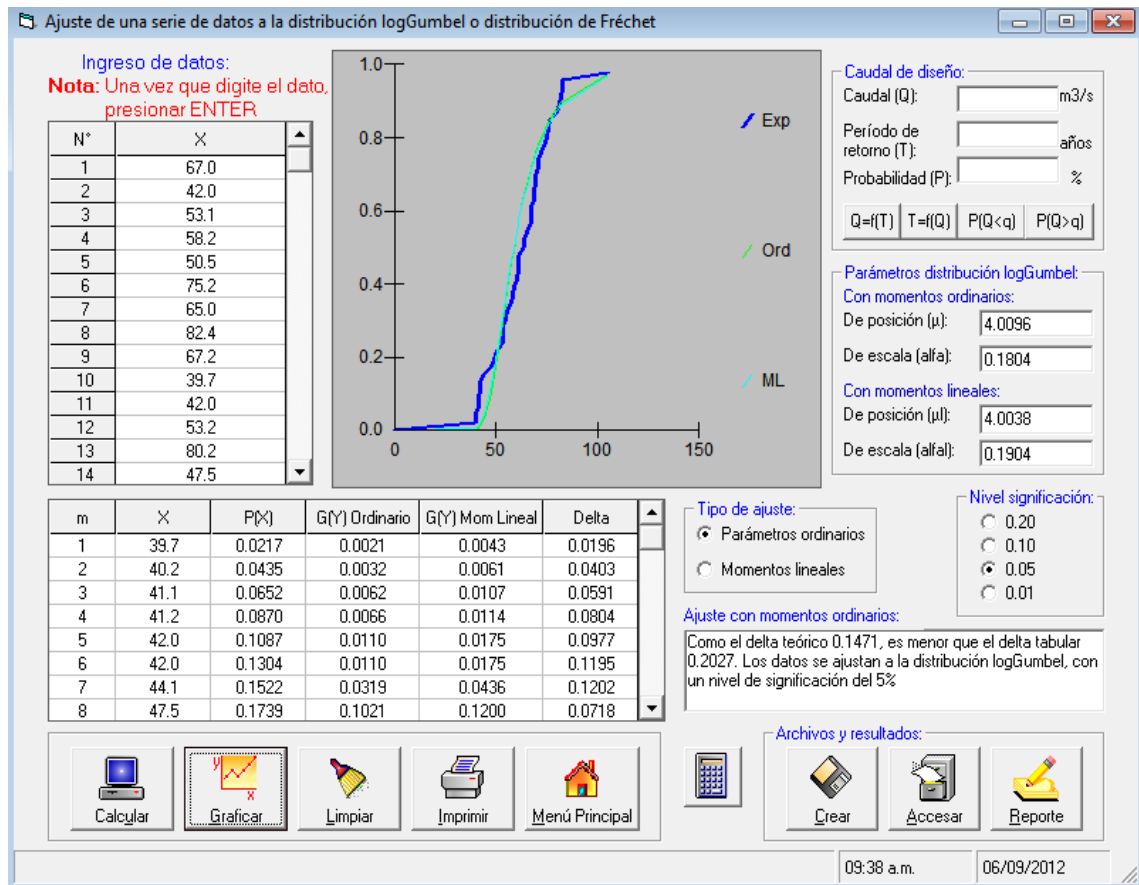
Distribución Lognormal 3 parámetros



Distribución Log Pearson tipo III



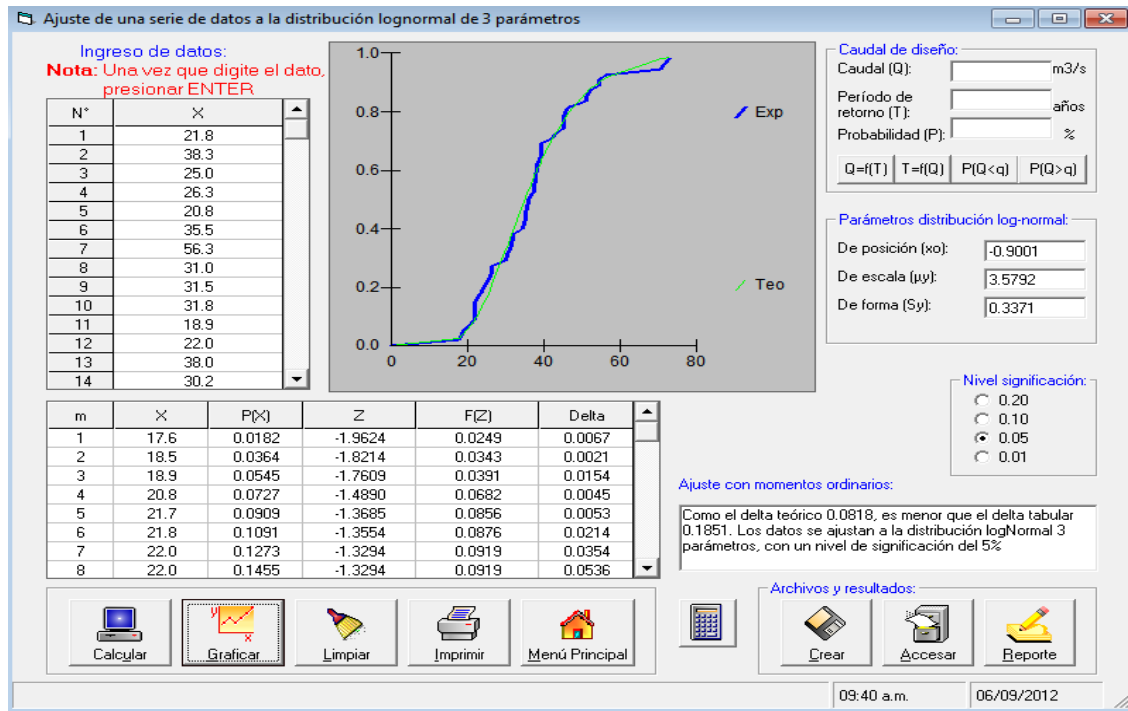
Distribución Log Gumbel





ESTACION CRUCERO

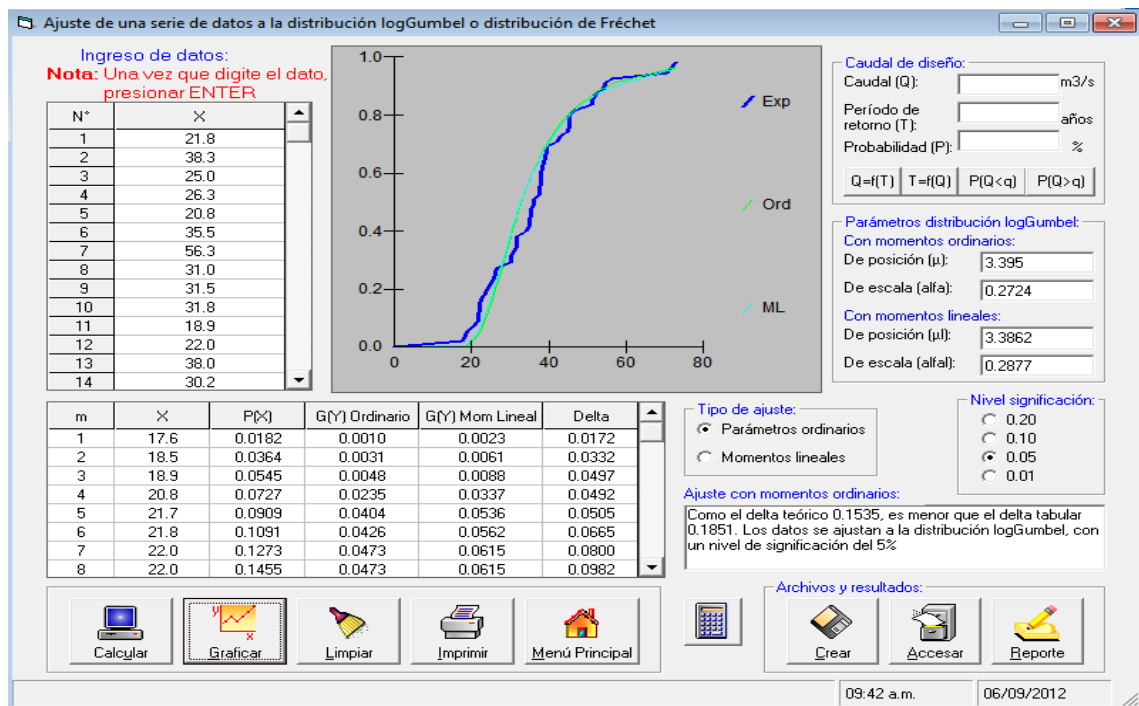
Distribución Lognormal 3 parámetros



Distribución Log Pearson tipo III

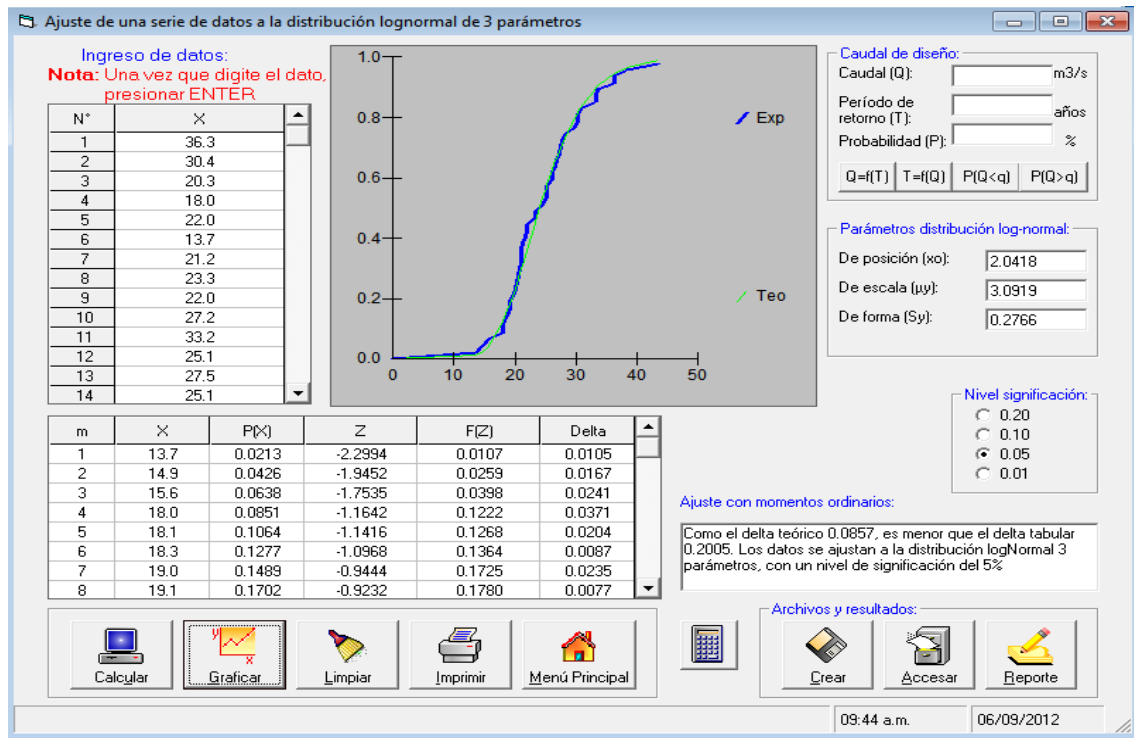
Log Pearson tipo III. No se ajusta

Distribución Log Gumbel



ESTACION CUYO CUYO

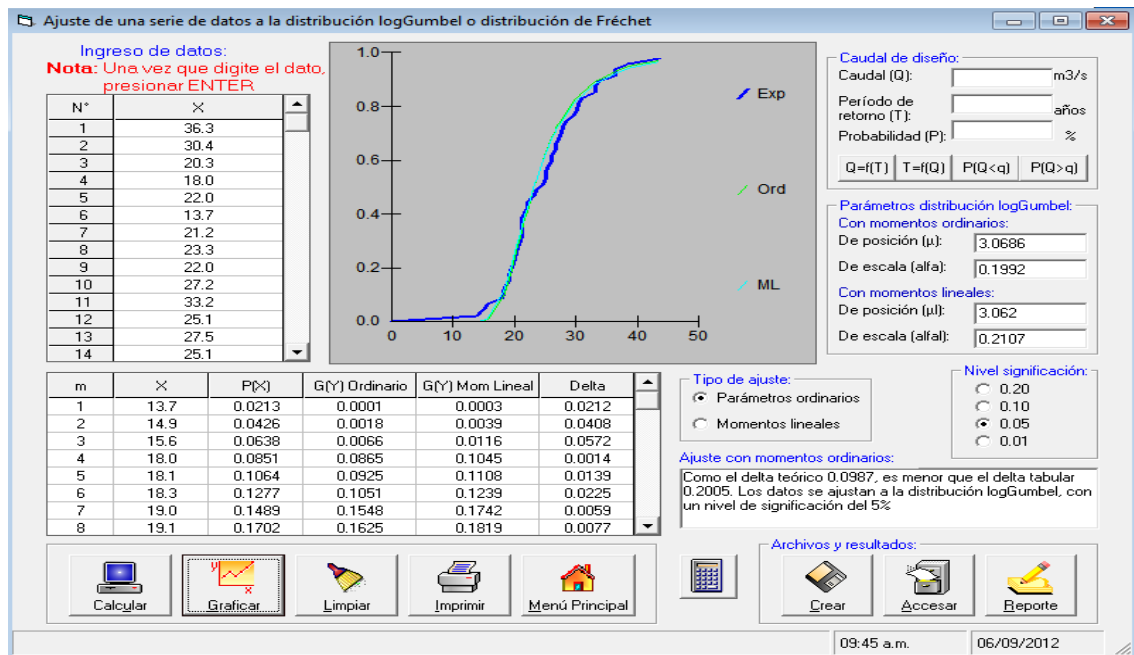
Distribución Lognormal 3 parámetros



Distribución Log Pearson tipo III

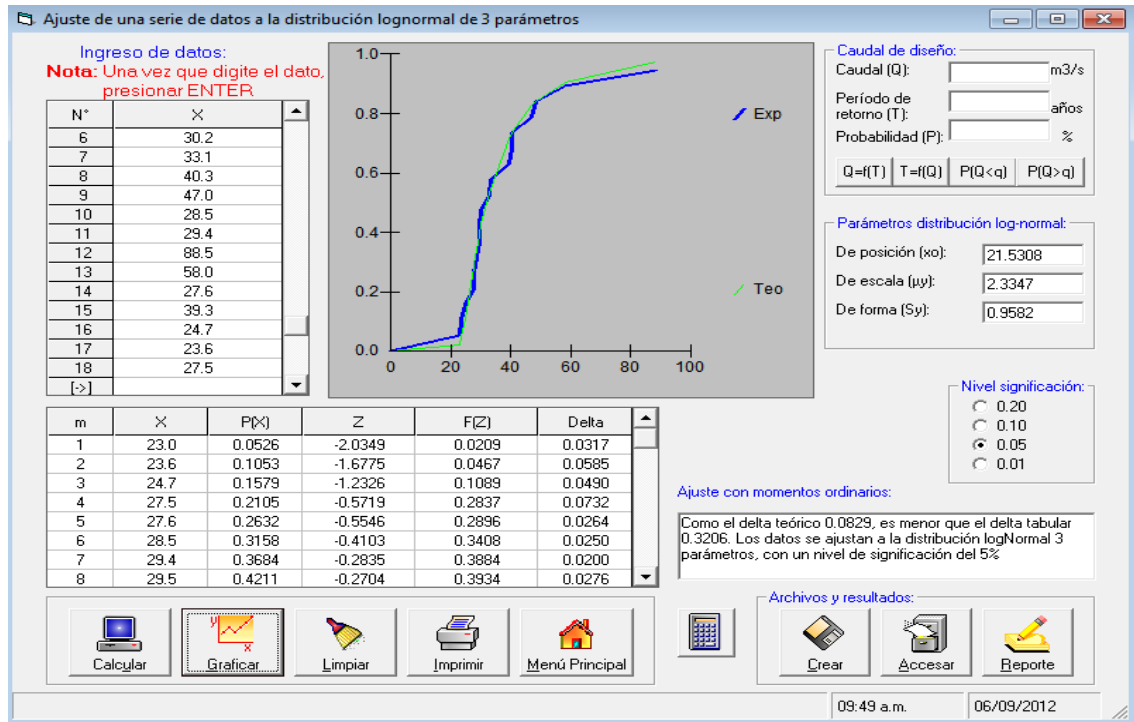
Log Pearson tipo III. No se ajusta

Distribución Log Gumbel

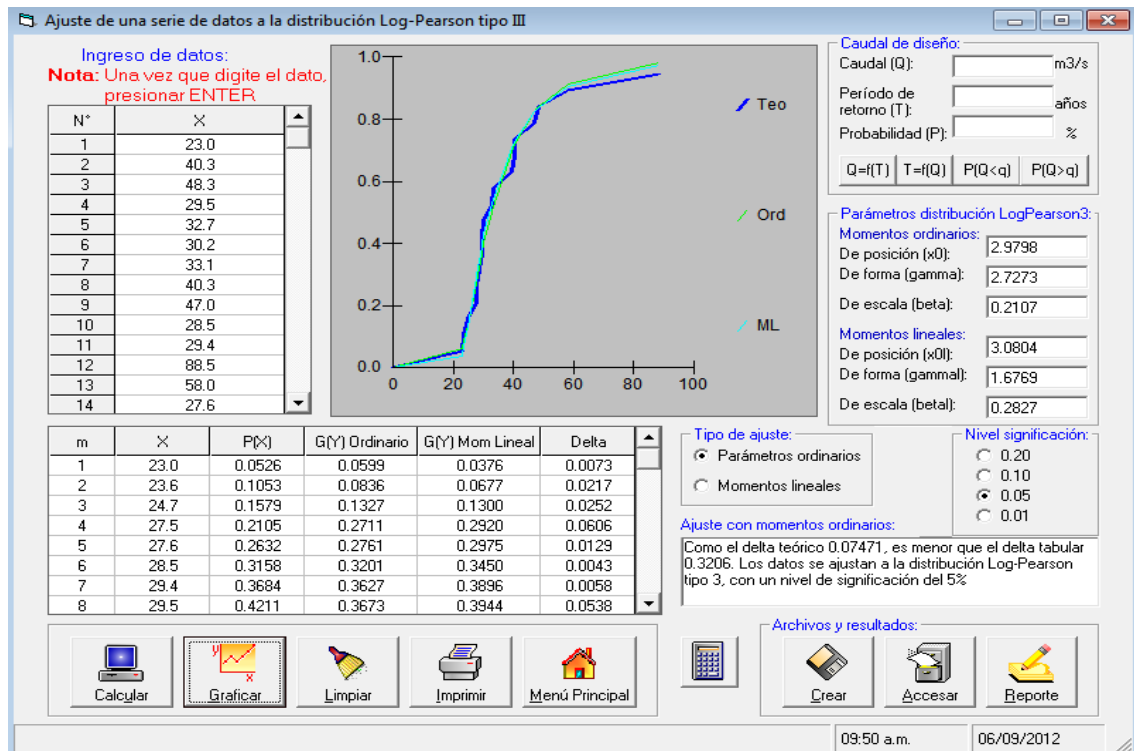


ESTACION SINA

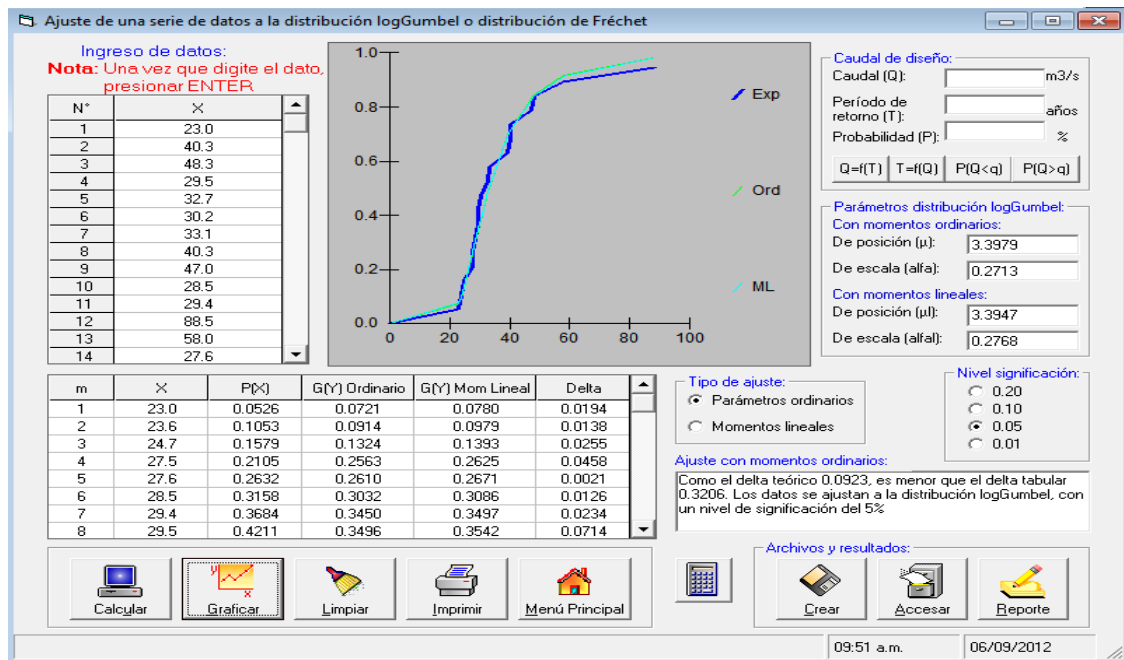
Distribución Lognormal 3 parámetros



Distribución Log Pearson tipo III

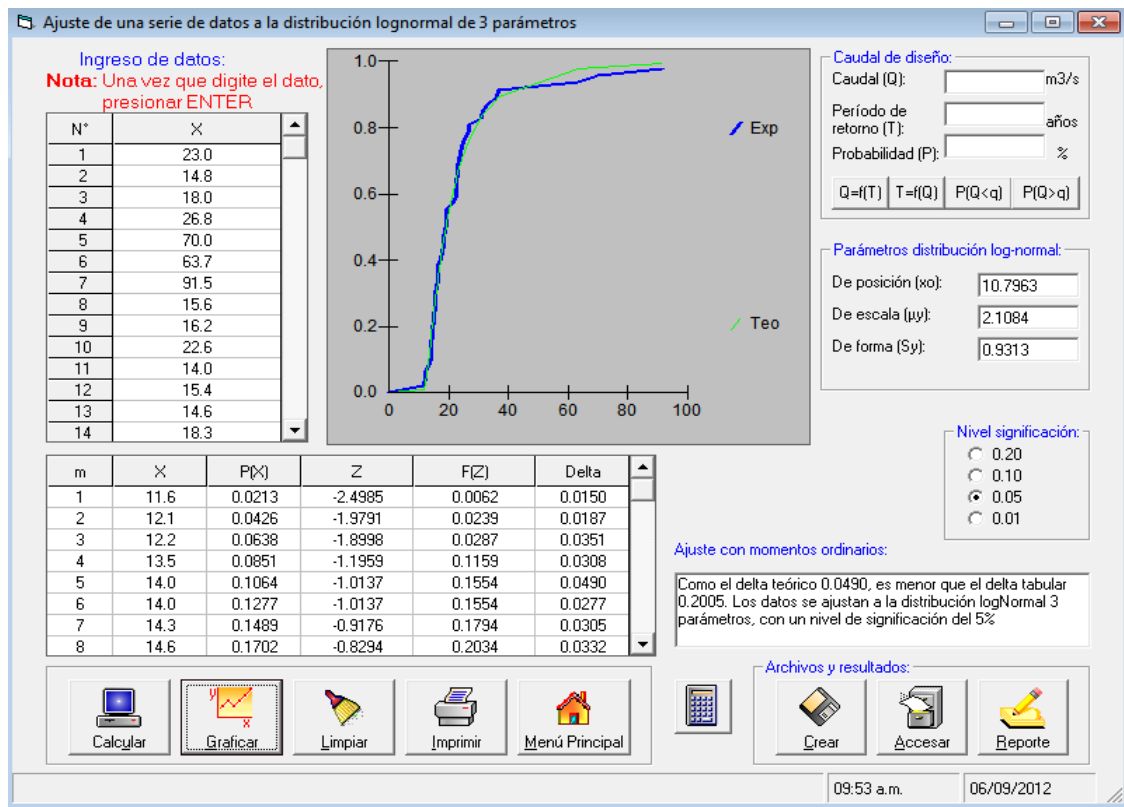


### Distribución Log Gumbel

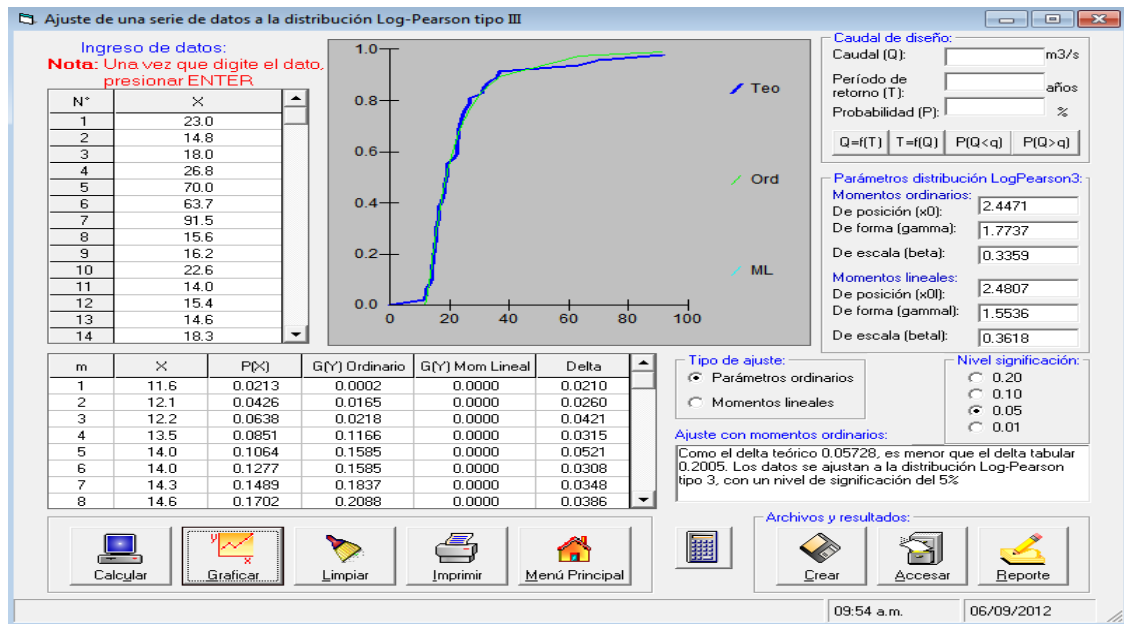


### ESTACION ANANEA

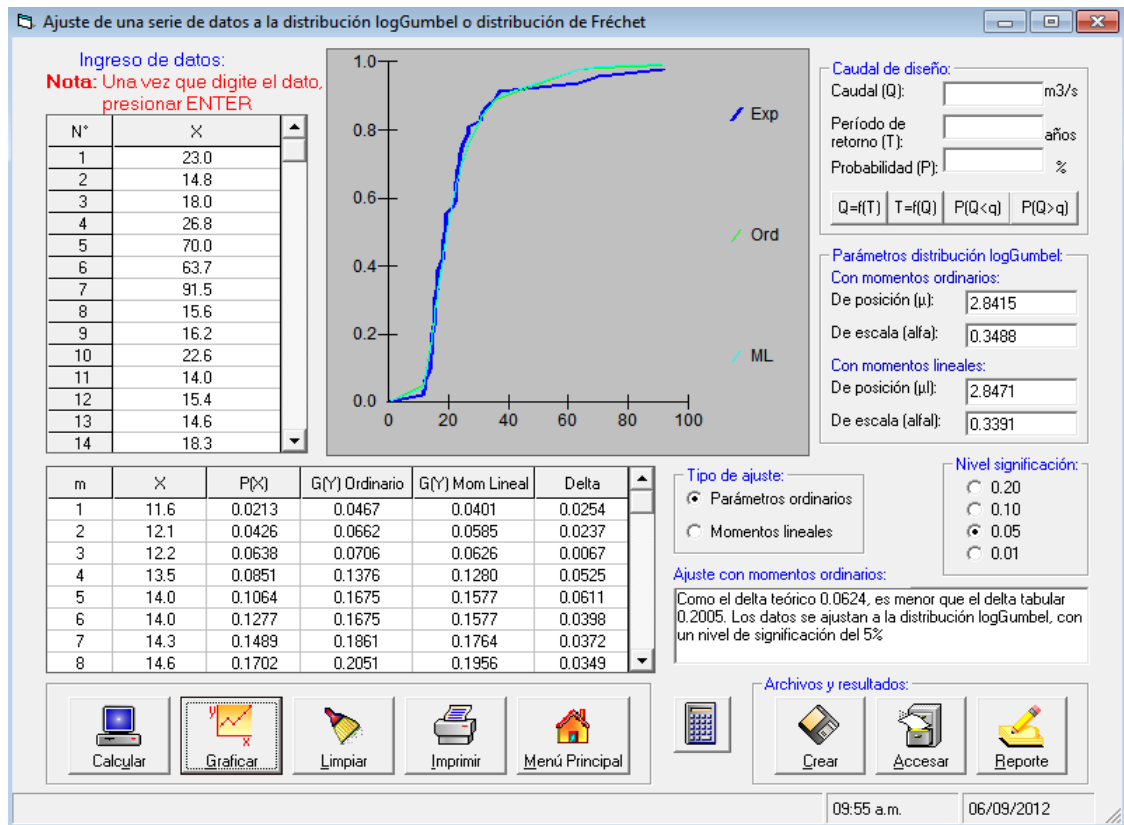
### Distribución Lognormal 3 parámetros



### Distribución Log Pearson tipo III



### Distribución Log Gumbel



RESUMEN DE LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Cuadro. Valores de Deltas calculados para las pruebas de bondad de ajuste

ESTACION	LogNormal 3P	LogPearson III	LogGumbel	Distrib. elegida
LIMBANI	0.0774	No se ajusta	0.1711	LogNormal 3P
TAMBOPATA	0.0916	No se ajusta	0.1471	LogNormal 3P
CRUCERO	0.0818	No se ajusta	0.1535	LogNormal 3P
CUYO CUYO	0.0857	No se ajusta	0.0987	LogNormal 3P
SINA	0.0829	0.07471	0.0923	LogPearson III
ANANEA	0.0490	0.05728	0.0624	LogNormal 3P

ANALISIS DE FRECUENCIA DE PRECIPITACION MÁXIMA DE 24 HRS

ESTACION	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
LIMBANI	42.96	50.21	58.82	64.91	70.78
TAMBOPATA	74.17	82.21	91.81	98.63	105.22
CRUCERO	46.7	54.32	63.78	70.74	77.63
CUYO CUYO	29.83	33.43	37.78	40.91	43.95
SINA	45.1	55.74	72.34	87.3	104.76
ANANEA	28.83	37.96	52.86	66.58	82.7

CUADRO. COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA PRECIPITACION EN LA MICROCUENCA (METODO INVERSA DE LA DISTANCIA AL CUADRADO)

ESTACION	D (m)	1/D <sup>2</sup>	COEF.
CUYO CUYO	1814.2556	3.0381E-07	0.98488392
CRUCERO	55018.4906	3.3036E-10	0.00107094
LIMBANI	41727.6055	5.7432E-10	0.00186181
TAMBOPATA	48924.305	4.1778E-10	0.00135436
SINA	26290.2689	1.4468E-09	0.00469021
ANANEA	22980.0111	1.8936E-09	0.00613877
	SUMA =	3.0847E-07	1

PRECIPITACION MÁXIMA DE 24 HRS EN LA MICROCUENCA SANDIA (mm)

PUNTO	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
CENTROID E	29.998045 1	33.682125 7	38.174858 9	41.439963 9	44.642091 8

DATOS DE LA CUENCA

Área

MICROCUENCA	AREA (m2)	AREA (km2)
SANDIA	476637604.9	476.64

Uso de suelo

USO DE SUELO	CN
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hiervas	77

Grupo hidrológico de suelo C

Retención potencial máxima S (pulg.) y abstracción inicial la (pulg.)

S (pulg) =	2.987
la (pulg) =	0.597

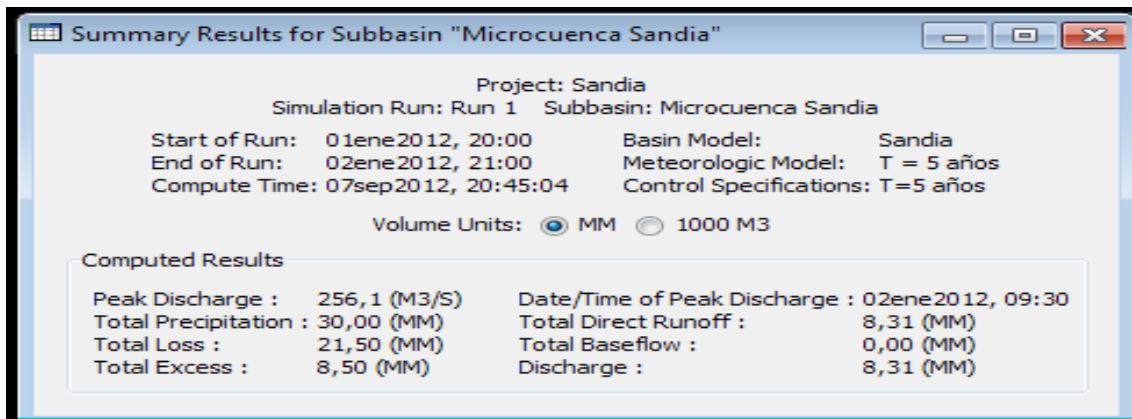
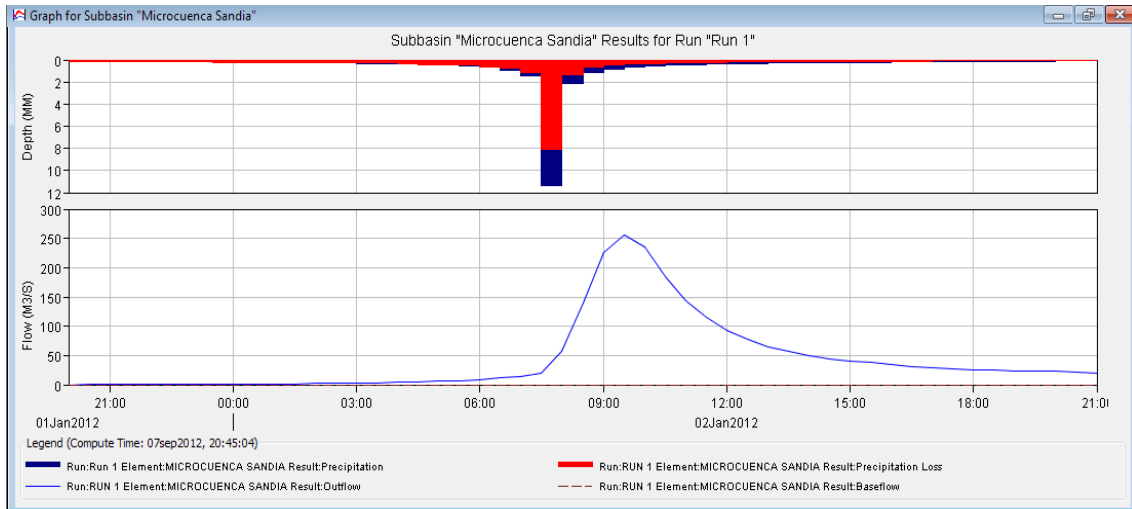
Calculo del tiempo de concentración

L (m) =	32968.21
L (km) =	32.97
Cota máxima (msnm) =	4850.00
Cota mínima (msnm) =	2175.00
H (m) =	2675.00
Tc (hrs) =	2.58
Tc (min) =	154.50
Lag (min) =	92.70

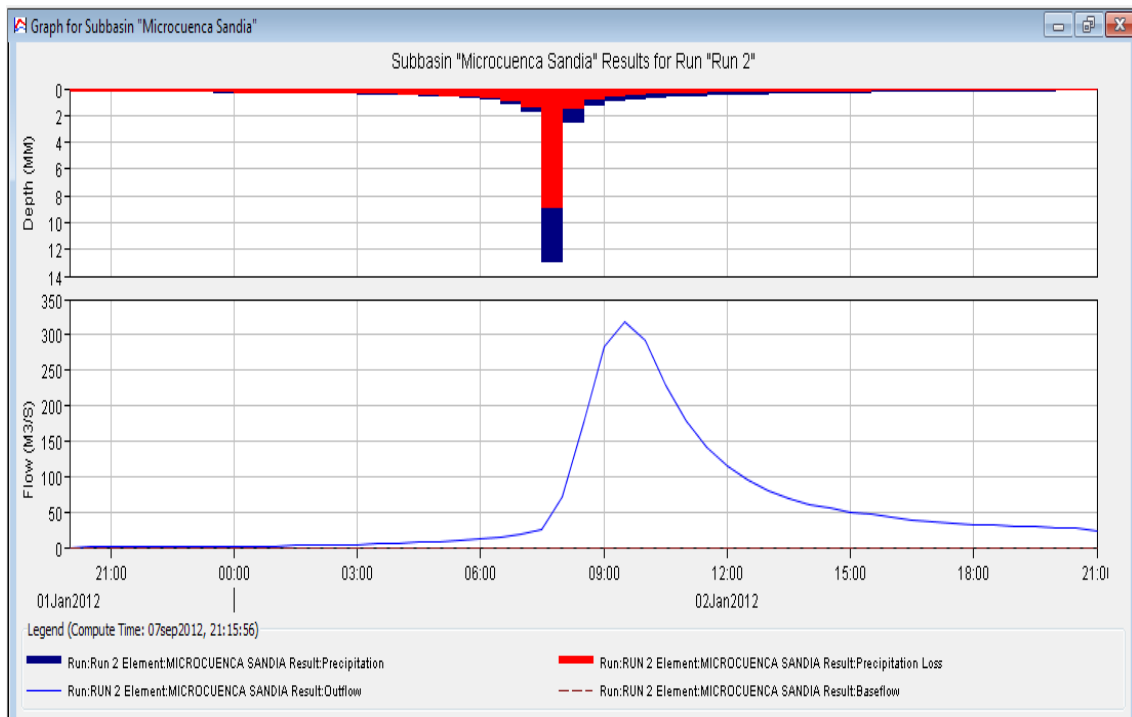
RESULTADOS

Caudales obtenidos con el modelo HEC HMS

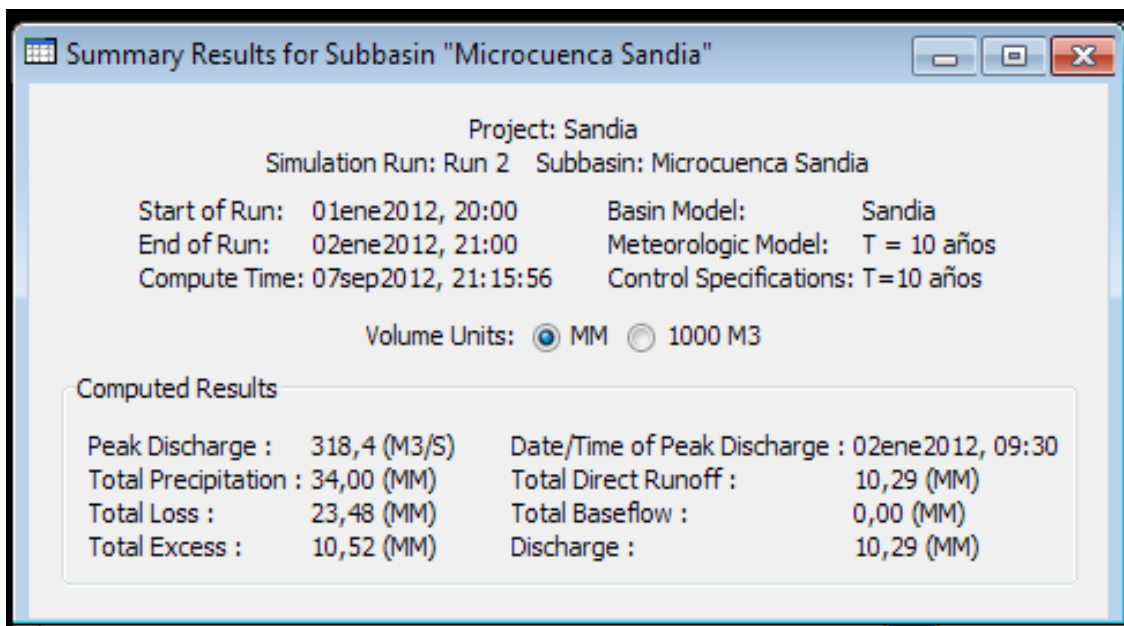
Período de retorno de 5 años



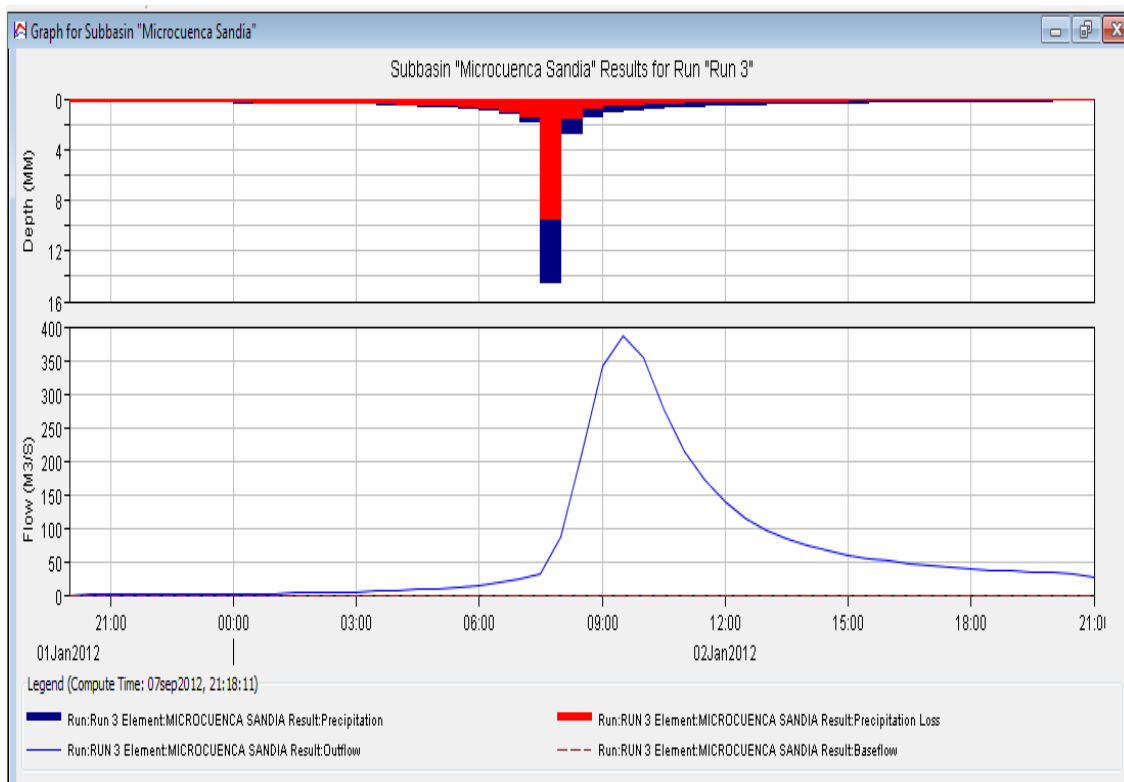
Período de retorno de 10 años

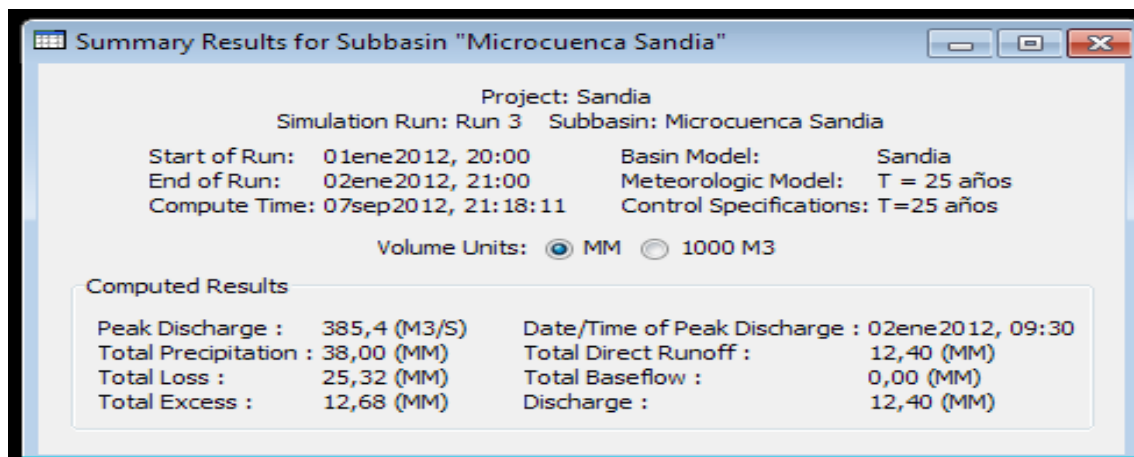




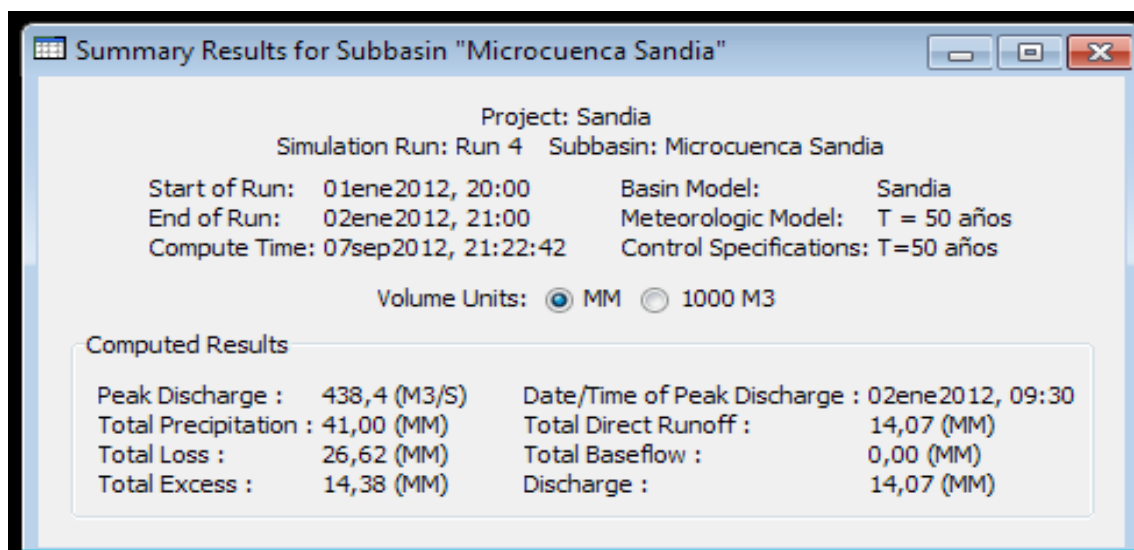
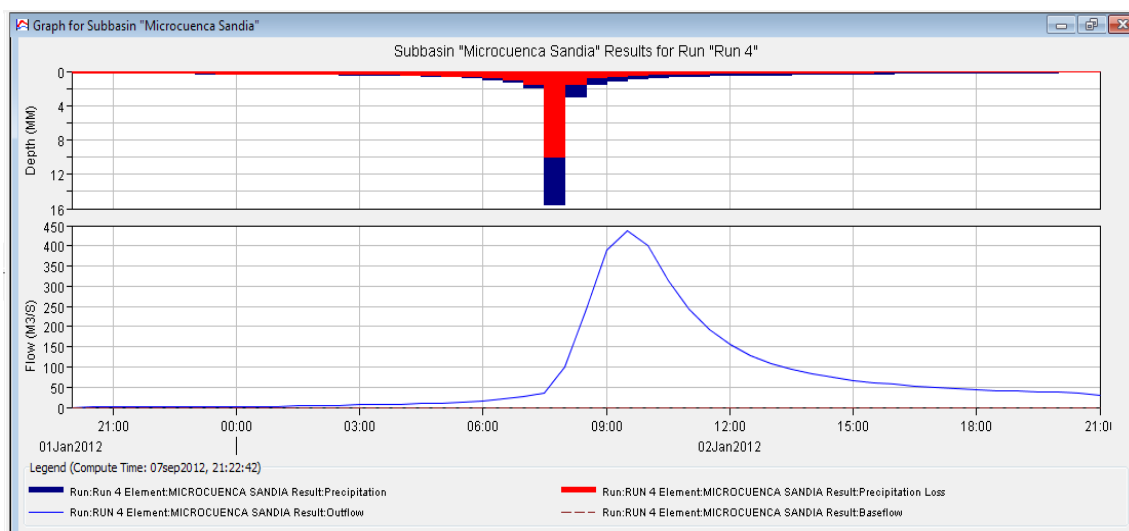


Período de retorno de 25 años

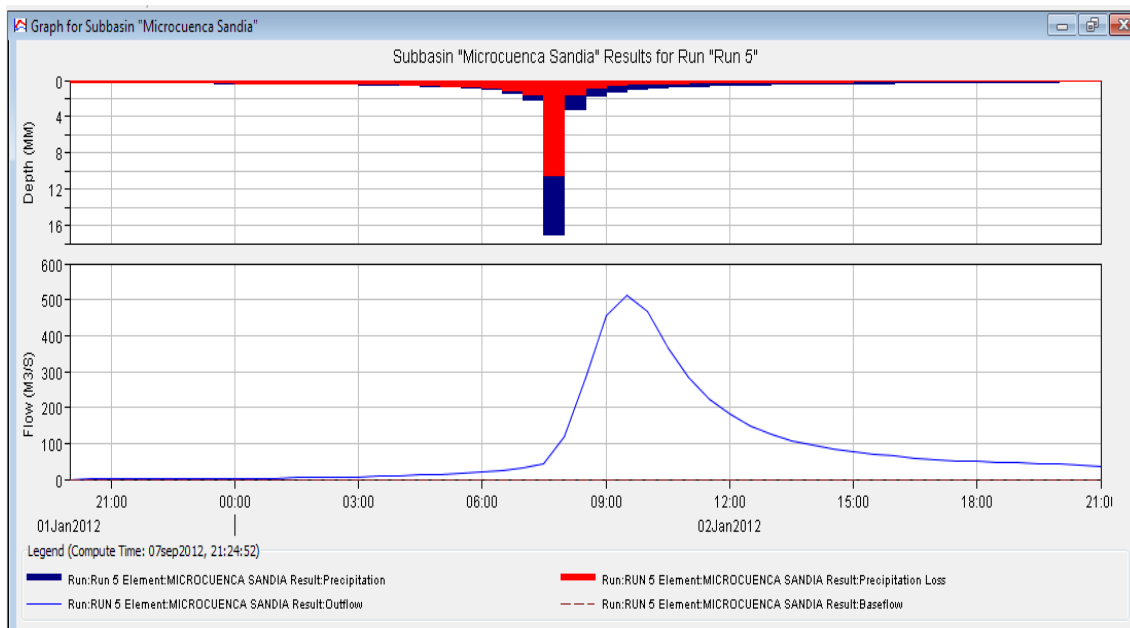




Período de retorno de 50 años



Período de retorno de 100 años



Resumen de los caudales máximos en el río Sandia

Período de retorno T (años)	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
5	256.1
10	318.4
25	385.4
50	438.4
100	512.5