

"AÑO DE LA PROMOCIÓN DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMÁTICO"

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA**

(Creada por Ley N° 25265)

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**MODELAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO LIRCAY EN EL  
TRAMO DE LA CIUDAD DE OCOPA**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:  
HIDRÁULICA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. MISAICO REVATE, Guillermo Nilo**

**ASESOR:**

**Ing. CAMAC OJEDA, Enrique Rigoberto**

**LIRCAY - HUANCABELICA  
2014**



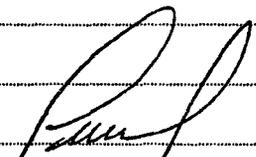
## Sustentación de Tesis

En el desarrollo de la Facultad de Ingenieros del Inca - Civil, Escuela Académica Profesional de Ingenieros Civil - Lircay a las veintinueve de Agosto del 2014 siendo las cuatro punto meridiano reunidos los miembros del Jurado en la sede a la resolución de Consejo de Facultad N° 252-2014-FI/CV-UNH, de fecha 19 de Agosto del dos mil cuatro, en el cual se resuelve:

**Artículo Primero:** Aprobar la Hora y Fecha para la sustentación de Tesis, cuyo título de tesis es: "Modelamiento Hidráulico del Rio Lircay en el Tramo de la ciudad de Ocoya", siendo el responsable del proyecto de Investigación Científica el Bachiller Kinacico Revate, Guillermo Nils, miembros del Jurado como presidente el Ing Ariel Acosta Collin, como secretario el Lic Franklin Sanchez Qui Gutierrez, como vocal Sr. Hugo Carrillo, Soles Torresca

Con la finalidad de evaluar la sustentación de Tesis referida, inmediatamente se procedió con la intervención del jurado de acuerdo a las instrucciones correspondientes para la sustentación, siendo durante el tiempo reglamentario de treinta minutos de sustentación, respectivamente terminando la sustentación se procedió a la formulación de preguntas pertinentes las cuales fueron contestadas por el Tercito

Los miembros del Jurado de acuerdo de un anterior debate se resolvieron Aprobar la sustentación de Tesis por unanimidad. Siendo las cinco y diez punto meridiano de las veintinueve de agosto del dos mil cuatro, en señal de conformidad firmen al pie del presente

  
Franklin Sanchez Qui Gutierrez

  
Hugo C. Salas T.  
VOCAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYENCA  
SEDE LIRCAY  
CERTIFICO QUE LA PRESENTE ES COPIA FTEL  
DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA

  
ING. JOSIMO NARUT GASPAR  
(O) FISCALARIO

24 SEP 2014  
PRECIO EN T/S

**DEDICATORIA:**

A mis Padres por su constante apoyo y ejemplo de vida.  
A mis hermanos por su cariño y compañerismo y aquellas  
personas especiales en mi vida que ayudaron a que  
culmine con éxito esta meta.

106

## AGRADECIMIENTO

- A la Universidad Nacional de Huancavelica, alma mater de la Ingeniería Civil e Hidráulica de nuestra región.
- A los Ing. Miembros del Jurado Evaluador del Proyecto de Tesis y de la Tesis, por sus acertadas correcciones y oportunos consejos.
- A mis padres quienes me encaminaron a ser una persona **de bien**, inculcándome los valores de la ética y la moral.
- A mis hermanos con quienes siempre cuento en los buenos y malos momentos de mi vida.
- A los amigos que laboran en Huancavelica con ellos comparto conocimientos de Ingeniería al Ing. Renato Ciro Coronel Sánchez y Francisco Gil Llerena Cárdenas.

## ÍNDICE

Pág.		
	Dedicatoria	ii
	Agradecimiento	iii
	Índice	iv
	Resumen	vi
	Abstract	vii
	Introducción	viii

### CAPITULO I

#### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

	1.1 Percepción e Identificación del Problema	11
	1.2 Delimitación del Problema	12
	1.3 Formulación del Problema	12
	1.4 Objetivos	12
	1.4.1 Objetivo General	12
	1.4.2 Objetivos Específicos	12
	1.5 Justificación	13

### CAPITULO II

#### MARCO TEORICO

	2.1 Antecedentes Extranjeros	14
	2.2 Antecedentes Nacionales	15
	2.3 Antecedentes Locales	15
	2.4 Bases Teóricas	15
	2.4.1 Modelación del flujo en Cauces Naturale	15
	2.4.2 Modelación Unidimensional	16
	2.4.3 Esquemas Unidimensionales	17
	2.4.4 Modelos comerciales disponibles	21
	2.4.5 HEC-RAS	23

2.4.6 Modelación Hidrológica	32
2.5 Hipótesis	46
2.6 Identificación de Variables	46
2.6.1 Variable dependiente	46
2.6.2 Variable independiente	46
2.7 Operacionalización de Variables	46

**CAPITULO III**

**MATERIALES Y METODOS**

3.1 Lugar de Ejecución	47
3.2 Materiales y Equipos	49
3.2.1 Materiales de campo	49
3.2.2 Equipos	49
3.2.3 Software	49
3.2.4 Materiales de Escritorio	4

**CAPITULO IV**

**METODOLOGIA DE INVESTIGACION**

4.1 Tipo de Investigación	50
4.2 Nivel de Investigación	50
4.3 Método de Investigación	50
4.4 Procedimiento de Recolección de Datos	50
4.4.1 Trabajo de campo	50
4.4.2 Información básica recolectada	51
4.5 Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	52
4.5.1 Análisis Hidrológico	52
4.5.2 Análisis estadístico de la precipitación	53

**CAPITULO V**

**RESULTADOS**

5.1 Presentación de Resultados	80
--------------------------------	----

5.1.1	Calculo de caudales máximos	80
5.1.2	Coefficiente de rugosidad de Manning	83
5.1.3	Propiedades del agua	83
5.1.4	Plano de planta y secciones transversales	84
5.1.5	Modelamiento hidráulico	84
5.1.6	Calculo de velocidades máximas	85
5.1.7	Calculo de niveles máximos	85

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

GLOSARIO DE TÉRMINOS

PANEL FOTOGRAFICO

ANEXOS

## RESUMEN

Dentro de un contexto global, la problemática de las inundaciones en la sierra peruana, amerita del conocimiento científico en materia de simulación hidráulica de ríos para lograr el desarrollo de sistemas de control de inundaciones eficientes en el tiempo y espacio. El estado del conocimiento en materia de simulación numérica de ríos, se inicio con el interés del hombre en describir el comportamiento del flujo en canales abiertos e interpretar el escurrimiento superficial como parte del ciclo hidrológico. Así, la modelación matemática del flujo en cauces naturales va evolucionando conjuntamente con el desarrollo del cálculo numérico en general y la capacidad de los ordenadores.

Es motivo de la presente investigación, realizar un Modelamiento Hidráulico con un modelo comercial, como es el HEC RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) en un intento de aplicar un modelo unidimensional con su variante cuasi bidimensional a las características fisiográficas de la sierra, en el tramo de la ciudad de Lircay – Angaraes - Huancavelica de pendiente moderada muy característico de ríos que atraviesan el casco urbano de una ciudad, como es el caso del río Lircay, ubicado en el departamento de Huancavelica, específicamente en el ámbito del distrito de Lircay, donde se hallan proyectos ejecutados de defensa ribereña consistentes en muros de contención, y áreas de alto riesgo asociados a un evento de avenida extraordinaria.

Así se pretende contribuir en la concepción, planificación y diseño de estos proyectos de control de inundaciones, especialmente en el tramo del río Lircay que comprende la ciudad de Ocopa, y es una de las más importantes cuencas hidrográficas de la Vertiente del Pacífico debido a su potencial hídrico.

## ABSTRACT

Inside a global context, the problematic of the floods in the Peruvian saw, he wins credit of the scientific knowledge as for hydraulic simulation of rivers to achieve the system development of control of efficient floods in the time and space. The condition of the knowledge as for numerical simulation of rivers, I initiate with the interest of the man to describe the behavior of the flow in opened channels and to interpret the superficial runoff as a part of the hydrological cycle. This way, the mathematical modeling of the flow in natural riverbeds is evolving together with the development of the numerical calculation in general and the capacity of the computers.

It is a motive of the present investigation, to realize a **Modelamiento Hydraulic** with a commercial model, since it is the HEC RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) in an attempt of applying a model unidimensional with his variant cuasi two-dimensional to the characteristics fisiográficas of the saw, in the section of the Ocopa city of moderate slope very typical of rivers they cross the urban area of a city, since it is the case of the river Lircay, located in Huancavelica's, department specifically in the area of the district of Lircay, where there are situated projects executed of riverside defense consisting of walls of concrete, and areas of high risk associated with an event of ordinary avenue.

This way it is tried to contribute in the conception, planning and design of these projects of control of floods, specify in the section of the river Ichu that understands the of Ocopa city, and is one of the most important hydrographic basins of the Slope of the Pacific Ocean due to his water potential.

## INTRODUCCION

El Perú, presenta una amplia gama de regímenes fluviales que abarca desde los ríos de montaña, temporalmente torrentosos, discurriendo entre las tierras áridas de la cuenca del Océano Pacífico, con caudales variables que pueden incluir periodos sin apenas circulación del agua, hasta los caudalosos ríos de la llanura selvática cuyos cauces, susceptibles de derivar, pueden crear situaciones de diversa índole.

Los ríos son jóvenes o viejos, los jóvenes que abundan en el Perú, son impetuosos de curso irregular, muy sensibles a quienes lo toquen y muy agresivos ante quienes pretenden establecerse en sus márgenes. En cambio el río viejo se encuentra en estado de equilibrio, su pendiente y energía son suficientes para transportar el aporte sólido de la cuenca y junto a él en sus antiguas planicies de inundación, hay desarrollo urbano. En la senectud, el río está plenamente encauzado, con lo cual el desplazamiento lateral es limitado.

En este contexto el ingeniero que se ocupa de realizar modelos hidráulicos para verificar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas debe resolver números problemas prácticos de muy variado carácter, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cualitativos para la selección del evento de diseño necesario.

Para predecir el comportamiento de un canal natural se requiere conocer básicamente las características geomorfológicas de los ríos o quebradas y realizar una estimación de la cantidad de agua que puede pasar a través de las márgenes del mismo y así tomar precauciones si el nivel de agua sobrepasa el nivel máximo de las márgenes.

El presente trabajo de investigación trata sobre el conocimiento de los flujos naturales y su simulación con modelos numéricos empleados y reconocidos en otras partes del mundo. Además describe el comportamiento, características y problemática del Río Lircay, mostrando la información básica necesaria para desarrollar el estudio de simulación con datos de hidrología, hidráulica topografía y geología.

Además, trato de impulsar la investigación en estos temas, que son muy importantes, referidos a la mitigación de desastres.

El uso de estos Modelos Numéricos Hidráulicos, nos facilita la tarea de cálculo de tan complejas ecuaciones que gobiernan los flujos unidimensionales, pero requiere de la teoría básica de estos fenómenos, para con criterio ingresar los parámetros necesarios e interpretarlos. Estudiamos la tarea de simulación de flujos unidimensionales, y definimos las ventajas y limitaciones del modelo numérico empleado.

En la actualidad, encontramos modelos numéricos unidimensionales, casi bidimensionales y bidimensionales como por ejemplo, el HEC RAS, que simulan flujos viscosos en una dirección; y el FESWMS que realiza la simulación bidimensional de flujos. Estos modelos, han sido empleados en países como Estados Unidos, Venezuela, Italia, Japón, entre otros; generando la aceptación de los investigadores. Además el HEC RAS es un modelo aceptado y reconocido por USACE (US Army Corps of Engineers). Para nuestro modelamiento, aplicaremos el Modelo Numérico HEC RAS, versión 4.1 (22 January 2010), para el río Lircay, que comprende el tramo de la ciudad de Ocopa en el distrito de Lircay, provincia de Angaraes - Huancavelica, Perú.

El HEC RAS es un programa totalmente gratuito que obtenerse en la página web del United States Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos).

# CAPITULO I

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1 PERCEPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Daly G. Palomino Cuya (2005), refiere que todas las áreas urbanas donde el hombre intensifica sus actividades económicas y sociales son consideradas problemas ambientales. Todos los desastres naturales deterioran el entorno ambiental del hombre porque degradan la calidad de vida de sus habitantes, la calidad de los recursos naturales renovables existentes y producen un desequilibrio ecológico substancial, y el hecho hace de que dichas áreas se hagan vulnerables a la actividad de los diversos desastres naturales, también el propio hombre deteriora su seguridad; así por ejemplo el abandono de andenería en ciertas zonas, el sobrepastoreo con ganado caprino y por consiguiente la desaparición de pastos, arbustos y suelos pueden acelerar los procesos de avenidas de huaycos u otros flujos torrenciales.

Jorge A. Medina Rosell (2009), manifiesta que el fenómeno de las inundaciones, de acuerdo con la características climáticas del lugar, puede estar presente en algunas zonas urbanas, suburbanas y rurales de un territorio, y sus efectos pueden ir progresivamente agravándose con impactos negativos de la vida y economía de la región debido entre otros aspectos, a: La construcción de infraestructuras sociales de toda índole en el valle de inundación de los cauces, la disminución de la capacidad de evacuación de los cauces producto de la construcción de puentes en diferentes zonas de ellos, que los cauces se han ido progresivamente azolvando como resultado de un permanente proceso de sedimentación.

La sedimentación en gran medida es el resultado de los fenómenos de erosión que se

debe, en algunos casos, a la falta de medidas para la conservación de la cobertura vegetal de las cuencas hidrográficas. En estas condiciones, los lechos de los ríos de las cuencas sufren un proceso continuo y progresivo de azolvamiento, lo cual por una parte disminuye la sección del cauce y reduce la capacidad del río para conducir grandes caudales, y por otra parte, provoca cambios en el curso de los afluentes ramales principales del sistema fluvial: La pobre protección de las laderas en algunas zonas de riesgo sometidas a las inundaciones, el insuficiente drenaje de los suelos de la zona alta de las cuencas originado por la propia estructura de los mismos que infiltran poco y escurren casi toda la precipitación y la considerable obstrucción de los cauces en algunas zonas.

## **1.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1 ÁMBITO SOCIAL**

El estudio se ubica en el área urbana, estando orientado al recorrido pluvial del río Lircay.

### **1.2.2 ÁMBITO ESPACIAL**

El estudio se realizó en la ciudad de Ocopa del Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes Región de Huancavelica.

### **1.2.3 ÁMBITO TEMPORAL**

El estudio se realizó del mes de setiembre a febrero del 2014.

## **1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cómo es el Modelamiento Hidráulico del Río Lircay en la ciudad de Ocopa?

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

El objetivo de la presente investigación, es determinar el modelamiento hidráulico del río Lircay en la ciudad de Ocopa, determinando el comportamiento del río bajo condiciones extremas de lluvias.

#### 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar el tramo del río Lircay que comprende la ciudad de Ocopa.
- Medir en campo los parámetros hidráulicos que se requieren para llevar a cabo el modelamiento del río.
- Modelar el tramo encauzado del río Lircay dentro de la ciudad de Ocopa bajo condiciones extremas de lluvias.
- Identificar la problemática y situación actual de la ciudad de Ocopa, indicando la importancia de los proyectos de defensa ribereña.

#### 1.5 JUSTIFICACIÓN

El río Lircay juega un papel importante en el desfogue del drenaje de la ciudad de Ocopa, dado que es el afluente más bajo, sus aportaciones provienen del escurrimiento de la cuenca del mismo.

Debido a la fuertes lluvias en los meses de Diciembre – Abril, La Municipalidad Provincial de Angaraes en convenio con el Gobierno Regional ha venido desarrollando un programa de prevención de inundaciones en la márgenes del río Lircay dado que se venía produciendo desbordes del río afectando a las poblaciones asentadas en el mismo, el programa consiste en el encauzamiento del río Lircay a través de muros de contención con gaviones a lo largo de las márgenes del río, así mismo con la limpieza a lo largo del cauce del río.

Es motivo de la presente investigación, modelar el comportamiento hidráulico del río Lircay en el tramo de la zona urbana de la ciudad de Huancavelica, para verificar los niveles de agua alcanzados bajo condiciones extremas de lluvias e indicar la importancia de los proyectos de defensa ribereñas.

## CAPITULO II

### MARCO TEORICO

#### 2.1 ANTECEDENTES EXTRANJEROS

El estado del conocimiento en materia de simulación hidráulica de ríos, se inició con el interés del hombre en describir el comportamiento del flujo en canales abiertos e interpretar el escurrimiento superficial como parte del ciclo hidrológico. Así, la modelación matemática del flujo en cauces naturales va evolucionando conjuntamente con la capacidad de los ordenadores y el desarrollo del cálculo numérico en general. Desde el año 1871, cuando Barre de Saint Venant planteo las ecuaciones hidrodinámicas que gobiernan el flujo unidimensional, hasta la fecha; **continúan** las investigaciones con el intento de dar solución a ecuaciones complejas, **mediante** esquemas numéricos cada vez más cercanos a la realidad, como también dar solución a los problemas suscitados por estos esquemas, mediante comparaciones de modelos aplicados a problemas de ingeniería y dinámica fluvial.

La dimensionalidad de los modelos, varía según el método de cálculo que emplea. Modelos matemáticos unidimensionales tal como el HEC – RAS, **bajo régimen** permanente, emplea metodologías de cálculo como el método del Paso Estándar. Desde el año 2003 el modelo HEC-RAS, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos), el uso de este modelo en España y otros países está muy extendido y existen números ríos simulados con éste, es un programa **gratuito** que puede obtenerse en la página web del United States Army Corps of Engineers.

## **2.2 ANTECEDENTES NACIONALES**

Para prevenir desastres e inundaciones dentro del contexto nacional se ha venido haciendo uso de este modelo comercial, por ejemplo tenemos: el año 1999, se realizó el estudio "Simulación hidráulica del río Tumbes desde la Estación Puerto el Cura hasta 900 m. aproximadamente aguas abajo del puente Tumbes", obteniendo con el programa los perfiles hidráulicos para diversos caudales de avenidas.

En el año 2006, se realizó la tesis Estudio Hidrológico e Hidráulico del Puente Ñagazu, sobre el río Ñagazu en donde se modeló el río con el programa para determinar los niveles de agua alcanzados bajo condiciones extremas de máximas avenidas.

En la ciudad de Ica debido al fenómeno del niño en el 1998, sufrió una de las peores inundaciones de su historia, por lo cual el año 2009 se realizó un estudio acerca del modelamiento hidráulico del río Ica haciendo uso del programa para el diseño de las defensas ribereñas a lo largo del río que atraviesa la zona urbana de la ciudad de Ica.

## **2.3 ANTECEDENTES LOCALES**

En la ciudad de Huancavelica al igual que en las demás ciudades de la sierra y costa peruana viene siendo afectada por las intensas lluvias producidas en los meses de diciembre a marzo, generándose huaycos, deslizamientos e incluso desborde de los ríos.

A la fecha no se ha desarrollado un trabajo de simulación del principal afluente de la ciudad de Ocopa, el río Lircay, así mismo no existe un estudio actual ni a futuro del comportamiento del río Lircay frente a condiciones extremas de lluvias ni a máximas avenidas, que probablemente pueda sobrepasar los niveles normales de los muros de contención existentes a lo largo de las márgenes del río Lircay.

## **2.4 BASES TEÓRICAS**

### **2.4.1 MODELACIÓN DEL FLUJO EN CAUCES NATURALES**

Según las características del comportamiento del río, se puede aproximar a un tipo de flujo cercano a la realidad en base a los objetivos y herramientas que se dispone. En la figura 1.1 se muestra la clasificación de flujos que pueden ser representados matemáticamente.

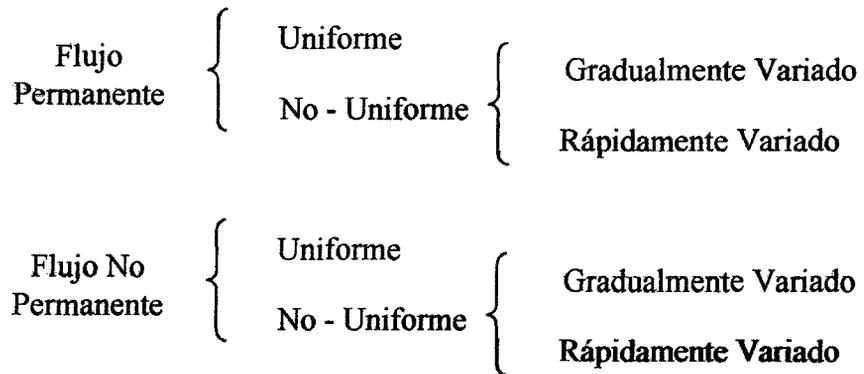


Fig. 1.1 Tipos de Flujo

### 2.4.2 MODELACIÓN UNIDIMENSIONAL

La forma general para la hipótesis y conceptos fundamentales usadas en la modelación matemática de ríos, son establecidas en las ecuaciones de flujo no permanente (unsteady) y no uniforme (non-uniform) para canales abiertos.

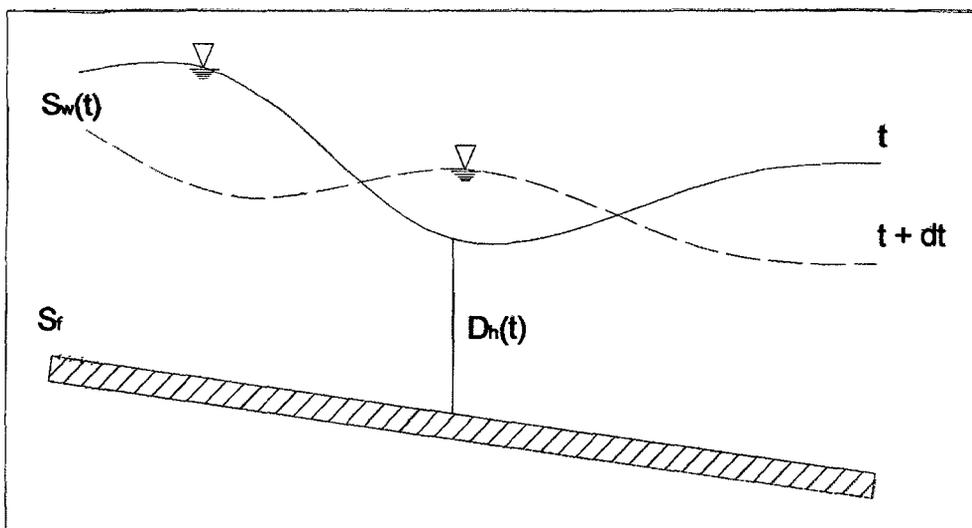


Fig. 1.2 Flujo no Permanente donde el caudal varía en el tiempo

El análisis unidimensional del flujo no permanente tradicionalmente es representado por las ecuaciones de Saint Venant (1871), en las cuales se asume :

- a) El agua es incomprensible y homogénea.
- b) La curvatura de la línea de flujo es pequeña y las aceleraciones verticales son omisibles, por lo tanto la presión es hidrostática.
- c) Los efectos de fricción de borde y turbulencia pueden ser calculados mediante las leyes de resistencia análogas a los usados para flujo permanente.
- d) El ángulo de inclinación del fondo (lecho) es pequeño, tal que el coseno de dicho puede ser representado por la unidad.

Es suficiente solo dos variables dependientes para describir el flujo unidimensional, por ejemplo el tirante de agua ( $y$ ) y la descarga  $Q$  en cualquier sección transversal. Esas variables dependientes definen el estado del movimiento del flujo como función de dos variables independientes (" $x$ " para el espacio y " $t$ " para el tiempo).

A partir de la necesidad de dos variables dependientes, se requiere entonces dos ecuaciones, cada una representando una ley física. Sin embargo, podemos formular tres leyes físicas en cada flujo: conservación de la masa, momentum, y energía.

Cuando el flujo variable no es continuo (saltos hidráulicos, ondas) son posibles dos representaciones: conservación de masa y momentum o conservación de masa y energía. Las dos representaciones no son equivalentes y solo una de ellas es correcta.

Cuando el flujo variable es continuo, cualquiera de las dos representaciones puede ser usada puesto que son equivalentes.

## **2.4.3 ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES**

### **RÉGIMEN PERMANENTE**

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que más se ha utilizado y utiliza hasta hoy es la del flujo unidimensional y régimen permanente gradualmente variado, las hipótesis fundamentales para esta forma de aproximación son el movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo. La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en zonas especiales (Ej: puentes). Una ventaja de este tipo de análisis se debe a que estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo sea conocer los niveles máximos de una avenida. Se considera que el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente es el caudal punta de un hidrograma.

### **RÉGIMEN VARIABLE**

El régimen variable se puede subdividir en régimen gradualmente variado, cuando las variaciones en caudal y nivel se producen en tiempos prolongados y distancias grandes (Ej: propagación de una avenida en un gran río en régimen lento) y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (Ej: resaltes hidráulicos en ríos de alta pendiente, frente de onda producido por una rotura de presa).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión con las ecuaciones escritas por primera vez por Saint Venant en 1871 y que sirven para describir tanto en régimen gradualmente variable y rápidamente variable.

Desde 1871, se han desarrollado muchos esquemas numéricos de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant unidimensionales en lámina libre, los cuales se pueden clasificar en esquemas clásicos y los esquemas de alta resolución.

## ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES CLASICOS

Estos se pueden dividir en tres grandes grupos: el metodo de las características, los metodos en diferencias finitas y metodos que usan elementos finitos.

El metodo de las características, pueden servir para canales prismaticos, pero su aplicación para canales no prismaticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados de poca confiabilidad, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados en cauces fluviales.

Los metodos que emplean las diferencias finitas pueden clasificarse en diferencias finitas explicitas y diferencias finitas implicitas dependiendo del proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo, se realiza punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada instante. Así mismo pueden tener distintos ordenes de aproximación según el termino de error debido al truncamiento a la hora de expresar derivadas, y distintas posibilidades de discretización en cuanto a la localización de las variables de cálculo en la malla. Entre ellos el esquema de McCormack ha sido el más difundido ; en un esquema de segundo orden de precisión en dos pasos que permite, en principio un tratamiento sencillo de los terminos fuente. Los esquemas explicitos presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de cálculo para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los metodos en diferencias finitas implicitas destacan en primer lugar el esquema de Preissmann, también llamado esquema de los cuatro puntos, extensamente utilizado en ríos desde su formulación en los años 60 (Abbott, 1979), (Chaudhry, 1993). Es un esquema que proporciona resultados muy preciso en regimen lento, con una gran velocidad de cálculo y que permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Otros esquemas en diferencias finitas implicitas son el esquema de Beam and Warming y el esquema de Vasiliev (Chaudhry, 1993). Los esquemas implicitos se han utilizado también para flujo rápidamente variado, aunque el incremento de tiempo debe reducirse

hasta valores similares a los de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades.

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas.

A la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos, frecuentemente ocurre que se encuentran discontinuidades en la solución en forma de resaltos hidráulicos o frentes de onda, es decir, el flujo ya no es gradualmente variable sino rápidamente variable. Las mismas ecuaciones de Saint Venant pueden servir para representar el flujo rápidamente variable, si se escriben en forma conservativa, pero la aplicación sin más de los métodos mencionados pueden dar problemas de estabilidad y oscilaciones no reales de la solución.

1. Métodos de aislamiento de frente de onda (o Shock Fitting methods), consistentes en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno.
2. Métodos directos (Through methods o Shock Capturing methods). Este tipo de métodos son capaces de localizar, simular y propagar las soluciones discontinuas sin necesidad de ninguna técnica especial.

### **ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES DE ALTA RESOLUCION**

A modo de referencia se hace una breve descripción de los esquemas unidimensionales de alta resolución, los cuales resuelven los problemas que se presentan en el sub-item anterior, este tipo de esquemas se desarrollan en un principio para la resolución de problemas de dinámica de gases compresibles y se han utilizado luego para otros problemas como puede ser la

resolución de las ecuaciones de Saint Venant. Aun así la necesidad de obtener soluciones de calidad para las ecuaciones de Euler de dinámica de gases compresibles provocó un esfuerzo considerable hacia la obtención de esquemas de alta resolución para ellas, y en concreto para la resolución del problema de Riemann, los cuales son aquellos que cumplen:

1. La solución numérica es al menos de segundo orden de precisión en las regiones suaves de la solución.
2. Producen soluciones numéricas libres de oscilaciones espurias.
3. Las discontinuidades suavizadas se concretan en una zona estrecha de tan solo uno o dos incrementos de espacio de la malla.

Para la construcción de este tipo de esquemas es fundamental el concepto de Variación Total Decreciente (TVD, a partir de Total Variation Diminishing).

Hasta hace poco, casi todos los esquemas de alta resolución que se han utilizado para flujo en lámina libre en una dimensión se han aplicado únicamente para canal regular, aunque algunos utilizan las ecuaciones de Saint Venant para cauce de geometría irregular. Ello es debido a que para geometrías irregulares el papel del término independiente de las ecuaciones de Saint Venant y su tratamiento discreto es fundamental para representar correctamente el flujo, pero su inclusión en esquemas numéricos conservativos (los basados en el método de Godunov y todos los esquemas de alta resolución lo son) es complejo. El caso de régimen permanente es un caso particular del régimen variable y por lo tanto cualquier esquema numérico para la resolución del régimen variable, con unas condiciones de contorno constantes, debería ser capaz de reproducir correctamente el régimen permanente.

Los esquemas utilizados en los trabajos que se han mencionado no son capaces de converger a una solución correcta en régimen permanente que cumpla la ley de conservación de la energía para geometrías totalmente irregulares.

#### 2.4.4 MODELOS COMERCIALES DISPONIBLES

Gracias al desarrollo de la modelación matemática y la creciente potencialidad de los ordenadores, el cálculo en régimen variable en una y dos dimensiones permite abordar con mayor detalle la solución de ciertos problemas de dinámica fluvial. Por otro lado, la existencia de estas herramientas ha provocado una mayor exigencia y competencia entre usuarios, por lo que cada vez es más necesario su conocimiento. La relación "modelo numérico - ordenador", abarca muchas áreas como la evolución histórica de la informática en paralelo a la modelación que se trata de resumir brevemente en la presente introducción a los software utilizados o modelos comerciales.

La evolución de la modelación numérica se suele describir dividiendo su estudio en base a generaciones de modelos. La primera generación en los años 50, consistió simplemente en utilizar primitivos ordenadores o calculadoras programables para la resolución de ecuaciones matemáticas.

La segunda generación (años 60) fueron modelos numéricos que se construían enteramente de principio a fin para un problema concreto, un ejemplo fue el modelo del delta del Río Mekong (China).

La tercera generación de modelos incluye los diversos esquemas de las ecuaciones planteadas en los primeros ítems, los cuales se hallan escritas en lenguajes de programación factibles para la modelación matemática, tal es el caso del lenguaje FORTRAN y se encuentran compilados en programas según metodologías de solución con variaciones adoptados por cada autor sin perder la esencia del modelo. Surgen así estos programas que resuelven diversos casos de la hidráulica fluvial, algunos se presentan en código libre (Ej: archivos \*.F) y en ejecutables (Ej: archivos \*.EXE) que pueden emplearse en Sistemas Operativos de la época y el lugar donde el ingreso de datos, procesamiento y la visualización de resultados se remitía a líneas de comandos sobre una pantalla monocroma.

La cuarta generación ocurrió gracias a la generalización de los ordenadores personales, estos también surgen ante la competencia comercial de la industria del software y hardware en los años ochenta dando origen al primer Interfaz Gráfica de Usuario (GUI: Graphic User Interface) lanzado por la empresa Apple para su entorno MACINTOSH, el cual facilita la interacción del usuario con el ordenador a través de la utilización de un conjunto de imágenes, objetos pictóricos (iconos, ventanas) y un ratón (mouse).

A esto se sumaron empresas como Microsoft para la creación del súper conocido WINDOWS, para el cual están diseñados la mayoría de programas de ingeniería utilizados en nuestro medio. Consecuentemente se logra dar un inmenso avance en la evolución de los software para la simulación hidráulica de ríos con el empleo de modelos adaptados a interfaces graficas de usuario, resolviendo un problema para la toma de decisiones a nivel de diseño. Los modelos de cuarta generación son los que se usan en su mayoría actualmente.

Se comenta de una quinta generación, todavía a nivel de proyecto donde se incluye a los modelos hidráulicos dentro de sistemas informáticos más amplios junto con modelos complementarios (meteorológicos, hidrológicos, etc.) con actualizaciones y adquisición de datos automatizados (Ej: sensores, imágenes satelitales, sistemas de información geográfica y otras base de datos) los cuales representan verdaderos sistemas expertos, integrando el conocimiento en distintos campos.

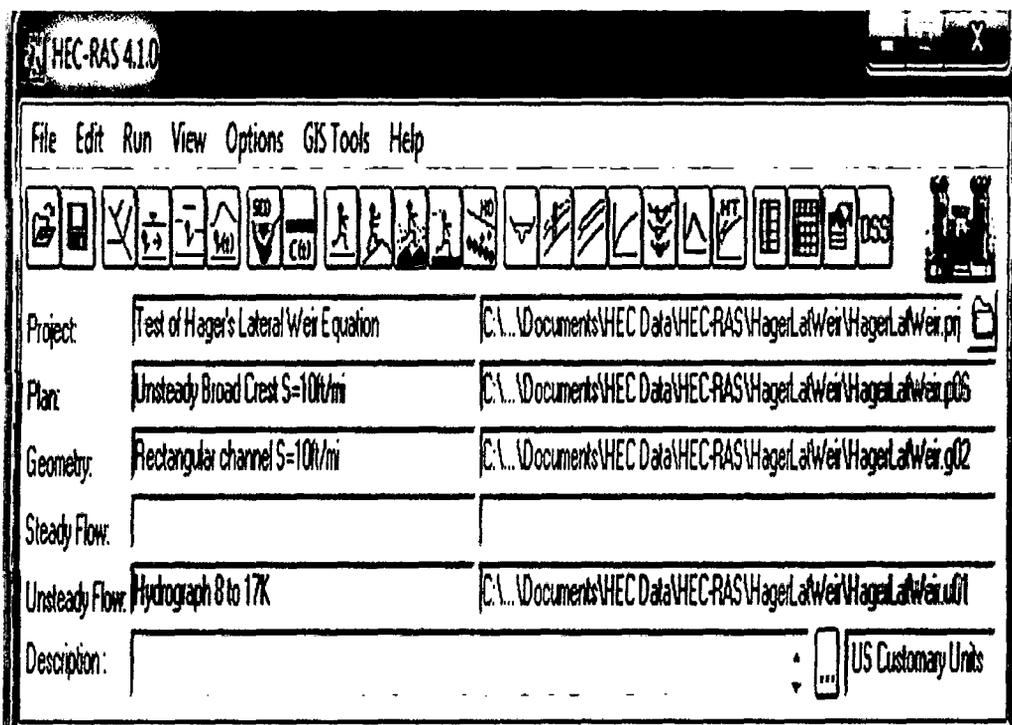
En esta generación se supone la unión entre la hidráulica computacional, la inteligencia artificial y los sistemas de apoyo a la toma de decisiones (DSS: Decision Support Systems). Con esta breve introducción, se describirá el modelo y software empleado para la presente investigación: El HEC-RAS 4.1 que emplea un modelo unidimensional y se puede obtener gratuitamente a través de la Web (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/hecras-download.html>).

## 2.4.5 HEC-RAS

### (HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER – RIVER ANALYSIS SYSTEM)

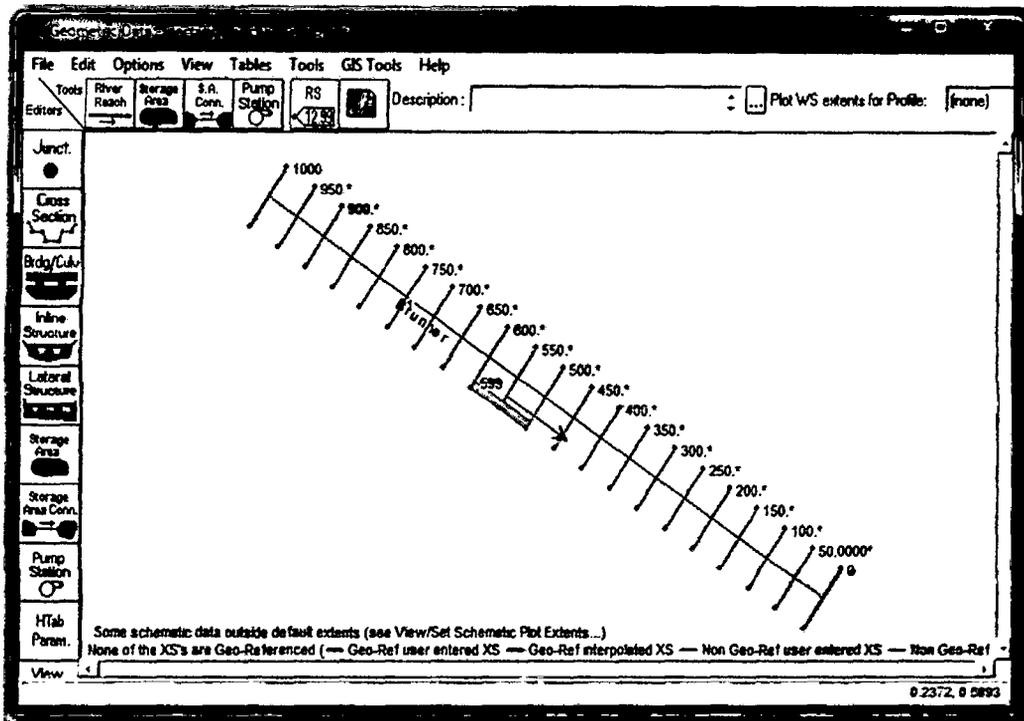
Este software, del Centro de Ingeniería Hidrología (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (US Army Corps of Center), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a este, entre las que destaca la interfaz gráfica de usuario (GUI) que facilita las labores de pre proceso y pos proceso.

Los modelos numéricos van añadiéndose en cada versión, se tuvo la versión 2.2 que permitía realizar análisis del flujo subcrítico, supercrítico y mixto. La versión 4.1 empleado para esta investigación, presenta tres componentes de análisis unidimensional de flujo permanente para superficie libre, flujo no permanente y transporte de sedimentos. El análisis en régimen permanente fue utilizado para esta investigación.

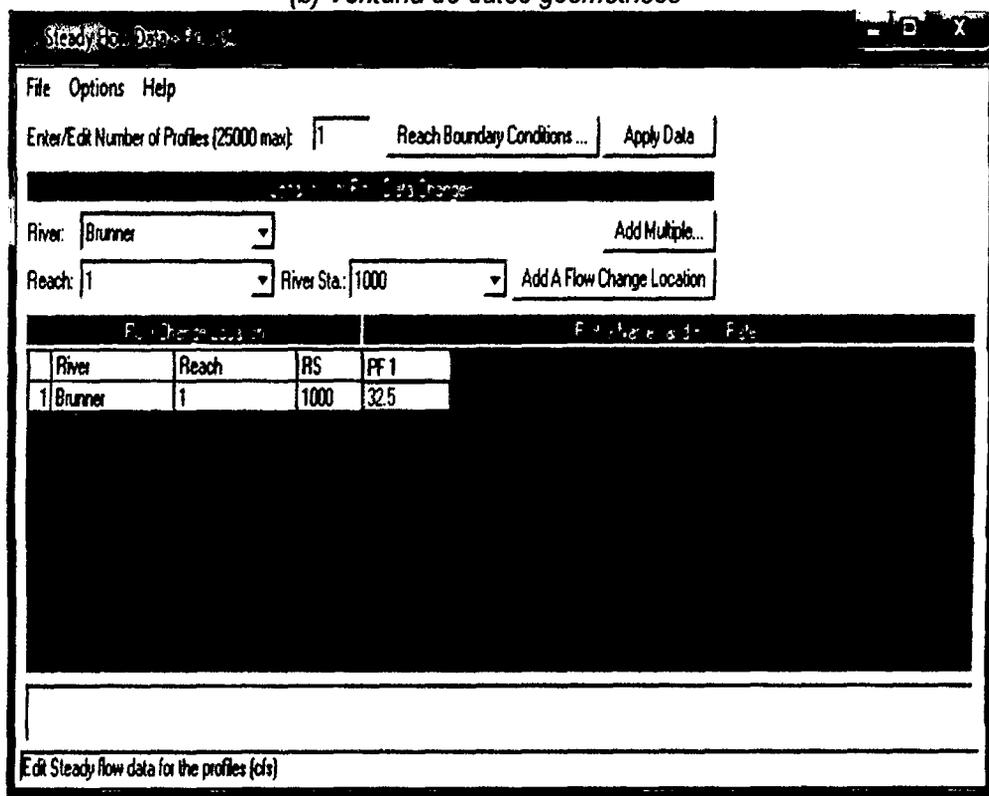


(a) Ventana Principal

84



(b) Ventana de datos geométricos



(c) Ventana de datos para flujo permanente

Fig. 1.3 (a) (b) (c) Algunas vistas de las ventanas del HEC-RAS 4.1

En régimen variable es necesario adecuar el esquema numérico a las características del flujo para asegurar la validez de los resultados que se obtienen, por ello se tiene que analizar las distintas posibilidades del Hec-Ras y su ajuste para evitar inestabilidades y representar aproximadamente el flujo en ríos.

### **HIDRÁULICA DEL HEC-RAS PARA FLUJO PERMANENTE (STEADY FLOW)**

El flujo gradualmente variado se caracteriza por los cambios mínimos en la superficie de agua y velocidades de una sección transversal a otra. El primer proceso iterativo es calcular el perfil de superficie de agua según la teoría de Curvas de Remanso o el método del Paso Directo. Los cálculos básicos en un proceso iterativo se apoyan en la ecuación de la energía:

### **TEORÍA DE CURVAS DE REMANSO**

Se utilizan las curvas de remanso principalmente para determinar el nivel de la superficie del agua para un caudal dado dentro de un canal natural o artificial cuya geometría (pendiente, perfiles longitudinales, secciones transversales y rugosidad son conocidas). La energía total en un punto dado es:

$$H = y + z + \frac{V^2}{2g} \quad (2.1)$$

Derivando la ecuación (1.1), se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{d\left(\frac{V^2}{2g}\right)}{dx} \quad (2.2)$$

Pero  $V = Q/A$ , entonces  $V^2 = Q^2/A^2$ , reemplazando en la ecuación anterior,

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{d\left(\frac{Q^2}{2gA^2}\right)}{dx} \quad (2.3)$$

82

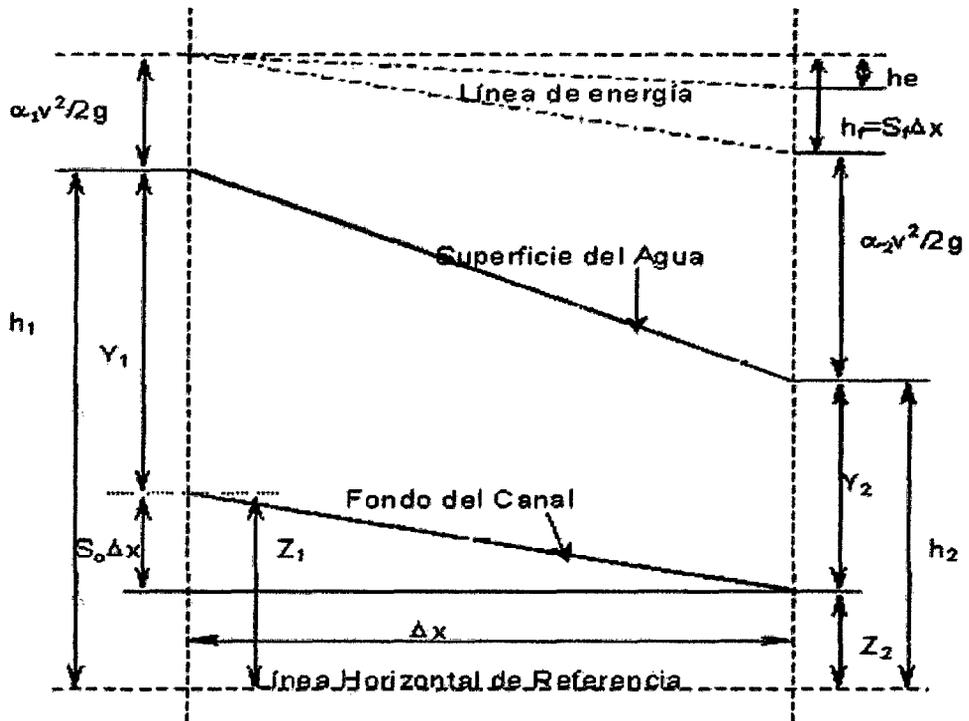


Fig. 1.4 Tramo de canal para la Deducción del Método

La pendiente de la línea de Energía,  $dH/dx$ , es  $-S_f$ . la pendiente del canal,  $dz/dx$ , es  $-S_0$ . La pendiente de la superficie del agua es  $dy/dx$ . Esta derivación es para un flujo permanente, por tanto el caudal  $Q$ , es constante: además la aceleración  $g$  es constante. En el tercer término del miembro derecho de la actuación, la variable es  $A$  (el área de la sección transversal). De acuerdo a la regla de la cadena.

$$\frac{dF(A)}{dx} = \frac{dF(A)dA}{dA dy dx} \quad (2.4)$$

La función  $F(A)$  es:  $F(A) = Q^2 / 2(2gA^2)$ , por lo tanto su derivada es  $d: F(A) / dA = Q^2 / (2g)(-2A^{-3})$ .

Si consideramos que  $Y$  es el tirante (profundidad) del flujo, al producirse un aumento diferencial en  $y$ , se produce un aumento diferencial en el área,  $dA$ , en la sección transversal. El ancho en la superficie es " $T$ ", por lo tanto el área del rectángulo formado es  $dA = Tdy$ , despejando,  $dA / dy = T$ .

Reemplazando en la ecuación (2.4) se obtiene:

$$\frac{dF(A)}{dx} = \frac{Q^2}{(2g) / (-2A^{-3}T)(dy/dx)} \quad (2.5)$$

Considerando que  $Q^2 / A^2$  es igual a  $V^2$  y reemplazando en (2.5) en el tercer miembro de la ecuación (2.4) se obtiene:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{(V^2)}{(gA/T)} \frac{dy}{dx} \quad (2.6)$$

Simplificando, agrupando y considerando que  $dH/dx = -S_f$ ,  $dz/dx = -S_o$ , y reemplazando el parámetro adimensional  $V^2 / (gA/T)$  por  $Fr$  (Numero de Froude), la ecuación (2.6), se convierte en:

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) \quad (2.7)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_o - S_f)}{(1 - Fr^2)}$$

Esta expresión sirve para calcular las curvas de remanso en canales abiertos. Es importante señalar que  $S_f$  es la pendiente de la línea de energía.  $S_f$  se puede hallar usando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{C \left( AR^{2/3} S_f^{1/2} \right)}{n} \quad (2.8)$$

$Q$  es el caudal,  $C$  es una constante que depende del sistema de unidades (1 para sistema internacional y 1.49 para sistema ingles),  $A$  es el área de la sección transversal ( $S.I = m^2$ ,  $USC = ft^2$ ),  $R$  es el Radio Hidráulico ( $A/P$ ;  $P$  es el perímetro mojado, la longitud de contacto en el agua con el fondo sólido.  $R$  en metros en S.I,  $ft$  en USC)  $S_f$  es la

pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico (sin unidades), y  $n$  es el coeficiente de Manning que depende de la rugosidad, es quizás el más difícil de determinar.  $S_f$  puede hallarse despejando de (2.8).

$$S_f = \frac{n^2 \left( \frac{Q}{A^2} \right)}{\left( C^2 R^{\frac{4}{3}} \right)} \tag{2.9}$$

La ecuación (2.9) es la que mayormente se utiliza en los cálculos de las curvas de remanso, para calcular  $S_f$ , el gradiente hidráulico. La siguiente figura ayuda a entender cómo se utiliza la derivación anterior.

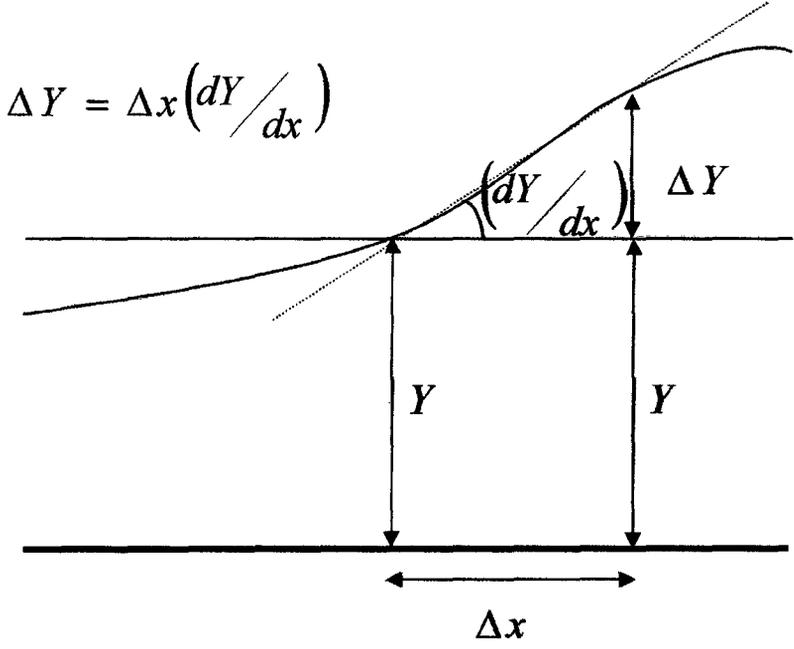


Fig. 1.5 Grafico que permite describir la derivada anterior

Si el tirante en la sección  $x$  es conocido, se quiere conocer el tirante en la sección  $x - \Delta x$ . Usando las ecuaciones (2.7) y (2.9), se determina  $dy/dx$ , el tirante en la sección  $x - \Delta x$  será:

$$Y_{x+\Delta x} = Y_x + \Delta x \frac{dy}{dx} \quad (2.10)$$

En la práctica se utiliza la ecuación (2.10) por tanteos, asumiendo un tirante en la sección  $x - \Delta x$  y rehaciendo los cálculos hasta que el tirante es hallado o hallando la distancia  $\Delta x$  en la cual el tirante del canal es  $y$ . ambos métodos son equivalentes, sin embargo los procedimientos varían ligeramente.

Además se debe recordar que en ocasiones los canales pueden cambiar de sección transversal (ensanchamiento angostamiento). Esto induce pérdidas de carga que son proporcionales al cuadrado de la velocidad inicial ( $V^2 / 2g$ ). Los coeficientes de expansión y contracción son 0.3 y 0.1 respectivamente.

### MÉTODO DEL PASO ESTÁNDAR

Ecuación de la Energía

$$Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + S_f \Delta x + h_e \quad (2.11)$$

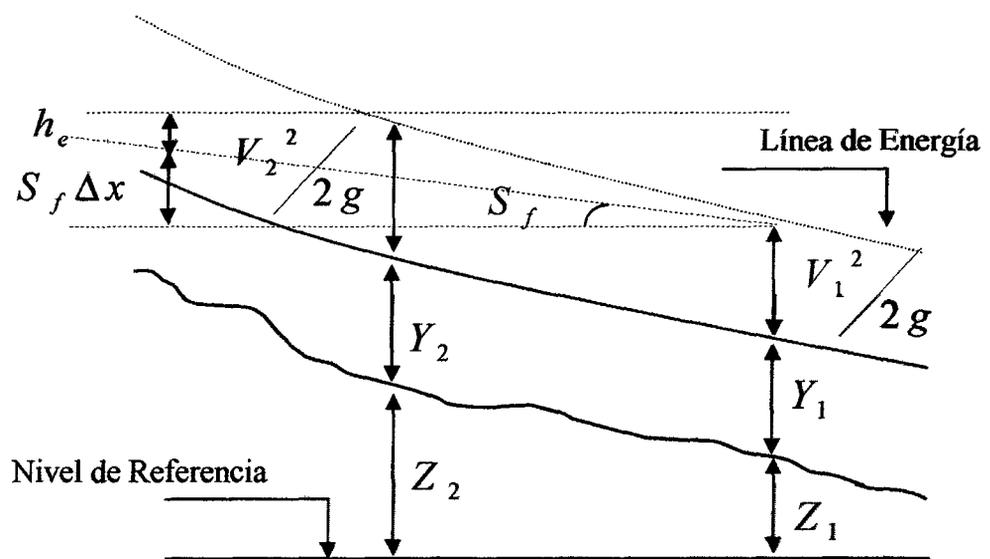


Fig. 1.6 Grafico que permite describir la ecuación de energía

### CONSIDERACIONES:

En una sección debe existir un tirante conocido:

- Si el flujo es sub-crítico: se debe conocer la sección Aguas abajo
- Si el flujo es supercrítico: se debe conocer la sección Aguas arriba
- Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente
- En un tramo no existe variación de caudal. Si existe variación de caudal, debe incluirse aguas arriba en cada tramo.
- La pendiente del canal es pequeña (menor a 10 grados)

### PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

- En la sección conocida se calcula el Área (A), Perímetro (P), Radio Hidráulico ( $R = A/P$ ), Velocidad ( $V = Q/A$ ).
- La cota de la línea de energía será:

$$H = Z + Y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.12)$$

- Se calcula la pendiente de la línea gradiente:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (2.13)$$

### CÁLCULO DEL NIVEL EN LA SECCIÓN 2

- En la sección, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante:

$$Z_2 = Z_1 + S_0 \Delta x_{1-2} \quad (2.14)$$

- Se asume un tirante  $Y_2$
- Con el tirante  $Y_2$ , se calcula el área  $A_2$ , el perímetro  $P_2$ , el radio  $R_2$ , la velocidad  $V_2 = Q/A_2$ .
- Se calcula  $H_{12} = Z_2 + Y_2 + V_2^2/2g$
- Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:

77

$$S_{f2} = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (2.15)$$

- Calcular la media de la  $S_{f1}$  y  $S_{f2}$ .

$$S_{f1-2} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2.16)$$

$$H(2) = H(1) + S_{f1-2} \Delta x + h_e$$

- Se compara  $H(1)$  con  $H(2)$  de 2, estos valores deben ser iguales. Si no lo son, se aplica una corrección al tirante.
- Corrección,  $\Delta Y_2$

$$\Delta Y_2 = \frac{(H_1 - H)}{(1 - F_{r2}^2 + 3S_{f2} \Delta x / (2R_2))} \quad (2.17)$$

- $Y_{2(\text{corregido})} = Y_2 - \Delta Y_2$
- Se continúa en la sección 2 hasta que  $H1$  y  $H$  convergen con una tolerancia adecuada. Una vez que el nivel es hallado se toma esta sección como la conocida y se pasa a la tercera sección. (Sánchez Delgado, 2010).

### MODELAMIENTO HIDRÁULICO USANDO EL SOFTWARE HEC-RAS

Hec-Ras es un sistema integrado de software, diseñado para su uso interactivo en un entorno de multitareas: el Sistema separa los componentes del análisis hidráulico, almacenamiento de información, capacidad de gestión y facilidades de gráficos.

El Hec-Ras contiene tres componentes de análisis hidráulico unidimensional para:

- Cálculos del perfil de la superficie de agua de flujos fijos.
- Simulación de flujo mixto (flujo laminar y turbulento) y
- Cálculos de capacidad de transporte de sedimentos de lechos móviles.

Un elemento clave es que los tres componentes usaran una representación de datos geométricos comunes y rutinas de cálculos hidráulicos. Además de los tres componentes de análisis hidráulicos, el sistema contiene varias características de diseño hidráulico que pueden ser invocados una vez que el perfil de la superficie de agua es calculado.

La versión actual de HEC-RAS acepta los cálculos del perfil de la superficie de agua de flujo fijo e irregular (Máximo Villón, 2008).

## **COMPONENTES DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO**

### **PERFILES DE LA SUPERFICIE DE AGUA DE FLUIDO FIJO**

Este componente del sistema de Modelamiento esta propuesto para cálculo del perfil de la superficie de agua para flujo fijo gradualmente variado.

El sistema puede manipular una red completa de canales, un sistema dendrítico o un simple río. El componente del flujo fijo es capaz de modelar flujos suscritico, supercritico y perfiles de superficie de agua de flujo mixto.

El procedimiento de cálculo básico está basado en la solución de la ecuación de energía unidimensional. Las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (Ecuación de Manning) y contracción (coeficiente multiplicado por el cambio en la velocidad de carga).

La ecuación del momento es utilizado en situaciones donde el perfil de la superficie de agua es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen cálculos de regímenes de flujo mixto. Los efectos de las variadas obstrucciones como son los puentes, vertederos y estructuras en zonas de inundación pueden ser consideradas en los cálculos.

El sistema de flujo estable está diseñado para su aplicación en zonas de inundación y estudios para prevenir inundaciones o evaluar el cauce ante una avenida máxima. Además las capacidades están disponibles para fijar el cambio en los perfiles de la

superficie de agua debido al mejoramiento de los canales y diques.

Características especiales del componente de fluido estable incluye: análisis de múltiples perfiles, puentes y/o análisis de alcantarillas y optimización del flujo

#### 2.4.6 MODELACIÓN HIDROLÓGICA

##### MÉTODO SCS (SOIL CONSERVATION SERVICE) PARA ABSTRACCIONES

El Soil Conservation Service (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  $P$ , 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  $I_a$  (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo 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.

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.18)$$

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2.19)$$

Combinando (6.1) y (6.2) y resolviendo para  $P_e$  se encuentra

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.20)$$

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 para muchas cuencas experimentales pequeñas se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2 S \quad (2.21)$$

Con base en esto

$$P_e = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad (2.22)$$

Al presentar en gráficas la información de P y P<sub>e</sub> para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como las que se muestran en la figura 2.1.

Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que 0 < CN ≤ 100. Para superficies impermeables y superficies de agua CN=100; para superficies naturales CN < 100.

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.23)$$

Donde S está en pulgadas. Los números de curva que se muestra en la figura 6.02 se aplican para 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:

$$CN (I) = \frac{4.2 CN (II)}{10 - 0.058 CN (II)} \quad (2.24)$$

$$CN (III) = \frac{23 CN (II)}{10 + 0.13 CN (II)} \quad (2.25)$$

En el cuadro 2.1 se muestra se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service 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, limo, 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 alto 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 dan en el cuadro 2.2 para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de tierra, se puede calcular un CN compuesto (Ven Te Chow, 1982)

#### CUADRO N° 2.1

##### 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 (De la zona en estudio: Abril- Noviembre)	Estación de crecimiento (De la zona en estudio: Diciembre-Marzo)
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

J2

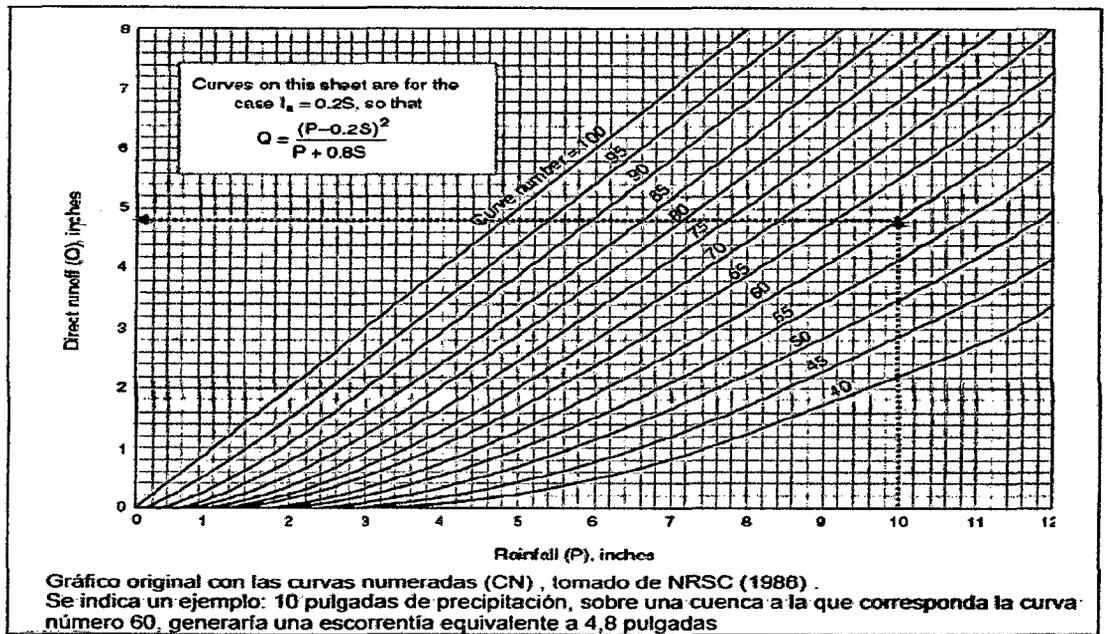


Fig. 1.7 Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del SCS  
CUADRO N° 2.2

NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA USOS SELECTOS DE TIERRA  
AGRICOLA, SUBURBANA Y URBANA (CONDICIONES DE ANTECEDENTES DE  
HUMEDAD II,  $I_a = 0.2S$ )

Descripción del uso de la tierra	Grupo Hidrológico del Suelo			
	A	B	C	D
Tierra Cultivada <sup>1</sup> : sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
cubierta buena <sup>2</sup>	25	55	70	77
Aéreas abiertas, césped parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
condiciones aceptables : cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Aéreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote      Porcentaje promedio impermeable				

91

1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentadas con cunetas y alcantarillados		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9

2 Una buena cubierta está protegida de pastizales y los desechos del retiro de la cubierta del suelo. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

### PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA

Usualmente la escorrentía superficial que se desea conocer es aquella que resulta de una lluvia capaz de producir una creciente en el curso o corriente de agua.

En general, se puede desear conocer la escorrentía superficial resultante de una lluvia cualquiera.

### FÓRMULA RACIONAL

Coefficiente de Escorrentía es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado.

$$C = \frac{V_{\text{escorrentía superficial}}}{V_{\text{precipitado total}}} \text{ intervalo de tiempo}$$

De la definición de coeficiente de escorrentía, se puede describir:

$$C = \frac{V_{\text{escorrentía superficial total}}}{V_{\text{precipitación total}}} = \frac{V_E}{P_P} = \frac{V_E/t}{V_P/t} \quad (2.26)$$

Ahora bien:

$$\frac{V_E}{t} = Q_e \tag{2.27}$$

y

$$\frac{V_E}{t} = iA \tag{2.28}$$

En donde:

$Q_E$  = Caudal de escorrentía directa

$i$  = Intensidad de la lluvia

$t$  = Tiempo de duración de la lluvia

$A$  = Área de drenaje

Entonces:

$$C = \frac{Q_E}{iA} \tag{2.29}$$

El numerador representa el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo de duración de la lluvia, y el denominador representa el volumen de lluvia por unidad de tiempo de esta duración.

$$Q_E = CiA \tag{2.30}$$

Al utilizar la formula racional, se supone que el caudal  $Q_e$  toma un valor de caudal máximo (pico)  $Q_p$ , cuando debido a una cierta intensidad de lluvia sobre un área de drenaje, es producido por esa precipitación que se mantiene por un tiempo igual al periodo de concentración del caudal en el punto en consideración. Teóricamente, este es el tiempo de concentración, que es el tiempo requerido para que la escorrentía superficial desde la parte más remota de la hoya alcance el punto de interés.

Entonces, el caudal  $Q_p$  correspondiente a una lluvia de intensidad  $i$  sobre un área de drenaje  $A$ , lluvia que dure un tiempo tal que toda el área de drenaje contribuya a la escorrentía superficial, siendo  $Q_p$  el caudal máximo de

escorrentía superficial, está dado por:

$$Q_P = CiA \quad (2.31)$$

Si:

i: esta dado en mm/hr

A: en Km<sup>2</sup> y

Q<sub>P</sub>: en m<sup>3</sup>/s.

Entonces:

$$Q_P = 0.278CiA \quad (2.32)$$

La aplicación de la formula racional depende del conocimiento del coeficiente de escorrentía (C).

### HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA HOYA

Es el Hidrograma de escorrentía superficial total resultante de un volumen unitario de lluvia neta, uniformemente distribuido en espacio y tiempo, La altura de la lluvia neta corresponde con la altura de escorrentía total del Hidrograma unitario.

$$dxA = \int_0^t Q_E dt \quad (2.33)$$

En donde:

d: Lluvia neta total (mm)

A: Área de drenaje (Km<sup>2</sup>)

Q<sub>E</sub>: Escorrentía superficial total (m<sup>3</sup>/s)

t: Tiempo del Hidrograma unitario de la hoya (hr)

De nuevo, las lluvias netas se suponen de distribución uniforme y de intensidad constante en toda el área de drenaje de la hoya.

Existen dos suposiciones básicas en la teoría del Hidrograma unitario:

- a. Las variaciones estacionales en las características superficiales de la

hoya no se tienen en cuenta. Es decir que se considera que las precipitaciones antecedentes no influyen la distribución en el tiempo de la escorrentía superficial producida por una lluvia determinada.

- b. Para calcular la escorrentía superficial producida por cualquier otra lluvia neta, diferente de una lluvia neta unitaria, se supone que el sistema es lineal e invariante en el tiempo.

Con estos principios, Sherman introdujo el denominado Hidrograma unitario, el cual es una herramienta útil en la transformación de datos de lluvia en caudal.

## HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

### AHIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Al no contarse con datos históricos de precipitación – escorrentía en una hoya hidrográfica, se puede deducir Hidrogramas unitarios partir de medios sintéticos.

Un Hidrograma unitario sintético es un Hidrograma unitario estimado siguiendo una metodología establecida, sin necesidad del análisis de datos de precipitación – escorrentía.

El desarrollo de Hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del Hidrograma de escorrentía superficial es conocido (volumen es igual al área de la hoya hidrográfica multiplicado por una unidad de profundidad de escorrentía superficial), el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del Hidrograma unitario. Si se supone una forma triangular. (Figura 1.8), el volumen es igual a:

$$V = \frac{Q_P T_{bt}}{2} = Ax(1) \quad (2.34)$$

En donde V = Volumen bajo el Hidrograma unitario triangular;  $Q_P$  = Caudal pico;  $T_{bt}$  = Tiempo base del Hidrograma unitario triangular; A = Área de drenaje de la hoya hidrográfica; y (1) = Una unidad de profundidad de escorrentía.

De la ecuación (2.34):

$$Q_P = \frac{2A}{T_{bt}} \quad (2.35)$$

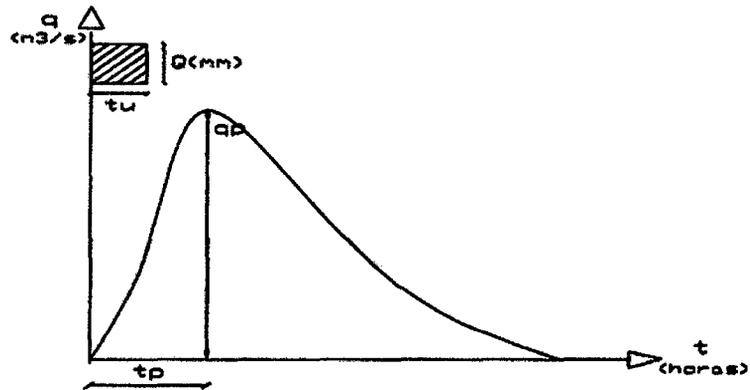


Fig. 1.8 Hidrograma Unitario Triangular

Para un milímetro de lluvia efectiva el caudal pico resulta igual a:

$$Q_P = \frac{0.20833 A}{T_P} \quad (2.36)$$

$Q_P$  = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva, m<sup>3</sup>/s

$A$  = Área de drenaje, Km<sup>2</sup>

$T_P$  = Tiempo al pico del Hidrograma unitario triangular, hr

Además

$$t_P = \frac{t_r}{2} + 0.6t_c \quad (2.37)$$

$$o \ t_l = t_P - \frac{t_r}{2} \quad (2.38)$$

En donde:

$t_r$  = duración de la lluvia efectiva, hr

$t_c$  = tiempo de concentración de la hoya, hr

$t_l$  = tiempo de desfase de la hoya, hr

Adicionalmente

$$T_{bt} = \left(\frac{8}{3}\right) t_P \quad (2.39)$$

### HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER

El análisis de un gran número de Hidrogramas de hoyas hidrográficas en la región de los montes Apalaches, en Estados Unidos, condujo a la siguiente fórmula para el tiempo de desfase.

$$t_l = 0.75 C_t (L * L_c)^{0.3} \quad (2.40)$$

En donde  $t_l$  = tiempo de desfase, en horas;  $L$  = longitud a lo largo del cauce principal desde la divisoria de aguas hasta la salida;  $L_c$  = longitud a lo largo del cauce principal desde el punto más cercano al centroide de la hoya hasta la salida; y  $C_t$  = coeficiente que tiene en cuenta el gradiente de la hoya, y está asociado al almacenamiento de la hoya. Con las distancias  $L$  y  $L_c$  en kilómetros, Snyder da valores  $C_t$  variando en un rango de 1.8 a 2.2, con un promedio de 2.0.

La fórmula de Snyder para el caudal pico es:

$$Q_P = \frac{C_P A}{t_l} \quad (2.41)$$

La cual cuando se compara con la ecuación (6.18) revela que:

$$C_P = \frac{2t_l}{T_{bt}} \quad (2.42)$$

$C_P$  es un coeficiente empírico que relaciona el tiempo base del Hidrograma unitario triangular y el tiempo de desfase de la hoya. Snyder da valores de  $C_P$  en los rangos de 0.56 a 0.69, los cuales están asociados con la relación  $T_{bt} / t_l$  en el rango de 3.57 a 2.90. El menor valor  $C_P$  (es decir, el menor caudal pico) implica un mayor valor de  $T_{bt} / t_l$  y una mayor capacidad de almacenamiento de la hoya hidrográfica.

En unidades del sistema métrico, la fórmula del caudal pico es:

$$Q_p = \frac{0.278 C_p A}{t_l} \quad (2.43)$$

En donde  $Q_p$  = caudal pico del Hidrograma unitario correspondiente a 1 mm de precipitación efectiva, en m<sup>3</sup>/s; A = área de drenaje de la hoya hidrográfica, en Km<sup>2</sup>; y  $t_l$  = tiempo de desfase, en hr.

En el método de Snyder, la duración de la lluvia efectiva es una función lineal de tiempo de desfase:

$$t_r = \frac{2}{11} t_l \quad (2.44)$$

En donde  $t_r$  = duración de la lluvia efectiva.

En la aplicación de procedimiento para la estimación de crecientes, Snyder reconoce que la duración de la tormenta es usualmente mayor que la duración calculada en la ecuación (2.44). Por lo tanto, ideó una fórmula para aumentar el tiempo de desfase con el fin de tener en cuenta el incremento de la duración de la lluvia efectiva.

Lo anterior conduce a:

$$t_{IR} = t_r + \frac{t_R - t_r}{4} \quad (2.45)$$

En donde  $t_{IR}$  es el tiempo de desfase ajustado a una duración de la lluvia efectiva  $t_r$ .

Suponiendo por simplicidad una lluvia efectiva uniforme, el tiempo al pico del Hidrograma unitario es igual a la mitad de la duración de la lluvia efectiva más el tiempo de desfase. Por consiguiente, el tiempo al pico en términos del tiempo de desfase es:

$$t_p = \frac{12}{11} t_l \tag{2.46}$$

Calculando el tiempo base del Hidrograma unitario, Snyder incluyo el flujo sub superficial como parte de la escorrentia directa. Esto resulta en un tiempo base mayor que el correspondiente solamente a la escorrentía directa. La fórmula de Snyder para el tiempo base es la siguiente:

$$T_b = 72 + 3t_l \tag{2.47}$$

En donde  $T_b$  = tiempo base del Hidrograma unitario (incluyendo flujo sub superficial), en horas y  $t_l$  = tiempo de desfase, en horas. Para un tiempo de desfase de 24 horas, esta fórmula da  $T_b / t_l = 6$ , el cual es un valor razonable considerando que el flujo sub superficial ha sido incluido en los cálculos. Para tiempos de desfase menores, sin embargo, la ecuación (6.30) da valores altos no reales de  $T_b / t_l$ . Para hoyas hidrográficas de mediano tamaño y excluyendo el flujo sub superficial, la experiencia ha mostrado valores de  $T_b / t_l$  alrededor de 5 (correspondiendo a valores de  $T_b / t_l$  alrededor de 5.45), posiblemente más reales.

El método de Snyder da un caudal pico (ecuación 2.43), y un tiempo base (ecuación 2.47) del Hidrograma unitario. Estos valores pueden ser utilizados para graficar el Hidrograma unitario, sumando la condición de que el volumen del Hidrograma unitario debe ser igual a una unidad de la profundidad de la lluvia efectiva.

El método de Snyder fue muy utilizado por U.S. Army Corps of Engineers. Su experiencia condujo a dos fórmulas empíricas que ayuda determinar la forma del Hidrograma unitario de Snyder.

$$W_{50} = \frac{5.87}{\left( \frac{Q_p}{A} \right)^{1.08}} \tag{2.48}$$

$$W_{75} = \frac{3.35}{\left(Q_P/A\right)^{1.08}} \quad (2.49)$$

En donde  $W_{50}$  = ancho del Hidrograma unitario para el 50 por ciento del caudal pico, en horas;  $W_{75}$  = ancho del Hidrograma unitario para el 75 por ciento del caudal pico, en horas;  $Q_P$  = caudal pico, en metros cúbicos por segundo; y  $A$  = área de drenaje de la hoya hidrográfica, en kilómetros cuadrados. Estos anchos de tiempo deben ser proporcionados de tal manera que una tercera parte quede localizada antes del caudal pico y que las dos terceras partes restantes lo sean después de este. Snyder advierte que el tiempo de desfase posiblemente tiende a variar con la magnitud de la creciente, y que los cálculos del Hidrograma unitario sintético tienden a ser más precisos para hoyas de forma regular que para aquellos de forma irregular. Snyder recomienda que los coeficientes  $C_1$  y  $C_P$  sean determinados de acuerdo con datos regionales.

Análisis de la ecuación (2.40) revela que  $C_t$  es función de la pendiente de la hoya hidrográfica, ya que ambos parámetros: la longitud y la forma de la cuenca, han sido tomados en cuenta en  $L$  y  $L_c$  respectivamente. Como la ecuación (2.40) fue deducida empíricamente, el valor de  $C_t$  depende de los valores de  $L$  y  $L_c$ . Además, la ecuación (2.40) implica que cuando el producto de  $L \cdot L_c$  es igual a 1, el tiempo de desfases es igual a  $C_t$ . Como para dos hoyas del mismo tamaño, el tiempo de desfase es una función de la pendiente, es poco probable que  $C_t$  sea constante.

El análisis de 20 hoyas hidrográficas en el norte y el centro de la parte este de los Estados Unidos condujo a que:  $C_t = 0.60 / S^{1/2}$ . Por lo tanto, los valores de  $C_t$  tienen un valor regional, en general siendo una función de las pendientes de la hoya. Los valores de  $C_t$  citados en la literatura reflejan la variación natural de las pendientes de las hoyas hidrográficas.

El parámetro  $C_P$  es adimensional y varía en un estrecho margen. De hecho, se puede demostrar que el valor máximo posible de  $C_P$  es 11/12. En la práctica el

tiempo base del Hidrograma unitario triangular es usualmente cerca de 3 veces el tiempo al pico. Para  $T_b = 3t_p$ , un cálculo similar conduce a:  $C_p = 0.61$ , el cual esta aproximadamente en la mitad de los datos de Snyder (0.56 – 0.69). Como  $C_t$  aumenta con el almacenamiento de la hoya y  $C_p$  disminuye con tal almacenamiento, la relación  $C_t / C_p$  puede estar directamente relacionada con el referido almacenamiento de la hoya. Además, la relación recíproca ( $C_p / C_t$ ) puede estar directamente relacionada con la extensión del desarrollo urbano, dado que este resulta usualmente en una reducción sustancial en la capacidad de almacenamiento de la hoya (Monsalve, 1999).

### **SISTEMA DE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO HEC-HMS (HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER HYDROLOGIC MODELING SYSTEM)**

El sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

El HEC-HMS, representa la versión para Windows de la versión HEC-1, desarrollada para D.O.S, en la cual se han mejorado los conceptos hidrológicos, los resultados e Hidrogramas producidos se almacenan en una base de datos que pueden usarse directamente por el HEC-RAS en la elaboración de estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción del flujo reducción de los daños de las avenidas y operación de sistemas (Máximo Villón, 2008).

## 2.5 HIPÓTESIS

### 2.5.1 HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

“El Modelamiento Hidráulico del río Lircay determina como zona crítica al sector de la ciudad de Ocopa de una inundación ante condiciones extremas de máximas avenidas”

## 2.6 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

### 2.6.1 VARIABLE DEPENDIENTE

Condiciones extremas de máximas avenidas.

### 2.6.2 VARIABLE INDEPENDIENTE

Comportamiento hidráulico del río Lircay en el tramo de la ciudad de ocopa.

## 2.7. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

OBJETIVO	VARIABLES	INDICADOR
Definir el comportamiento hidráulico del río Lircay ante eventos de máximas avenidas	<b>Dependiente</b>	
	- Condiciones extremas de máximas avenidas	- Precipitaciones - Caudal máximo - Período de retomo - Cuenca colectora
	<b>Independiente</b>	
	- Comportamiento hidráulico del río Lircay en el tramo de la ciudad de ocopa.	- Secciones transversales - Tirantes de agua - Perfiles hidráulicos - Perímetro mojado

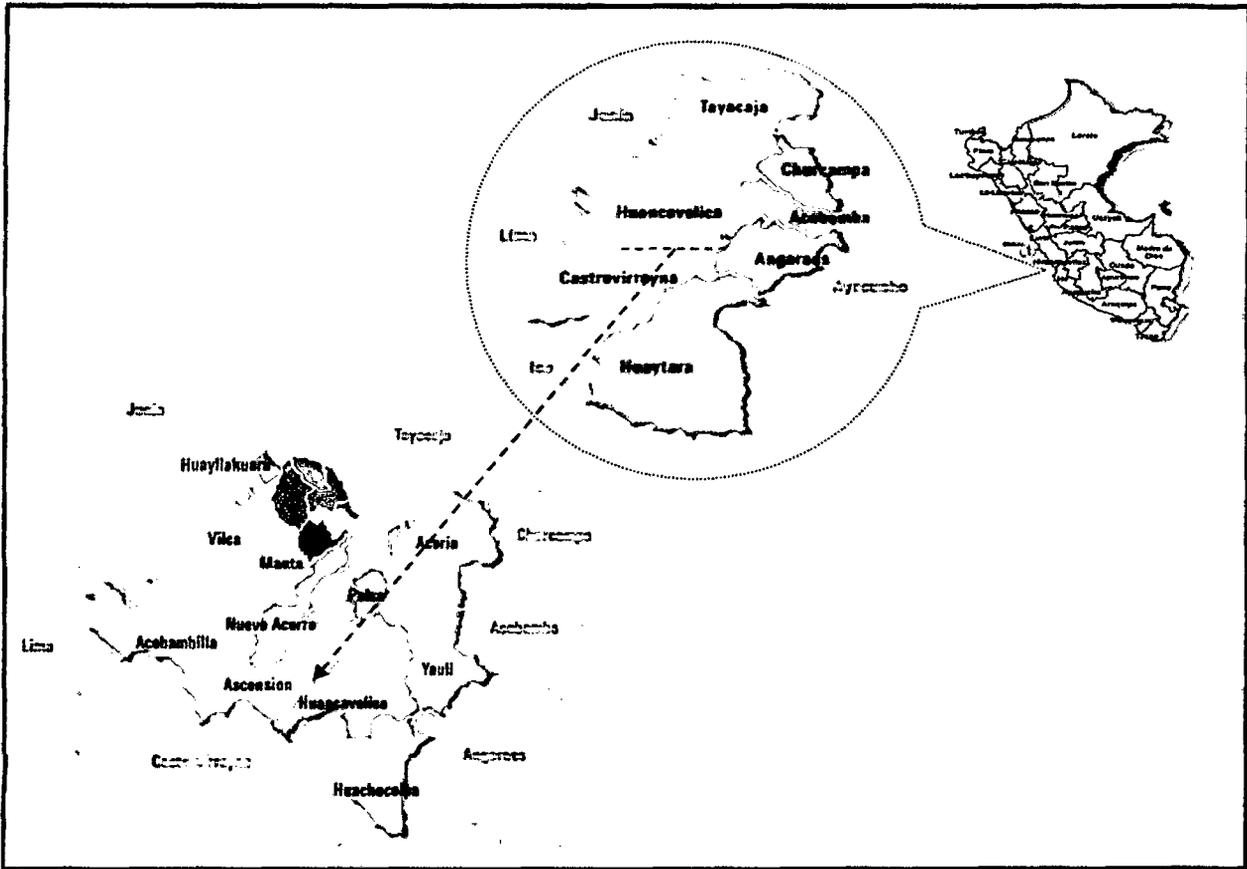
## **CAPITULO III**

### **MATERIALES Y METODOS**

#### **3.1 LUGAR DE EJECUCIÓN**

El presente trabajo de investigación se llevó a cabo en la cuenca del río Lircay, en el tramo de la zona de la ciudad de Ocopa, en los distritos de Lircay en la provincia de Angaraes y región de Huancavelica, dicho tramo comprende una longitud de 1,000 m que inicia en el puente colgante rumbo al distrito de Huayllay Grande, cuyas coordenadas geográficas son: latitud sur 12°46'12", longitud oeste 75°00'41", elevación 3645 m.s.n.m; hasta el puente del de la trocha carrozable camino a Anchonga, cuyas coordenadas son latitud sur 12°46'12", longitud oeste 75°00'41", elevación 3638 m.s.n.m.

La ciudad de Ocopa, Distrito de Lircay Provincia de Angaraes tiene por lo general un clima frío con presencia de lluvias, con una precipitación total anual promedio de 750 mm, una temperatura máxima promedio de 20.00 °C, temperatura mínima promedio de 3.00 °C, según datos estadísticos del SENAMHI – Junín.



Los ríos de la región de Huancavelica se originan en las lagunas alto andinas y en los deshielos de los glaciares. Las principales lagunas se concentran en las provincias de Castrovirreyna y Huaytara; las de mayor concentración de aguas son las de Choclococha, Orcococha, San Francisco y Pacococha. Choclococha (4,600 m.s.n.m) es una laguna que está relacionada con los mitos cosmogónicos de Huancavelica. Sus nombres incluyen, en la mayoría de casos, la palabra quechua *cocha*, que significa lago o laguna. También existe en el departamento gran cantidad de puquios o manantiales, sobre todo en la provincia de Huaytara, el río más importante del departamento, por su caudal y longitud es el Mantaro, cuyas aguas se emplea en la generación de energía hidroeléctrica, que constituye una de las actividades económicas más importantes de la región.

El río Lircay es un río que se encuentra ubicado en la región Huancavelica, en la zona suroccidental de Perú. Su nombre quechua proviene del del mismo distrito de Lircay que atraviesa por la ciudad de Lircay que crece en las altas cumbres de la cordillera andina.

### **3.2 MATERIALES y Equipos**

#### **3.2.1. MATERIALES DE CAMPO**

- Juego de 3 prismas.
- Radios de comunicación.
- Wincha de 50 m.
- Estacas de madera.
- Pintura de pincel N° 6.

#### **3.2.2. EQUIPOS**

- Equipo de Topografía (Estación Total SOUTH)
- GPS (Garmin Colorado 300).
- Equipo de cómputo.
- Impresora láser.
- Cámara Fotográfica.

#### **3.2.3. SOFTWARE**

- Microsoft Office (Ms. Excel, Ms. Word, Ms. Power Point).
- SMADA 6.0
- Auto Cad 2010.
- Auto Cad Civil 3d 2009.
- HEC-RAS V. 4.1.
- HEC-GEORAS V. 4.1.

#### **3.2.4 MATERIALES DE ESCRITORIO**

- Cuaderno de apuntes.
- Lapicero, regla y plumón indeleble.
- Papel bond A4 de 80gr.

## **CAPITULO IV**

### **METODOLOGIA DE INVESTIGACION**

#### **4.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El tipo de investigación de la presente Tesis es **APLICADA**, porque estamos aplicando los conocimientos adquiridos en la universidad y la experiencia pre profesional.

#### **4.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

La presenta tesis se desarrollara a un nivel **DESCRIPTIVO**, ya que busca describir el comportamiento hidráulico del río Lircay comprendido entre el tramo de la ciudad de Ocopa.

#### **4.3 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN**

El método de investigación realizada en la presente Tesis es el **METODO CIENTIFICO**.

#### **4.4 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

##### **4.4.1 TRABAJO DE CAMPO**

Durante el trabajo de campo se realizó el Levantamiento Topográfico del tramo del cauce del río Lircay, que comprende la zona de la ciudad de Ocopa, partiendo en el Puente colgante de ocopa y finalizando en el puente de la trocha carrozable de la carretera al distrito de Anchonga con un equipo GPS para determinar el BM de salida en el extremo derecho del Puente colgante, dichas coordenadas son las siguientes:

N: 8'586,714.00

E: 0'501,249.00

Z: 3,701.00 m.s.n.m

Seguido se tomo la lectura de la topografía de todo el cauce con la Estación Total, hasta finalizar en el Puente de la trocha carrozable al distrito de anchonga, los cuales facilitan el trabajo, pasando por el manejo de software de topografía asistido por sistemas CAD.

#### **4.4.2 INFORMACIÓN BÁSICA RECOLECTADA**

##### **INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA**

Para el desarrollo del presente trabajo de Investigación se ha recopilado información cartográfica de las siguientes instituciones:

- Carta Nacional 26-N (Instituto Geográfico Nacional IGN), escala 1/100,000.
- Ministerio de Agricultura – ALA (Administración Local de Agua).
- Instituto Geológico, minero y metalúrgico (INGEMMET).
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC, PROVIAS RURAL.
- Información Topográfica del río Lircay el tramo de la ciudad de ocopa.

##### **INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA**

Para el desarrollo del presente trabajo de Investigación se utilizó la información de la precipitación máxima en 24 horas de la estación CO-Huancavelica (Estudio Definitivo: Construcción de Sistema de Riego Allcaccocha Huando, Estudio de Hidrológica e Hidráulica del Proyecto: Mejoramiento Carretera Huancavelica - Lircay) y es preciso indicar que no hay ninguna estación de aforo en este sector del río Lircay, las características de esta estación son las siguientes:

55

TABLA N° 4.1

DATOS METEREOLÓGICOS: ESTACION CO-HUANCAVELICA

ESTACION CO-HUANCAVELICA	
Longitud	12° 46' 17" S
Latitud	75° 00' 44" W
Altitud	3,675 m.s.n.m
Departamento	Huancavelica
Provincia	Angaraes
Distrito	Lircay
Registro Precipitación	1969-1973, 1988-1990, 1992, 1994-2003
Registro Temperatura	1988-1990, 1992, 1994-2003
Registro Humedad	2003

**RÉGIMEN PLUVIAL**

Las precipitaciones que caen en la zona del proyecto, son del tipo orográficas, cuyas masas de vapor se forman mayormente en la zona alto andina de Huancavelica, específicamente en las planicies de Junín donde se ubican fuentes de vapor de agua como, Chinchaycocha, Punrun, Marcapomacocha, etc, que presentan grandes espejos de agua propensas a fuertes evaporaciones.

De este lugar son transportados hacia el Este y según la magnitud de ellas van condensándose sucesivamente y precipitándose en las diversas cuencas que cruza, una de las cuales es la cuenca del Río Lircay, que ante la presencia de la Cordillera Oriental obliga a que gran parte de estas masas precipiten en dicha cuenca.

Esto indica que durante el año existen siempre lluvias con variada intensidad en los meses de Noviembre a Marzo, es así como se tienen lluvias que varían de 513.80 mm a 1,514.50 mm como total anual, lo cual señala que las precipitaciones de régimen permanente con descargas propias de un clima subtropical, alcanzando como total mensual en algunos casos 456.80 mm.

Este régimen de lluvias se nota por el registro en la Estación Co-Huancavelica, registrando valores propios de un régimen pluvial permanente en clima templado.

54

## **4.5 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

### **4.5.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO**

De acuerdo a la información de la precipitación máxima en 24 horas de la estación CO-Huancavelica, operadas por SENAMHI – Huancayo, se obtuvo los máximos para los distintos años cuyos registros se muestran en la Tabla N° 4.2

Evaluando la información se puede observar que para el caso de la estación CO-Huancavelica, se cuenta con un total de registros de 19 años y cuenta con valores máximos y mínimos mensuales que varían entre 456.80 mm y 0.00 mm, siendo así mismo el promedio de los datos de 228.40 mm.

### **4.5.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRECIPITACIÓN**

El análisis estadístico de los valores de la precipitación máxima de 24 horas se realizara usando las funciones de distribución: Normal, Gumbel Valor Extremo Tipo I, Distribución Log Normal 2 Parámetros, Distribución Log Normal 3 Parámetros, Log Pearson Tipo III y Pearson Tipo III, haciendo uso del software SMADA 6.0 para las diferentes distribuciones.

Para determinar cuál de las distribuciones arriba mencionadas se adapta mejor a la información histórica recopilada de cada estación, se utilizó el método del Error Cuadrático Mínimo.

Los resultados de la Prueba de Ajuste realizadas a las distintas funciones de distribución favorecieron a la función Gumbel Valor Extremo Tipo I para la estación estudiada, como se observa en la Tabla N° 4.3, para la estación CO-Huancavelica, la distribución que presenta menor Error Cuadrático Mínimo.

TABLA N° 4.2  
PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS ANUALES

N° Dato	Año	Pmax 24 Hr.
1	1969	155.60
2	1970	223.30
3	1971	169.20
4	1972	185.70
5	1973	183.00
6	1988	224.20
7	1989	199.60
8	1990	148.20
9	1992	121.10
10	1994	226.10
11	1995	238.70
12	1996	188.50
13	1997	129.10
14	1998	166.50
15	1999	223.80
16	2000	161.50
17	2001	249.70
18	2002	314.90
19	2003	456.80

## FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES

### FUNCIÓN DE PROBABILIDAD:

Una función  $f(x)$  es llamada función de probabilidad o función de densidad de la variable aleatoria continua  $X$  si cumple con las siguientes condiciones:

$$f(x) \geq 0, \forall x \in R$$

$$\int f(x)dx = 1 \quad \text{Cuando se encuentra en los límites } -\infty \text{ y } \infty$$

Sea el evento  $A = (x/a \leq x \leq b)$ ; luego,

$$P(A) = P(x \in A) = P(a \leq x \leq b) = \int f(x)dx$$

Cuando se encuentra entre los límites  $a$  y  $b$

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teórica; y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular, por lo tanto es necesario escoger uno de esos modelos, el que se adapte mejor al problema bajo análisis.

Para el análisis de las precipitaciones máximas de la Estación CO-Huancavelica se han utilizado los últimos registros históricos máximos de 19 años según la tabla N° 4.2, para ello se ajustaron a 6 Distribuciones de probabilidades las cuales son:

- Distribución Normal Estándar.
- Distribución Gumbel (Distribución extrema Tipo I).
- Distribución Log Pearson Tipo III.
- Distribución Log Normal II Parámetros.
- Distribución Log Normal III Parámetros.
- Distribución Pearson tipo III.

### **MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE LAS FUNCIONES PROBABILÍSTICAS**

Existen varias técnicas para la estimación de los parámetros de una distribución entre otras estas son:

- Método de Momentos
- Método de máxima verosimilitud
- Método de mínimos cuadrados
- Método gráfico

El objetivo de la estimación de los parámetros es de relacionar los registros observados (media, variancia, sesgo, etc.) de un fenómeno aleatorio con el modelo probabilística seleccionado. En este trabajo se desarrollara los dos primeros métodos.

### **MÉTODO DE MOMENTOS**

El método de momentos fue desarrollado por primera vez por Karl Pearson en 1902. Él consideró que unos buenos estimativos de los parámetros de una función de probabilidad son aquellos para los cuales los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos

correspondientes de la información de la muestra.

El método de momentos selecciona valores para los parámetros de la función de densidad de probabilidad de tal manera que sus momentos son iguales a aquellos de la información de la muestra.

$$\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \bar{X}$$

La media o promedio es el estimador que corresponde a la función teórica de probabilidad que es:

$$u = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$$

Originalmente Pearson consideró solamente momentos alrededor del origen, pero posteriormente se volvió común el uso de la varianza como el segundo momento central,

$$\sigma^2 = E[(x-u)^2]$$

Y el coeficiente de asimetría como el tercer momento central estandarizado,

$$\gamma = E[(x-u)^3] / \sigma^3$$

Para determinar el segundo y el tercer parámetro de la distribución.

Cuando la distribución de probabilidad, a la que se estima los parámetros por este método es simétrica y particularmente si es normal, se puede demostrar que este método es muy eficiente, pero cuando las distribuciones son asimétricas y por lo tanto sesgadas, como ocurre muy a menudo con las variables hidrológicas, el utilizar este método representa una pérdida de eficiencia en la estimación.

## DISTRIBUCION NORMAL

**DISTRIB 2.13 - Distribution Analysis**  
 File Edit Statistics Calculators Help

Select Distribution		Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.
<input checked="" type="radio"/> Normal	1	0.05	121.10	83.57	33.5958
<input type="radio"/> 2 Parameter Log Normal	2	0.10	129.10	111.22	28.3677
<input type="radio"/> 3 Parameter Log Normal	3	0.15	148.20	129.88	25.1312
<input type="radio"/> Pearson Type III	4	0.20	155.60	144.71	22.8055
<input type="radio"/> Log Pearson Type III	5	0.25	161.50	157.43	21.0451
<input type="radio"/> Gumbel Type I Extremal	6	0.30	166.50	168.85	19.7003
	7	0.35	169.20	179.44	18.6976
	8	0.40	183.00	189.47	17.9993
	9	0.45	185.70	199.17	17.5863
	10	0.50	188.50	208.71	17.4497
	11	0.55	199.60	218.25	17.5863
	12	0.60	223.30	227.95	17.9993
	13	0.65	223.80	237.99	18.6976
	14	0.70	224.20	248.57	19.7003

Normal Distribution		Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.
	1	0.995	200.0	404.66	48.2226
	2	0.990	100.0	385.69	44.1928
	3	0.980	50.0	364.96	39.8668
	4	0.960	25.0	341.90	35.1874
	5	0.900	10.0	306.20	28.3677
	6	0.800	5.0	272.71	22.8055
	7	0.667	3.0	241.51	19.0029
	8	0.500	2.0	208.71	17.4497
	9				

**Print**

**Help**

Use CTRL-INSERT to copy highlighted data from spreadsheet. SHIFT-INSERT to paste data into spreadsheet.

**Mean**  
208.7105

**2nd M**  
5.785e+03

**Skew**  
1.764e+00

Enter Data, Paste from Spreadsheet, or Open Data File - Click Prediction Column to Calculate

### DISTRIBUCIÓN DE VALOR EXTREMO TIPO I

#### FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA.

La función de distribución acumulada, tiene la forma:

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

Para:

$$-\infty < x < +\infty$$

$$0 < \alpha < +\infty$$

$$-\infty < \beta < +\infty$$

Donde:

El parámetro  $\alpha$  se le conoce como parámetro de escala.

El parámetro  $\beta$  se le conoce como parámetro de posición.

#### FUNCIÓN DENSIDAD DE PROBABILIDAD.

Derivando la función de distribución acumulada, con respecto a  $x$ , se obtiene la función de densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

$$f(x) = \alpha * e^{[\pm\alpha(x-\beta) - e^{\pm\alpha(x-\beta)}]}$$

Para  $-\infty < x < +\infty$ ,

El signo (+) se aplica para valores mínimos y el signo (-) se aplica para valores máximos (distribución Gumbel o Tipo I).

Si se hace la transformación:

$$Y = \alpha(x - \beta)$$

Con lo cual, la función densidad reducida es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})}$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos.

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{Máximo}) \quad F(y) = 1 - e^{-e^y} \rightarrow (\text{Mínimo})$$

$$F(y)_{\min} = 1 - F(-y)_{\max}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por:  $F(x) = F(y)$  y la relación:

$$Y = \alpha(x - \beta) \quad \text{ó} \quad x = \beta + \frac{y}{\alpha}$$

### **MÉTODO DE GUMBEL (VALOR EXTREMO TIPO I)**

Según Paulet, 1974, El método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que estos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud - duración - frecuencias de lluvias (Hershfiel 1961).

Según Linsley 1971, aplicó al río Clear Water en Idaho Estados Unidos. Este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas

anuales en un punto de control de una vertiente o un Río.

La función de densidad reducida de Gumbel (Tipo I) tiene la forma de la ecuación anterior pero con signo negativo.

### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Para la estimación de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  de la Función Acumulada  $F(x)$  ecuación se utilizaron 2 métodos de estimación.

### MÉTODO DE MOMENTOS

Según Lowery y Nash, 1970 utilizando el método de momentos se obtienen las siguientes relaciones:

Media:

$$E(x) = \bar{x} = \beta + \frac{c}{\alpha}$$

Donde  $c$ , es la constante de Euler, cuyo valor es:

$$c = \lim_{n \rightarrow \infty} \left[ 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln(n) \right]$$

$$c = 0.5772156649$$

Por lo tanto

:

$$\bar{X} = \beta + \frac{0.57721}{\alpha}$$

Varianza:

$$E[(X - E(x))^2] = S^2 = \frac{\pi^2}{\alpha^2 * 6}$$

De donde se obtienen:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{X} - \frac{0.57721}{\alpha}$$

Reemplazando en las ecuaciones anteriores se tiene lo siguiente:

$$\beta = \bar{X} - 0.45 * S \implies \text{Máximo}$$

$$\beta = \bar{X} - 0.45 * S \implies \text{Mínimo}$$

Para muestras muy grandes, o bien como:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Para muestras relativamente pequeñas, los valores de  $\mu_y$  y  $\sigma_y$  se muestran en la tabla siguiente tabla

Por otro lado, conocemos que la ecuación de GUMBEL se expresa como:

$$X = \beta + \frac{y}{\alpha}$$

De las ecuaciones se puede escribir la ecuación como:

$$X = \bar{X} - \frac{\mu_y}{\alpha} + \frac{y * S}{\sigma_y}$$

$$X = \bar{X} - \frac{\mu_y * S}{\sigma_y} + \frac{y * S}{\sigma_y}$$

$$X = \bar{X} + \frac{S}{\sigma_y} (-\mu_y + y)$$

Se sabe que la función de distribución Acumulada ecuación es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

Por otro lado se tiene:

$$F(y) = 1 - \frac{1}{T}$$

Entonces se tiene que.

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-y}} = F(y)$$

Tomando dos veces Ln a la ecuación a ambos miembros se obtiene lo siguiente:

$$y = -Ln \left( -Ln \left( \frac{T-1}{T} \right) \right)$$

Reemplazando el valor de y en la ecuación se obtiene:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{\sigma_y} \left( -\mu_y - \text{Ln} \left( -\text{Ln} \left( \frac{T-1}{T} \right) \right) \right)$$

$$X = \bar{X} + S \left( \underbrace{-\frac{1}{\sigma_y} \left( \mu_y + \text{LnLn} \left( \frac{T}{T-1} \right) \right)}_K \right)$$

Si consideramos que para valores grandes de N, la expresión  $\frac{1}{\sigma_y}$  tiende a  $\frac{\sqrt{6}}{\pi}$

y que  $\mu_y$  tiende a  $c = 0.5772$  entonces hemos comprobado que la ecuación general para expresar un valor de una serie hidrológica es:

$$X = \bar{X} + K * S$$

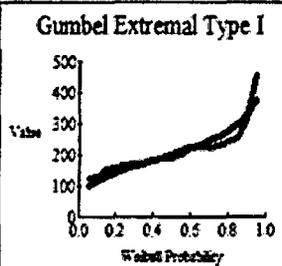
### DISTRIBUCION GUMBEL TIPO EXTREMO I

**DISTRIB 2.13 - Distrib**

File Edit Statistics Calculators Help

Select Distribution	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.	
<input type="radio"/> Normal	1	0.05	121.10	98.23	21.0451
<input type="radio"/> 2 Parameter Log Normal	2	0.10	129.10	116.19	18.2470
<input type="radio"/> 3 Parameter Log Normal	3	0.15	148.20	129.41	16.5444
<input type="radio"/> Pearson Type III	4	0.20	155.60	140.63	15.4227
<input type="radio"/> Log Pearson Type III	5	0.25	161.50	150.82	14.7239
<input checked="" type="radio"/> Gumbel Type I Extremal	6	0.30	166.50	160.44	14.3848
	7	0.35	169.20	169.79	14.3759
	8	0.40	183.00	179.07	14.6805
	9	0.45	185.70	188.46	15.2872
	10	0.50	188.50	198.12	16.1887
	11	0.55	199.60	208.21	17.3847
	12	0.60	223.30	218.95	18.8864
	13	0.65	223.80	230.58	20.7219
	14	0.70	224.20	243.46	22.9467

Gumbel Extremal Type I	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.	
	1	0.995	200.0	534.50	85.8888
	2	0.990	100.0	487.03	75.1726
	3	0.980	50.0	439.38	64.4762
	4	0.960	25.0	391.38	53.7956
	5	0.900	10.0	326.67	39.6863
	6	0.800	5.0	275.46	29.0437
	7	0.667	3.0	234.79	21.4308
	8	0.500	2.0	198.12	16.1887
	9				

<b>Print</b>	Use <b>CTRL-INSERT</b> to copy highlighted data from spreadsheet. <b>SHIFT-INSERT</b> to paste data into spreadsheet
<b>Help</b>	
Mean 208.7105  2nd M 5.785e+03  Skew 1.764e+00	

Enter Data, Paste from Spreadsheet, or Open Data File - Click Prediction Column to Calculate

## DISTRIBUCIÓN LOG - NORMAL DE II PARÁMETROS

Si la variable aleatoria  $Y = \log X$  está normalmente distribuida, entonces se dice que  $X$  está distribuida en forma log - normal. Esta función fue estudiada por primera vez por Galtón en el año de 1875, por eso es que se le llama también función de Galtón.

Por el teorema del límite central, tenemos que si  $X$  es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable  $y = \ln x$ , también con distribución normal con media  $\mu_y$  y varianza  $\sigma_y^2$ , se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de  $x$ .

## FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

La función densidad de distribución normal para  $Y$  es:

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

Para  $-\infty < y < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de  $f(y)$  con  $f(x)$ , se tiene:

$$f(x) = f(y) \frac{d_y}{d_x}$$

$$\text{Como } Y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = \frac{1}{x}, X > 0$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} x \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2}$$

Para  $X > 0$

$f(y)$  = Es la función de densidad de la distribución normal para  $y$  con media  $\mu_y$  y varianza  $\sigma_y^2$ .

$f(x)$  = Es la función de densidad de la distribución Log - Normal para  $X$  con

parámetro  $\mu_y$  y  $\sigma_y^2$ .

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como  $f(x) = f(y)/x$ ; pero  $f(y)$  es una distribución normal tenemos:  $f(x)=f(z)/x\sigma_y$ .

### FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{y=-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad  $F(y)$  se obtienen usando la fórmula de Abramowitz y Stegún si la variable estandarizada se define como:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

Para la estimación de los parámetros  $\mu_y$  y  $\sigma_y$  de la función de Distribución Acumulada  $F(x)$  se estimaron por 2 Métodos de estimación:

### MÉTODO DE MOMENTOS

Utilizando el método de momentos de las relaciones entre la media y la varianza

de la variable x y los parámetros  $\mu_y$  y  $\delta_y^2$ , pueden ser estimados por  $\bar{y}$  y  $Sy^2$  mediante la transformación  $y_i = \ln X_i$ . Se sabe que  $y = \ln x$  tiene distribución normal, mientras que x tiene distribución Log-Normal.

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

$$S_y^2 = \frac{\left( \sum_{i=1}^n y_i^2 - n\bar{y}^2 \right)}{n-1}$$

Los valores de  $\bar{y}$  y  $S_y^2$  se estiman a partir de  $n$  observaciones  $X_i$ ,  $i=1,2,3,4,\dots,n$

Según Chow (1954), se presentó la siguiente relación para calcular  $\bar{y}$  y  $S_y^2$  sin que sea necesario transformar los datos previamente en sus logaritmos.

$$\bar{y} = \frac{1}{2} \text{Ln} \left( \frac{\bar{x}^2}{Cv^2 + 1} \right)$$

$$S_y^2 = \text{Ln}(Cv^2 + 1)$$

Donde  $Cv$  es el coeficiente de variación de los datos originales  $C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$

Existen las siguientes relaciones para obtener la Media y Varianza de la distribución Log Normal.

$$\mu_x = E(x) = e^{\left( \mu_y + \frac{1}{2}\sigma_y^2 \right)}$$

$$\text{Var}(x) = \mu_x^2 \left( e^{\sigma_y^2} - 1 \right)$$

$$Cv = \left[ e^{\sigma_y^2} - 1 \right]^{1/2}$$

Coficiente de Asimetría:  $g = 3Cv + Cv^3$

Para valores prácticos de  $\sigma_y^2$ ;  $0.1 < \sigma_y^2 < 0.6$ , la relación es casi lineal y puede ser aproximada por:

$$g = 0.52 + 4.85 \sigma_y^2$$

Que es correcta dentro del 2%, en el rango mencionado.

## DISTRIBUCION LOG NORMAL 2 PARAMETROS

**DISTRIB 2.13 - Distribution Analysis**

File Edit Statistics Calculators Help

**Select Distribution**

Normal

**2 Parameter Log Normal**

3 Parameter Log Normal

Pearson Type III

Log Pearson Type III

Gumbel Type I Extremal

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.
1	0.05	121.10	109.69	20.4969
2	0.10	129.10	124.71	18.1518
3	0.15	148.20	135.99	16.6899
4	0.20	155.60	145.68	15.7038
5	0.25	161.50	154.55	15.0642
6	0.30	166.50	162.97	14.7198
7	0.35	169.20	171.17	14.6485
8	0.40	183.00	179.34	14.8404
9	0.45	185.70	187.60	15.2916
10	0.50	188.50	196.09	16.0017
11	0.55	199.60	204.97	16.9769
12	0.60	223.30	214.42	18.2334
13	0.65	223.80	224.64	19.7995
14	0.70	224.20	235.96	21.7262

Print

Help

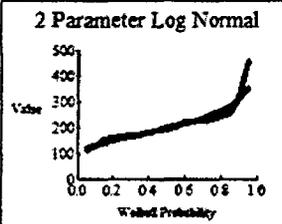
Use CTRL-INSERT to copy highlighted data from spreadsheet. SHIFT-INSERT to paste data into spreadsheet.

**Mean**  
208.7105

**2nd M**  
5.785e03

**Skew**  
1.764e+08

**2 Parameter Log Normal**



	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.
1	0.995	200.0	487.05	77.8832
2	0.990	100.0	445.98	68.1987
3	0.980	50.0	405.05	58.6140
4	0.960	25.0	363.93	49.0925
5	0.900	10.0	308.35	36.5394
6	0.800	5.0	263.95	27.0878
7	0.667	3.0	228.35	20.4107
8	0.500	2.0	196.09	16.0017
9				

Click to Fit Data to Log Normal Distribution

### DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE III PARÁMETROS

Es una función de distribución análoga a la anterior con la única diferencia que el límite inferior no es cero, fue introducida por primera vez por R. Gibrart el cual la llamó la ley de efectos proporcionales.

Difiere de la distribución Log Normal de II parámetros por la introducción de un límite inferior  $X_0$ , tal que:  $y = \ln(x-x_0)$ .

### FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Para  $x > x_0$

Donde:

$x_0$  = Parámetro de posición

$\mu_y$  = Parámetro de escala o media

$\sigma_y^2$  = Parámetro de forma o varianza

Haciendo la transformación  $y = \ln(x-x_0)$ ; la función de densidad reducida es:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2}$$

$$\text{si } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} z^2}$$

Función de distribución acumulada

La función de distribución acumulada del Método Log - Normal de III Parámetros es:

$$F(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{x_0}^x e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx$$

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy$$

$$\text{Como } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2} dz$$

Las funciones:  $F(x)$  y  $F(y)$  son iguales.

La función  $F(z)$  es una distribución normal estándar, la que puede ser usada para evaluar la distribución Log Normal.

Para la estimación de los parámetros de  $X_0$ ,  $\mu_y$  y  $\delta_y$  de la Función de Distribución Acumulada  $F(x)$  se tienen 2 Métodos de estimación:

### MÉTODO DE MOMENTOS

Los momentos de  $X$  pueden obtenerse de los correspondientes momentos de la

distribución Log Normal de II parámetros, debido a que las variables difieren solo en el parámetro de posición  $X_0$ , ya que  $y = \ln(x-x_0)$ .

$$X = X_0 + H$$

Donde:

$X$  = variable aleatoria con distribución Log Normal de III parámetros

$H$  = Variable aleatoria con distribución Log Normal de II parámetros

$X_0$  = Parámetro de posición

$$\mu_x = x_0 + E(H) = x_0 + \mu_H$$

$$\sigma_x^2 = \sigma_H^2$$

$$\text{Media: } \mu_x = x_0 + e^{\left(\mu_y + \frac{1}{2}\sigma_y^2\right)}$$

$$\text{Varianza: } \sigma_x^2 = \left(e^{\sigma_y^2} - 1\right) * e^{(2\mu_y + \sigma_y^2)}$$

El coeficiente de asimetría ( $g$ ) está dado por:

$$g = \left(e^{\sigma_y^2} - 1\right)^{3/2} \left(e^{\sigma_y^2} + 2\right)$$

Y de forma aproximada puede ser:

$$g = 0.52 + 4.85\sigma_y^2$$

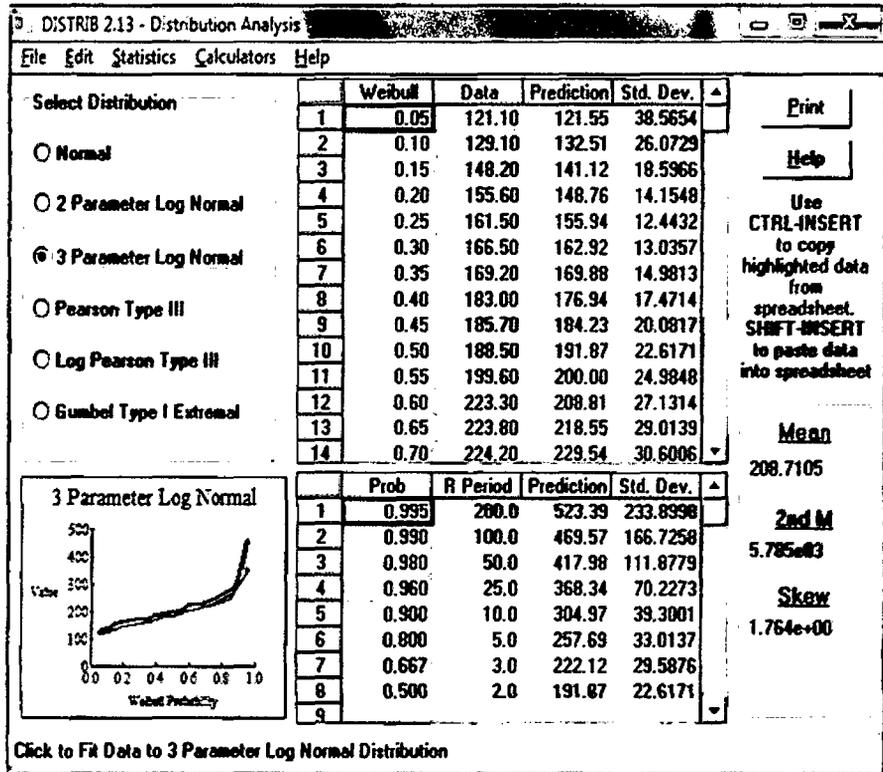
Luego de las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes resultados:

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{g - 0.52}{4.85}}$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \left[ \ln \left( \frac{\sigma_x^2}{e^{\sigma_y^2} - 1} \right) - \sigma_y^2 \right]$$

$$X_0 = \mu_x - e^{\mu_y + \sigma_y^2/2}$$

### DISTRIBUCION LOG NORMAL 3 PARAMETER



### DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

Según Chow, 1995, si log X sigue una distribución Pearson Tipo III, entonces se dice que X sigue una distribución log - Pearson tipo III. Esta es la distribución estándar para análisis de frecuencias de crecientes máximas anuales en los Estados Unidos (Benson, 1968).

La localización del límite  $X_0$  en la distribución Log - Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría positiva, entonces  $\text{Log } x \geq X_0$  y  $X_0$  es un límite inferior.

Si la información tiene asimetría negativa,  $\text{Log } x \leq X_0$  y  $X_0$  es un límite superior.

Según Bobee, 1975. La transformación Log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa

utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución Log - Pearson Tipo III impondría un límite superior artificial a la información.

Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución Log - Pearson Tipo III puede asumir muchas formas diferentes, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Localización de la moda para la distribución Log - Pearson Tipo III como una función de sus parámetros.

Parámetro de Forma $\beta$	$\alpha < -\ln 10$	$-\ln 10 < \alpha < 0$	$\alpha > 0$
$0 < \beta < 1$	Sin moda, forma en J	Moda mínima forma en U	Sin moda, forma en J invertida
$\beta > 1$	Unimodal	Sin moda forma en J invertida	Unimodal

**FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD.**

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica,  $Z = \log x$ , mayormente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media  $X$ , la desviación estándar  $S_x$  y el coeficiente de asimetría  $C_s$  para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para  $X$  y  $Z$  se da a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left( \frac{\log x - x}{\alpha} \right)^{\beta_1 - 1} * e^{-(\log x - x)/\alpha}$$

Si se hace una transformación:  $Z = \log(x)$  La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(z - z_0)^{\beta-1}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} * e^{-(z-z_0)/\alpha}$$

Donde:

$Z$  = Variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

$X$  = Variable aleatoria con distribución Log - Pearson Tipo III

$Z_0$  = Parámetro de Posición

$\alpha$  = Parámetro de escala

$\beta$  = Parámetro de forma

En el caso de la distribución Log - Pearson Tipo III:  $X = 10z$ , la variable reducida es:

$$Y = \frac{Z - Z_0}{\alpha}$$

Por lo que la ecuación queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} * y^{\beta-1} * e^{-y}$$

### **FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA**

La función de distribución acumulada de la distribución Log Pearson Tipo III es:

$$F(z) = \int_{z_0}^z \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \left( \frac{z - z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(z-z_0)}{\alpha}} dz$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} * e^{-y} dy$$

La ecuación anterior es una distribución Ji cuadrada con  $2\beta$  grados de libertad y  $X^2 = 2y$

$$F(y) = F(x^2 / \nu) = F_{x^2}(2y / 2\beta)$$

Para la estimación de los parámetros  $Z_0$ ,  $\alpha$  y  $\beta$  de la función acumulada se usaron 2 métodos de estimación.

### MÉTODO DE MOMENTOS

El procedimiento recomendado para el método de momentos es convertir la serie de datos a sus logaritmos y luego calcular los siguientes parámetros:

Media:

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum \log x}{n}$$

Desviación Estándar:

$$\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

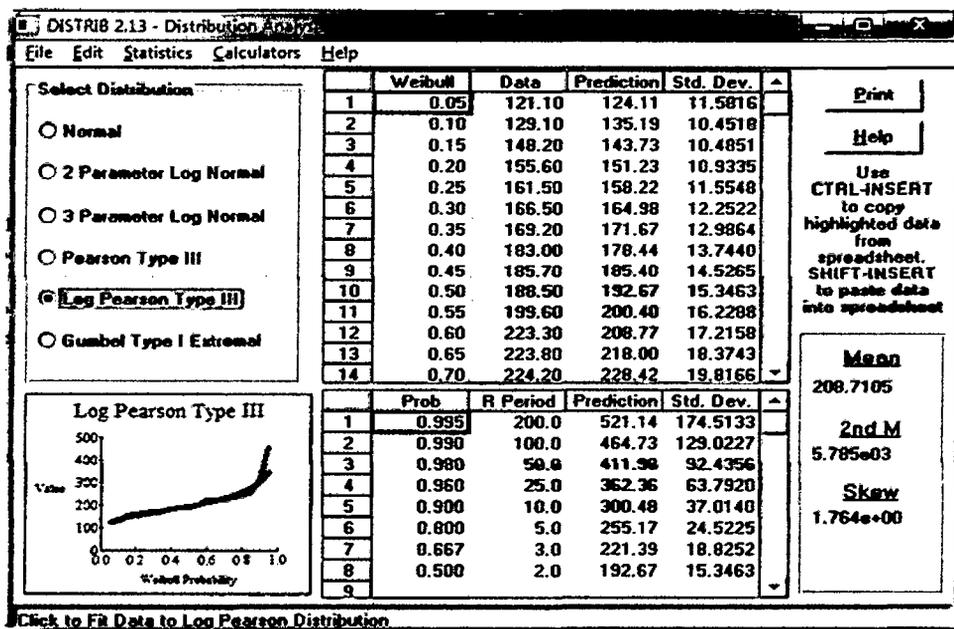
Coficiente de Asimétrica:

$$g = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{\log x})^3}$$

El valor de X; para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Log}x = \overline{\log x} + K \sigma_{\log x}$$

### DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III



### DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III

Según Chow, la distribución Pearson Tipo III se aplicó por primera vez en la

Hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos crecientes máximos anuales. Cuando la información es muy asimétrica positivamente, se utiliza una transformación Log para reducir la asimetría.

La distribución Pearson Tipo III, También llamada la distribución gamma de tres parámetros, introduce un tercer parámetro, el límite inferior o parámetro de posición  $\epsilon$ , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros  $\lambda$ ,  $\beta$ ,  $\epsilon$  de la distribución de probabilidad.

Función de densidad de probabilidad Pearson Tipo III

$$f(x) = (\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\epsilon)}) / \Gamma(\beta) \text{ para } x \geq \epsilon$$

El sistema de distribuciones Pearson incluye siete tipos; todos son soluciones para  $f(x)$  en una ecuación de la forma:

$$d(f(x)/dx) = (f(x) * (x - d)) / (C_0 + C_1 * x + C_2 * x^2)$$

Donde  $d$  es la moda de la distribución (el valor de  $x$  para la cual  $f(x)$  es un máximo) y  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes que deben determinarse. Cuando  $C_2 = 0$  es la solución de la ecuación anterior, es una distribución Pearson tipo III, con una función de densidad de probabilidad según la ecuación anterior Para  $C_1 = C_2 = 0$ , la solución de la ecuación anterior es una distribución normal.

Según Markovick, 1965, mostró que no hay diferencia entre el ajuste de una distribución Gamma y una Log Normal, esta función de distribución es muy popular debido a que cuando el coeficiente de asimetría se iguala a cero se obtiene la distribución Normal.

### FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

Se dice que una variable aleatoria  $X$  tiene una distribución Tipo III si su función densidad de probabilidades con origen en la moda, está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} * e^{-\left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)}$$

Donde  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  y  $\delta_1$ , son los parámetros de la función  $\Gamma(\beta_1)$  es la función Gamma.

En la tabla de función gamma se halla las propiedades básicas y la tabla de valores de la función Gamma.

Para:  $\delta_1 \leq x < \infty$

Donde:

$\delta_1$  = Parámetro de Posición

$\alpha_1$  = Parámetro de escala

$\beta_1$  = Parámetro de forma

La variable reducida.

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$$

Por lo que

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} y^{\beta_1 - 1} * e^{-y}$$

### FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA.

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)} * \left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} dx$$

Combinando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

La ecuación anterior es una función de distribución Ji cuadrada con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $X^2=2y$

$$F(y) = F(x^2 / \nu) = F_{x^2}(2y / 2\beta_1)$$

En las tablas de estadística se encuentra la función de distribución  $X^2$

Según Aparicio 1996, manifiesta que la manera de usar la función de distribución Pearson Tipo III es estrictamente válida cuando  $\beta_1=n/2$ , donde n es un entero positivo cualquiera si, como es común,  $2\beta_1$  es no entero, puede tomarse como el entero más próximo o bien interpolar en la tabla N° A.2 del apéndice A. Cuando  $\beta_1 < 0.3$ , será necesario acudir a tablas de la función de distribución Gamma de un Parámetro. Para la estimación de parámetros de la Función Acumulada F(x) se tiene 2 Métodos de Estimación.

### MÉTODO DE MOMENTOS

Los parámetros de  $\alpha_1, \beta_1$  y  $d_1$  de la Función Acumulada F(x) se evalúan a partir de n datos medidos mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{X} = \alpha_1 * \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^{2*} \beta_1$$

$$g = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde  $\bar{X}$  es la media de los datos  $S^2$  su varianza y g su coeficiente de sesgo ó coeficiente de Asimetría, que se define como:

$$Cs = g = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 * n}{(n-1)(n-2)S^3}$$

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III

**DISTRIB 2.13 - Distribution Analysis**

File Edit Statistics Calculators Help

Select Distribution

- Normal
- 2 Parameter Log Normal
- 3 Parameter Log Normal
- Pearson Type III
- Log Pearson Type III
- Gumbel Type I Extremal

	Weibull	Data	Prediction	Std. Dev.
1	0.05	121.10	158.19	48.4365
2	0.10	129.10	158.27	47.5793
3	0.15	148.20	158.81	39.9585
4	0.20	155.60	159.95	31.0537
5	0.25	161.50	161.68	22.1782
6	0.30	166.50	163.97	14.1387
7	0.35	169.20	166.83	8.9714
8	0.40	183.00	170.30	10.8222
9	0.45	185.70	174.44	17.0460
10	0.50	188.50	179.34	24.0903
11	0.55	199.60	185.14	31.0658
12	0.60	223.30	192.03	37.7021
13	0.65	223.80	200.31	43.8298
14	0.70	224.20	210.40	49.2791

Print Help

Use CTRL-INSERT to copy highlighted data from spreadsheet. SHIFT-INSERT to paste data into spreadsheet

Mean: 208.7105  
2nd M: 5.785e03  
Skew: 1.764e+00

Pearson Type III

	Prob	R Period	Prediction	Std. Dev.
1	0.995	200.0	587.79	278.6941
2	0.990	100.0	513.48	197.6851
3	0.980	50.0	442.66	130.9661
4	0.960	25.0	375.74	83.6942
5	0.900	10.0	294.26	60.5633
6	0.800	5.0	239.18	57.2086
7	0.667	3.0	203.51	45.7682
8	0.500	2.0	179.34	24.0903

Click to Fit Data to Pearson Distribution

TABLA N° 4.3

PRUEBA DE AJUSTE - METODO DEL ERROR CUADRATICO MINIMO

n	WEIBUL	T	P(mm.)	NORMAL			LOG NORMAL II		PEARSON TIPO III		LOG PEARSON III		GUMBEL	
	L	AÑOS	Po	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	
1	0.05	19.00	121.10	83.570	1408.50	109.69	130.1881	158.19	1375.668	124.11	9.0601	98.230	523.0369	
2	0.10	9.50	129.10	111.220	319.69	124.71	19.2721	158.27	850.8889	135.19	37.0881	116.190	166.6681	
3	0.15	6.33	148.20	129.880	335.62	135.99	149.0841	158.81	112.5721	143.73	19.9809	129.410	353.0641	
4	0.20	4.75	155.60	144.710	118.59	145.68	98.4064	159.95	18.9225	151.23	19.0969	140.630	224.1009	
5	0.25	3.80	161.50	157.430	16.56	154.55	48.3025	161.68	0.0324	158.22	10.7584	150.820	114.0624	
6	0.30	3.17	166.50	168.850	5.52	162.97	12.4609	163.97	6.4009	164.98	2.3104	160.440	36.7236	
7	0.35	2.71	169.20	179.440	104.86	171.17	3.8809	166.83	5.6169	171.67	6.1009	169.790	0.3481	
8	0.40	2.38	183.00	189.470	41.86	179.34	13.3956	170.30	161.29	178.44	20.7936	179.070	15.4449	
9	0.45	2.11	185.70	199.170	181.44	187.60	3.61	174.44	126.7876	185.40	0.09	188.460	7.6176	
10	0.50	1.90	188.50	208.710	408.44	196.09	57.6081	179.34	83.9056	192.67	17.3889	198.120	92.5444	
11	0.55	1.73	199.60	218.250	347.82	204.97	28.8369	185.14	209.0916	200.40	0.64	208.210	74.1321	
12	0.60	1.58	223.30	227.950	21.62	214.42	78.8544	192.03	977.8129	208.77	211.1209	218.950	18.9225	
13	0.65	1.46	223.80	237.990	201.36	224.64	0.7056	200.31	551.7801	218.00	33.64	230.580	45.9684	
14	0.70	1.36	224.20	248.570	593.90	235.96	138.2976	210.40	190.44	228.42	17.8084	243.460	370.9476	
15	0.75	1.27	226.10	259.990	1148.53	248.81	515.7441	222.97	9.7969	240.53	208.2249	258.130	1025.921	
16	0.80	1.19	238.70	272.710	1156.68	263.95	637.5625	239.18	0.2304	255.17	271.2609	275.460	1351.298	
17	0.85	1.12	249.70	287.540	1431.87	282.76	1092.964	261.24	133.1716	273.93	587.0929	297.100	2246.76	
18	0.90	1.06	314.90	306.200	75.69	308.35	42.9025	294.26	426.0096	300.48	207.9364	326.670	138.5329	
19	0.95	1.00	456.80	333.850	15116.70	350.58	11282.69	355.11	10340.86	346.96	12064.83	375.800	6561	
SUMA					23035.27		14354.76		15581.27		13745.22		13367.09	
C					151.773743		119.811370		124.824974		117.240003		115.616145	

### SELECCIÓN DEL MÉTODO ESTADÍSTICO APROPIADO

En el cuadro siguiente se resume los resultados de las pruebas efectuadas anteriormente

En este cuadro se han calificado las funciones según el orden de preferencias indicado por cada prueba de ajuste, dando 1 a la "mejor" y 5 a la "peor". De estos resultados se concluye que la función que mejor se ajusta a los datos es la GUMBEL TIPO EXTREMO I.

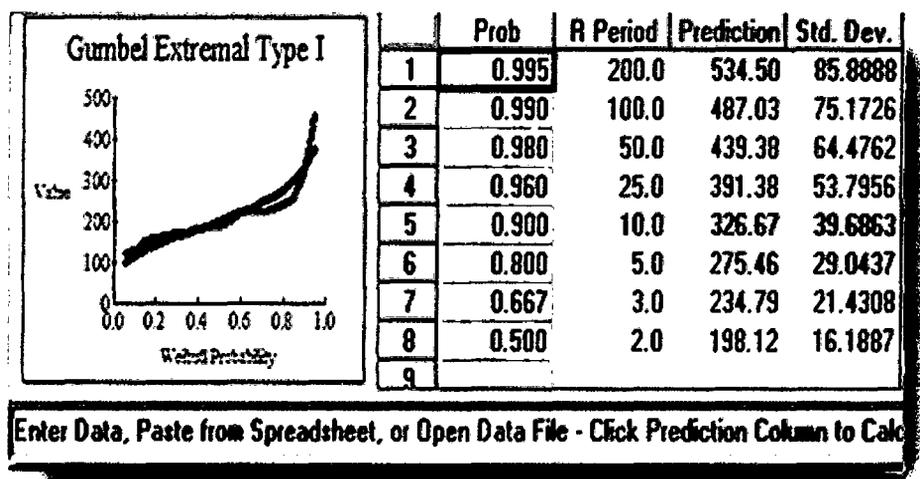
TABLA N° 4.4  
SELECCIÓN DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION

<b>METODO ESTADISTICO</b>	<b>ERROR CUADRATICO MINIMO</b>
Normal	5
Log Normal II Parametros	3
Pearson Tipo III	4
Log Pearson III	2
Gumbel	1

En conclusión después de realizar todas las pruebas de análisis estadístico la distribución que mejor se adecua es el método de GUMBEL TIPO EXTREMO I porque tiene menor error.

A continuación se hallaron las precipitaciones correspondientes a los periodos de retorno de: 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años para la estación CO-Huancavelica, utilizando la función de distribución seleccionada (GUMBEL TIPO EXTREMO I).

TABLA N° 4.5  
 PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS: Usando la Función GUMBEL TIPO  
 EXTREMO I PARA LOS TR DE 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 Y 200 AÑOS



**PRECIPITACIÓN E INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES  
 MENORES A 24 HORAS**

En base a los valores obtenidos de precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno se procedió a calcular la precipitación y la intensidad de diseño correspondiente para duraciones menores a 24 horas usando el método de Dick y Peshcke.

Con los valores obtenidos de intensidad para diferentes tiempos de duración y periodos de retorno se procedió al cálculo de la Curva IDF mediante regresión lineal múltiple, partiendo de la siguiente fórmula:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Donde:

- I: Intensidad máxima (mm/min)
- K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio (K=62.22, m=0.193 y n=0.527)
- T: Periodo de retorno en años
- t: Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

A continuación se presenta un cuadro, donde a través del método de la distribución de GUMBEL TIPO EXTREMO I, se obtuvieron las precipitaciones máximas.

TABLA N° 4.6  
PRECIPITACIONES MAXIMAS: ESTACION CO-HUANCAVELICA

Periodo de Retorno (T Años)	P. Max en 24 horas	Duracion en Minutos (t)					
		5	10	15	20	30	60
200	534.50	36.8	55.1	67.4	76.9	91.5	120.1
100	487.03	33.5	50.2	61.4	70.0	83.3	109.4
50	439.38	30.3	45.3	55.4	63.2	75.1	98.7
25	391.38	27.0	40.4	49.4	56.3	67.0	88.0
10	326.67	22.6	33.9	41.4	47.2	56.2	73.8
5	275.46	19.3	29.0	35.4	40.4	48.1	63.1
3	234.79	16.9	25.3	31.0	35.3	42.0	55.2
2	198.12	15.0	22.5	27.5	31.3	37.3	49.0

Precipitacion caída en 60 min. 73.33  
con un T = 10años

TABLA N° 4.7  
INTENCIDADES MAXIMAS: ESTACION CO-HUANCAVELICA

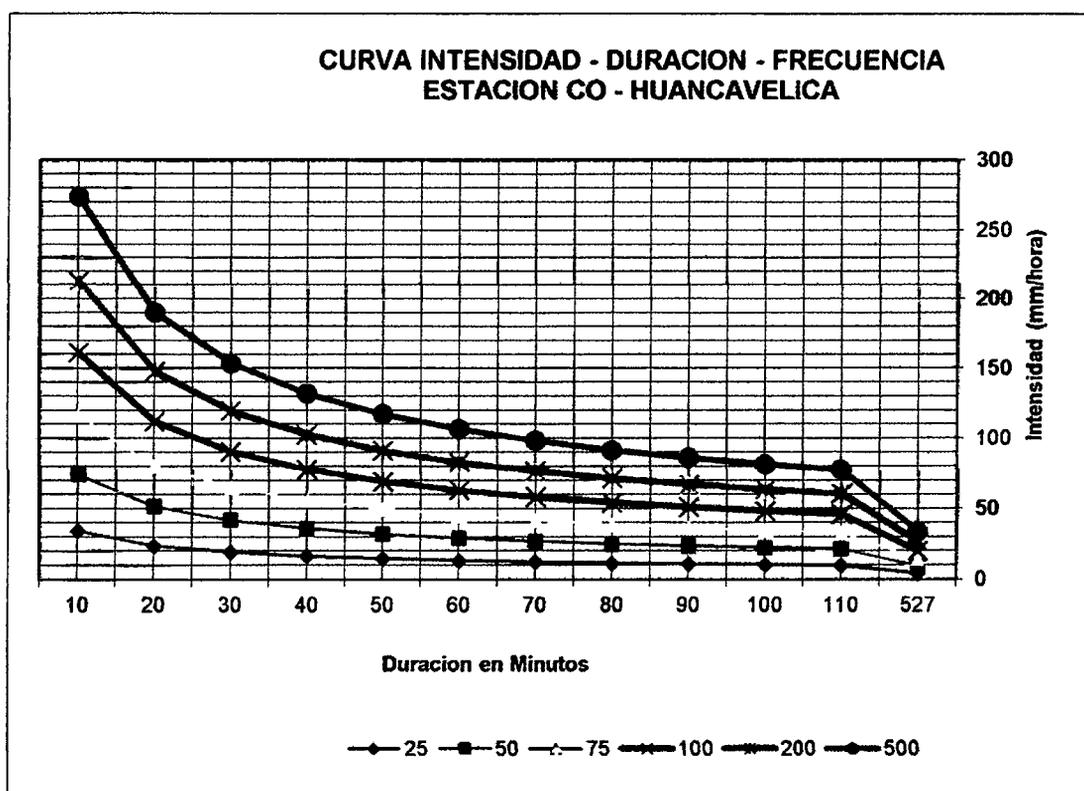
Periodo de Retorno (T Años)	P. Max en 24 horas	Duracion en Minutos (t)					
		5	10	15	20	30	60
200	534.50	74.1	51.4	41.5	35.7	28.8	20.0
100	487.03	64.8	45.0	36.3	31.2	25.2	17.5
50	439.38	56.7	39.3	31.8	27.3	22.0	15.3
25	391.38	49.6	34.4	27.8	23.9	19.3	13.4
10	326.67	41.6	28.8	23.3	20.0	16.2	11.2
5	275.46	36.3	25.2	20.4	17.5	14.1	9.8
3	234.79	32.9	22.9	18.5	15.9	12.8	8.9
2	198.12	30.5	21.1	17.1	14.7	11.8	8.2

TABLA N° 4.8  
 INTENCIDADES MAXIMAS: ESTACION CO-HUANCAVELICA

Duracion (t) en minutos	Periodo de Retorno (T) en años						K = 62.22 m = 0.193 n = 0.527 $I = \frac{K * T^m}{t^n}$
	25	50	75	100	200	500	
10	34.41	39.34	42.54	44.97	51.41	61.35	T.C.
20	23.88	27.30	29.52	31.21	35.68	42.58	
30	19.29	22.05	23.84	25.21	28.81	34.39	
40	16.57	18.95	20.49	21.66	24.76	29.55	
50	14.74	16.85	18.22	19.26	22.01	26.27	
60	13.39	15.30	16.55	17.49	20.00	23.86	
70	12.34	14.11	15.26	16.13	18.44	22.00	
80	11.50	13.15	14.22	15.03	17.18	20.51	
90	10.81	12.36	13.36	14.13	16.15	19.27	
100	10.23	11.69	12.64	13.36	15.28	18.23	
110	9.73	11.12	12.02	12.71	14.53	17.34	
526.74	4.26	4.87	5.27	5.57	6.36	7.60	

Finalmente con estos datos de intensidades se puede obtener las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), que a continuación se muestran en la siguiente figura:

CUADRO N° 4.1  
 CURVA INTENSIDAD – DURACION – FRECUENCIA (IDF)



## ANÁLISIS DE LA CUENCA

A continuación se presenta un resumen de los parámetros Geomorfológicos e Hidrológicos de la Cuenca del río Ichu hasta el punto de inicio del Modelamiento Hidráulico.

TABLA N° 4.9

### PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS: CUENCA DEL RÍO ICHU

PARAMETROS	CUENCA DEL RÍO LIRCAY
Área (Km <sup>2</sup> )	570.20
Perímetro (Km)	141.55
Altitud Mínima (msnm)	3,612.00
Altura Máxima (msnm)	5,020.00
Altitud media (msnm)	4,316.00
Longitud mayor del río (m)	49,680.00
Pendiente curso principal (m/m)	0.0283
Ancho Promedio (Km)	11.48
Coefficiente de Compacidad	1.66
Factor de Forma	0.23
Coefficiente de escorrentía	0.25
Tiempo de Concentración (T <sub>c</sub> ) en min.	526.74
Orden de corrientes (°)	5

Debido a que la intensidad de la lluvia disminuye con la duración de la tormenta, el tiempo crítico de duración será el tiempo de concentración. Para calcular el tiempo de concentración crítico se utilizaron las fórmulas de Kirpich, Hathaway, Bransby-Williams y la del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Se utilizó la media geométrica de los valores hallados con las formulas anteriores para hallar el tiempo de concentración.

**TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC).-**

Es el tiempo que empleado por una gota de agua que en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para llegar a la salida de esta.

La obtención de los tiempos de concentración para la cuenca del río Lircay, por los diferentes métodos se tiene en la tabla siguiente:

TABLA N° 4.10  
CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO LIRCAY

AREA (Km <sup>2</sup> )	LONGITUD (Km.)	PENDIENTE (m/m)
570.20	49.68	0.0283

Tc	Formula de Kirpich $T_c = 0.000325 \left( \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$	Formula de Temes $T_c = 0.30 \left( \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \right)$	Formula de Bransby W. $T_c = 0.2433 \left( \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}} \right)$	Formula California $T_c = 0.066 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$	Tiempo de Concentracion Promedio
En Hr	5.294	11.488	13.069	5.265	8.779
En Min.	317.62	689.30	784.13	315.92	526.74

## **CAPITULO V**

### **RESULTADOS**

#### **5.1 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

##### **5.1.1 CALCULO DE CAUDALES MÁXIMOS**

Como no se cuenta con datos de caudales, las descargas máximas de las quebradas y ríos, se han estimado sobre la base de las precipitaciones y las características de la cuenca, tomando en cuenta el Método del SCS, Método de Mac Math, Método Racional y el Método del Hidrograma Triangular.

##### **MÉTODO RACIONAL**

El caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde: Caudal máximo, en m<sup>3</sup>/s

C: Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la Pendiente y el tipo de suelo, es un valor adimensional.

I: Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de Concentración, y para un período de retorno dado, en mm/Hr.

A: Área de la cuenca, en Has.

TABLA N° 5.1  
COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PARA EL METODO RACIONAL

Tipo de vegetación	Pendiente (%)	Textura		
		Franco arenosa	Franco arcillo limosa franco limosa	Arcillosa
Forestal	0 - 5	0.10	0.30	0.40
	5 - 10	0.25	0.35	0.50
	10 - 30	0.30	0.50	0.60
Praderas	0 - 5	0.10	0.30	0.40
	5 - 10	0.15	0.35	0.55
	10 - 30	0.20	0.40	0.60
Terrenos cultivados	0 - 5	0.30	0.50	0.60
	5 - 10	0.40	0.60	0.70
	10 - 30	0.50	0.70	0.80

### MÉTODO DE MAC MATH

La formula de Mac Math, para el cálculo de caudales máximos es la siguiente:

$$Q = 0.009 \cdot C \cdot I \cdot A^{4/5} \cdot S^{1/5}$$

Dónde:

Q: Caudal máximo, en m<sup>3</sup>/s

C: Factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca. (C = C1+C2+C3)

I: Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado, en mm/Hr.

A: Área de la cuenca, en Has.

S: Pendiente promedio del cauce principal en o/oo (Tanto por mil).

TABLA N° 5.2  
COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PARA EL METODO MAC MATH

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligera	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

### MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA

El presente método, plantea para el cálculo del caudal máximo, la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{[N(P + 5.08) - 508]P}{N[N(P - 20.32) + 2032]}$$

Donde:

Q = Escorrentía total acumulada, en cm.

P = Precipitación de la tormenta, en cm.

N = Numero de Curva.

Donde:

P (Precipitación máxima para diferentes períodos de retorno y un período de duración de 6 Horas).

N (Numero de Curva) = 55

Ahora para determinar el máximo caudal según el escurrimiento máximo que se ha obtenido con el método del número de curva, aplicamos la siguiente relación:

$$Q_{max} = q * Q * A$$

Donde:

q = Caudal Unitario

Q = Escurrimiento máximo

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

TABLA N° 5.3  
RESUMEN DE LOS CAUDALES MAXIMOS OBTENIDOS

Tiempo de Retorno (Años)	Caudal (m3/Seg.)			Caudal de Diseño (m3/Seg.)
	Método Racional	Método SCS	Método Mac Math	
25	202.44	255.45	183.48	<b>213.79</b>
50	231.42	261.55	209.74	<b>234.24</b>
100	264.54	267.02	239.76	<b>257.11</b>
200	302.41	271.97	274.08	<b>282.82</b>

### 5.1.2 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING

Ven Te Chow ofrece una discusión amplia sobre los factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning, enumerando en primer lugar aquella correspondiente al material de la superficie y luego aquellas otras que se derivan de la presencia de vegetación, irregularidades y variaciones en el alineamiento del canal, los depósitos y las socavaciones, las obstrucciones en la sección, el tamaño y la forma del cauce, etc.

Cowan, en 1956 plantea para el cálculo del coeficiente  $n$ , la aplicación de 5 correcciones sobre el valor básico, el cual se da, de la siguiente manera:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

En el cual  $n_0$  es el valor básico correspondiente al material que compone el perímetro mojado en un canal recto, uniforme y liso;  $n_1$  la corrección por variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal,  $n_3$  es una corrección por obstrucciones,  $n_4$  es un valor por vegetación y las condiciones de flujo y  $m_5$  es una corrección por la cantidad de meandros (Ver valores en los anexos).

Según el procedimiento de Cowan, el coeficiente de Manning estimado es de 0.08 para la margen derecha, 0.045 para el cauce y 0.06 para la margen izquierda. Así mismo estos resultados se han comparado con los valores presentados por Ven Te Chow, que establece para las características del cauce un rango de valores para  $n$  que van de 0.050 a 0.080, por lo cual queda verificado el cálculo inicial de los coeficientes de rugosidad.

### 5.1.3 PROPIEDADES DEL AGUA

La temperatura media anual en la zona del proyecto, varía entre los 6.65 – 10.62 °C, con esta temperatura se tiene que la viscosidad del agua es la siguiente:

- Viscosidad Dinámica:  $\mu = 1.005 \times 10^{-3}$  N seg/m<sup>2</sup>
- Viscosidad Cinemática:  $\nu = 10.07 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/seg

21

#### **5.1.4 PLANO DE PLANTA Y SECCIONES TRANSVERSALES**

De los planos de levantamiento topográfico de la zona de estudio, se obtuvieron secciones transversales cada 50 metros desde el inicio (Puente EsSalud) hasta el final (Puente del Ejercito), en una faja de 40.00 mt, de ancho (Ver planos en el anexo).

Para la elaboración de los planos de topografía y secciones transversales se utilizó el software de ingeniería: Auto Cad Land 2008, con el cual se procesó los datos de la estación total, insertando los puntos y luego se modeló el terreno en forma digital, procediendo a elaborar las secciones transversales, para mayor detalle ver anexos.

#### **5.1.5 MODELAMIENTO HIDRÁULICO**

El Modelamiento hidráulico se realizó utilizando los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, así como las secciones hidráulicas medidas durante el levantamiento topográfico que cubrieron la longitud del cauce del río Lircay que comprende la ciudad de Huancavelica.

Para el ingreso de los datos de las secciones transversales en el HEC-RAS, se utilizó el software Auto Cad Land 2008, del cual se obtuvieron las secciones transversales del cauce del río Lircay.

Con el Software HEC-RAS se determinaron los niveles, tirantes, velocidades en todo el tramo del cauce del río Lircay y de esta manera observar en que zonas los niveles de agua sobrepasan los muros de contención existentes a lo largo del río Lircay.

La ejecución del cálculo hidráulico comprendió los siguientes pasos:

- Modelamiento de la topografía del río y sus características hidráulicas (Secciones transversales, alineamientos, rugosidad del cauce, asignación de caudales de diseño).
- Corrida del programa e impresión de resultados.

### 5.1.6 CALCULO DE VELOCIDADES MÁXIMAS

Los cálculos indican que las velocidades medias en el cauce están comprendidas entre 2.85 y 6.71 m/seg., las velocidades puntuales en las zonas más profundas pueden llegar hasta 7.82 m/seg., estas velocidades son erosivas para el material que forma el fondo del cauce.

### 5.1.7 CÁLCULOS DE NIVELES MÁXIMOS

En las tablas N° 5.4, se muestran las características hidráulicas encontradas en las secciones del cauce del río Lircay para Tr = 25, Tr = 50, Tr = 100 y Tr = 200 años respectivamente, en la figura N° 5.1, se muestran los perfiles de flujo.

TABLA N° 5.4

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL FLUJO EN LAS SECCIONES TRANSVERSALES Tr = 25, 50, 100 y 200 AÑOS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Ch
Tramo Urbano	3160	Tr = 25 Años	0.21	1125.90	1132.03		1132.03	0.000000	0.01	77.77	15.36	0.00
Tramo Urbano	3160	Tr = 50 Años	0.23	1125.90	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	77.97	15.36	0.00
Tramo Urbano	3160	Tr = 100 Años	0.26	1125.90	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	78.21	15.36	0.00
Tramo Urbano	3160	Tr = 200 Años	0.28	1125.90	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	78.44	15.36	0.00
Tramo Urbano	3100	Tr = 25 Años	0.21	1126.11	1132.03		1132.03	0.000000	0.00	83.57	15.36	0.00
Tramo Urbano	3100	Tr = 50 Años	0.23	1126.11	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	83.77	15.36	0.00
Tramo Urbano	3100	Tr = 100 Años	0.26	1126.11	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	84.01	15.36	0.00
Tramo Urbano	3100	Tr = 200 Años	0.28	1126.11	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	84.24	15.36	0.00
Tramo Urbano	3000	Tr = 25 Años	0.21	1126.21	1132.03		1132.03	0.000000	0.00	83.15	15.36	0.00
Tramo Urbano	3000	Tr = 50 Años	0.23	1126.21	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	83.35	15.36	0.00
Tramo Urbano	3000	Tr = 100 Años	0.26	1126.21	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	83.58	15.36	0.00
Tramo Urbano	3000	Tr = 200 Años	0.28	1126.21	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	83.82	15.36	0.00
Tramo Urbano	2900	Tr = 25 Años	0.21	1126.26	1132.03		1132.03	0.000000	0.00	83.38	15.36	0.00
Tramo Urbano	2900	Tr = 50 Años	0.23	1126.26	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	83.58	15.36	0.00
Tramo Urbano	2900	Tr = 100 Años	0.26	1126.26	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	83.82	15.36	0.00
Tramo Urbano	2900	Tr = 200 Años	0.28	1126.26	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	84.04	15.36	0.00
Tramo Urbano	2800	Tr = 25 Años	0.21	1126.44	1132.03		1132.03	0.000000	0.00	83.28	15.36	0.00
Tramo Urbano	2800	Tr = 50 Años	0.23	1126.44	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	83.49	15.36	0.00
Tramo Urbano	2800	Tr = 100 Años	0.26	1126.44	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	83.72	15.36	0.00
Tramo Urbano	2800	Tr = 200 Años	0.28	1126.44	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	83.95	15.36	0.00
Tramo Urbano	2700	Tr = 25 Años	0.21	1126.44	1132.03		1132.03	0.000000	0.01	78.33	15.08	0.00
Tramo Urbano	2700	Tr = 50 Años	0.23	1126.44	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	78.53	15.08	0.00
Tramo Urbano	2700	Tr = 100 Años	0.26	1126.44	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	78.76	15.08	0.00
Tramo Urbano	2700	Tr = 200 Años	0.28	1126.44	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	78.98	15.08	0.00
Tramo Urbano	2600	Tr = 25 Años	0.21	1126.65	1132.03		1132.03	0.000000	0.01	73.42	15.36	0.00
Tramo Urbano	2600	Tr = 50 Años	0.23	1126.65	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	73.62	15.36	0.00
Tramo Urbano	2600	Tr = 100 Años	0.26	1126.65	1132.06		1132.06	0.000000	0.01	73.86	15.36	0.00
Tramo Urbano	2600	Tr = 200 Años	0.28	1126.65	1132.07		1132.07	0.000000	0.01	74.09	15.36	0.00
Tramo Urbano	2500	Tr = 25 Años	0.21	1126.68	1132.03		1132.03	0.000000	0.01	71.78	15.27	0.00
Tramo Urbano	2500	Tr = 50 Años	0.23	1126.68	1132.04		1132.04	0.000000	0.01	71.99	15.27	0.00

Total flow in cross section.

FIGURA N° 5.1  
PERFIL DE FLUJO – Tr = 25, 50, 100 y 200 AÑOS

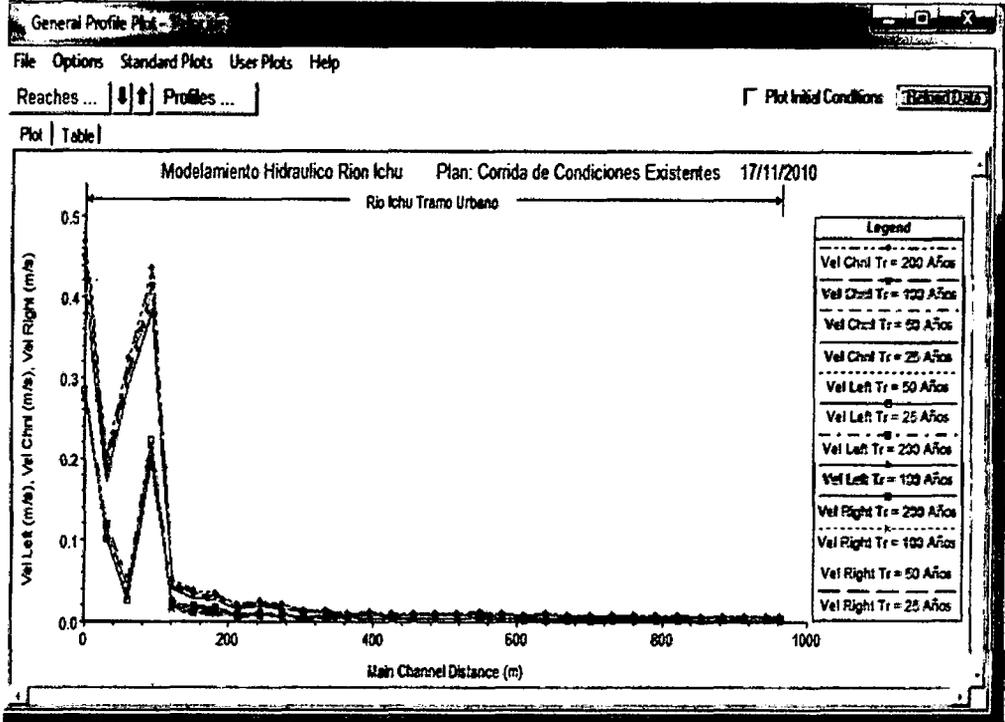
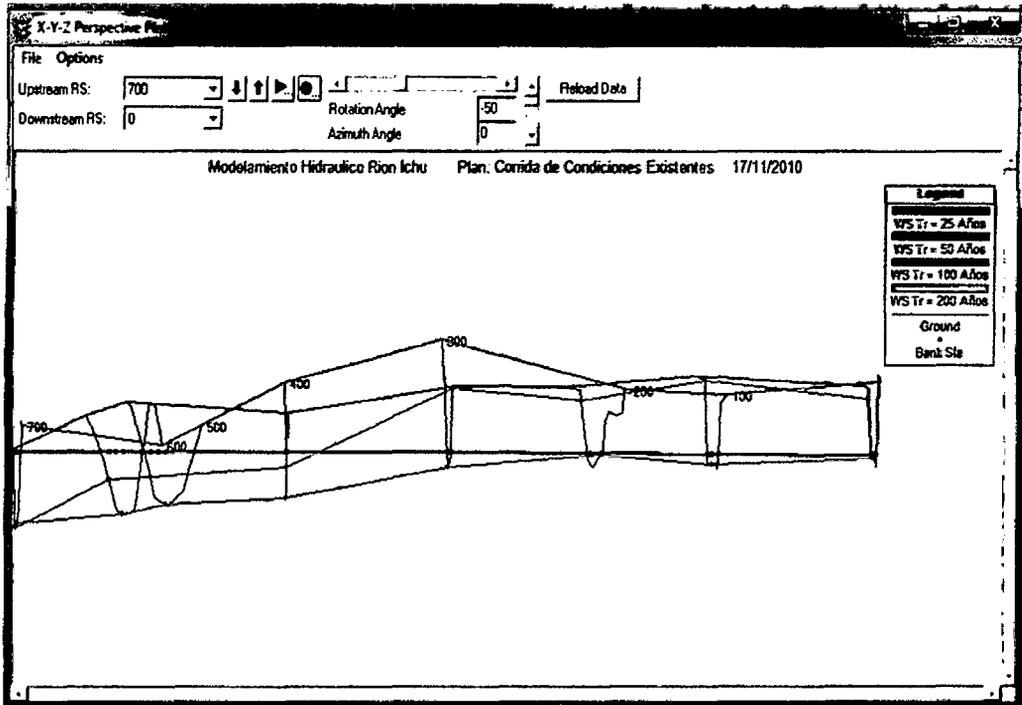


FIGURA N° 5.5  
VISTA ISOMETRICA DEL FLUJO A TRAVES DEL CAUCE DEL RÍO



### CONCLUSIONES

- El levantamiento topográfico se realizó con coordenadas y cota relativas, tal como se encuentran referenciados en los planos.
- Se tomaron secciones transversales cada 50.00 mt, partiendo del Puente colgante camino a Huayllay Grande, tomando una distancia total de 1,000 mt, hasta el Puente del cruce del puente con la trocha carrozable al Distrito de Anchonga.
- La poca información hidrológica existente en la cuenca en estudio, planteo la necesidad de utilizar métodos indirectos para la evaluación del caudal máximo en el área de interés. La información básica relevante para el estudio consiste en registros de precipitación máximos anuales, tomados de la Estación CO-Huancavelica, de propiedad del SENAMHI.
- En base a diversos índices estadísticos (Error Cuadrático Mínimo) se obtuvo que el modelo más favorable fue GUMBEL VALOR EXTREMO TIPO I (Ver tablas N° 4.3, N° 4.4 y N° 4.5). Para la elección de la función de probabilidad usamos el criterio de la prueba de Error Cuadrático Mínimo.

TABLA N° 4.4  
SELECCIÓN DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION

METODO ESTADISTICO	ERROR CUADRATICO MINIMO
Normal	5
Log Normal II Parametros	3
Pearson Tipo III	4
Log Pearson III	2
<b>Gumbel</b>	<b>1</b>

- Las descargas de diseño para la importancia del Modelamiento se han calculado para 25, 50, 100 y 200 años de periodo de retorno y han sido analizados según el modelo GUMBEL VALOR EXTREMO TIPO I, porque es la función que mejor se ajusta a los datos, en consecuencia los caudales de

diseño serán iguales a 213.79, 234.24, 257.11 y 282.82 m<sup>3</sup>/seg., respectivamente.

TABLA N° 5.3  
RESUMEN DE LOS CAUDALES MAXIMOS OBTENIDOS

Tiempo de Retorno (Años)	Caudal (m <sup>3</sup> /Seg.)			Caudal de Diseño (m <sup>3</sup> /Seg.)
	Método Racional	Método SCS	Método Mac Math	
25	202.44	255.45	183.48	<b>213.79</b>
50	231.42	261.55	209.74	<b>234.24</b>
100	264.54	267.02	239.76	<b>257.11</b>
200	302.41	271.97	274.08	<b>282.82</b>

- Se ha obtenido mediante el método de Cowan, el coeficiente de Manning estimado, el cual es de 0.08 para la margen derecha, 0.045 para el cauce y 0.06 para la margen izquierda. Así mismo, estos resultados se han comparado con los valores presentados por Chow (Hidráulica de Canales Abiertos) que establece para las características del cauce un rango de valores para  $n$  que van de 0.050 a 0.080, por lo cual queda verificado el cálculo inicial.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD ( $n$ )		
Izquierda	Cauce	Derecha
0.06	0.045	0.08

- Para el cálculo de los tirantes, velocidades máximas a lo largo del cauce del río Ichu se ha utilizado el programa HEC-RAS, en las tablas N° 5.4, N° 5.5, N° 5.6 y N° 5.7 se muestran el cuadro de resultados analizados para un  $T_r = 25, 50, 100$  y  $200$  años respectivamente.
- Cuando se estudia un río, se deben tener en cuenta todos los parámetros hidrológicos y geomorfológicos que influyen en su comportamiento hidrodinámico; estos son: la forma de la cuenca y del río, la pendiente y material del cauce, taludes, precipitaciones, caudales, velocidades del flujo, tipo de sedimentos que transporta, geología y geotecnia, obras de ingeniería existentes dentro del cauce principal y otros. En resumen, el manejo total de un

rio nunca deberá hacerse independientemente del manejo de la cuenca porque la cuenca y el río que la drena forman una unidad indisoluble.

- La aplicación de modelos matemáticos de flujo resulta ser una herramienta confiable para el cálculo de los parámetros hidráulicos que se usaran en la selección y diseño del sistema de protección. Debido a que abarca una mayor área de análisis en comparación con los modelos físicos.
- Los cálculos realizados para el caudal de diseño de 25, 50, 100 y 200 años de periodo de retorno, muestran que los niveles que se alcanzaran, estarán por encima del nivel de terreno actual en el sector de la ciudad de Ocopa.

## RECOMENDACIONES

- Los planos deberán estar geo referenciados en coordenadas UTM, para lo cual se deberá utilizar un navegador GPS o de lo contrario realizar un control geodésico con equipo GPS mediante un método Estático – Post Proceso, para tomar los puntos de control, con la finalidad de obtener una línea base con el cual poder realizar la rotación y traslación de los puntos tomados en campo.
- Establecer puntos de control y estacado de los mismos en los trabajos de replanteo para fines de construcción.
- Al extrapolar los caudales máximos anuales o cualquier otra variable hidrológica, aun cuando se haga mediante una cuidadosa selección de una función de distribución de probabilidad, debe siempre tenerse en cuenta la credibilidad y homogeneidad de los datos y longitud del registro.
- Los resultados de cualquier análisis estadístico deben tomarse con suma reserva. Aun cuando los datos son confiables, los análisis estadísticos del tipo visto deben usarse en forma general, solo cuando **no estén afectados** por cambios en las características hidrológicas de la cuenca provocados por presas, urbanización, desvíos, etc.
- Por lo tanto, los resultados de los análisis estadísticos, como es casi toda la hidrología, no deben aceptarse dogmáticamente. El criterio y el juicio ingenieril deben estar siempre presentes. Aun cuando a veces se recomienda no usar registros de menos de 20 años para análisis estadísticos, con frecuencia no hay otra alternativa, es ahí donde el papel del ingeniero adquiere clara importancia sobre los métodos del análisis.
- Es recomendable e importante la toma de registro de los niveles que el agua alcanzara en la zona del barrio de Santa Ana, con el fin de caracterizar mejor el comportamiento hidrológico del río Ichu.
- También es conveniente realizar aforos que permitan definir una curva de descarga en la salida de la zona urbana de la ciudad de Ocopa.
- Se deberá realizar protecciones en ambas márgenes con la finalidad de proteger contra la erosión en la base de los muros de contención existentes.

- Aprovechar las mejores experiencias hasta ahora adquiridas dentro de la problemática, verificadas en la práctica en estructuras similares y tener procedimientos simples de análisis y diseño.
- Se recomienda el empleo de herramientas computacionales acordes a la ingeniería actual y se proponen algunos modelos para su análisis, tal como los modelos unidimensionales MIKE 11, RIVER CAD y los Bidimensionales MIKE 21, RIVER2D y RMA-2, la aplicación de estos modelos numéricos a las condiciones físicas de la fisiografía peruana serán las herramientas fundamentales para el desarrollo de sistemas de control de inundaciones mas eficientes en el tiempo y espacio. Las defensas ribereñas como parte integral de una cuenca hidrográfica representan una medida estructural ante las inundaciones y como tal requieren de un correcto manejo en cuanto a diseño, construcción operación y mantenimiento.
- Lo anterior, permite la motivación para el futuro desarrollo de modelos propios y abarcar áreas de conocimiento aun en escasa investigación a nivel internacional, como son los ríos de pendiente alta o de montaña. Siendo estos los más característicos en el Perú por la presencia de de la Cordillera de los Andes y cuyo incorrecto tratamiento genera consecuencias funestas para el país.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- ALBERTO MARTINEZ VARGAS. Huaycos e Inundaciones – Chosica Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Sección de Post Grado. Lima Perú. (2001): 21-35.
- ARTURO ROCHA FELICES. Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima Perú (1998): 5-37
- ARTURO ROCHA FELICES, Recursos Hidráulicos. Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima Perú. (1993): 267-307.
- DALY GRACE PALOMINO CUYA. Zonificación de Áreas Inundables utilizando un Sistema de Información Geográfica. Aplicación al tramo final del Río Chillón. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima Perú. (2005): 2-5.
- EDUARDO CHAVARRI VELARDE. Modelo Hec-Ras v.3.1.1. Universidad Agraria la Molina. Sección de Post Grado. Lima Perú. (2004): 5-16.
- JORGE A. MEDINA ROSELL. Estudio de Hidráulica de Inundaciones con el modelo HEC – RAS. Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima Perú (2009): 10-24.
- LEONARDO S. NANIA. Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1. Universidad de Granada. Área de Ingeniería Hidráulica. Granada. (2007): 5-16
- MÁXIMO VILLON BEJAR. 2001. Manual Práctico de Diseño de Canales. Taller de publicaciones, Instituto Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 124 p.
- MÁXIMO VILLON BEJAR. 2004. Hidrología. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 474 p.
- MÁXIMO VILLON BEJAR. 2008. HEC – HMS Ejemplos. Taller de publicaciones, Instituto Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 367 p.
- MÁXIMO VILLON BEJAR. 2008. HEC – RAS Ejemplos. Taller de publicaciones, Instituto Tecnológica de Costa Rica. Cartago – Costa Rica. 579 p.
- MIGUEL SÁNCHEZ DELGADO. Modelamiento Hidráulico en Ríos con HEC – RAS y SIG. Agrícola. La Molina Perú (2010): 21-44.
- VEN TE CHOW. 1982. Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Diana. México. 584 p.
- VEN TE CHOW. 1982. Hidrología Aplicada. Editorial Mc. Graw Hill. Colombia. 635 p.

## GLOSARIO DE TÉRMINOS

- **Aforo.-** Significa determinar a través de mediciones el caudal que pasa por una sección dada, pudiendo ser la sección transversal de un canal, o un río.
- **Caudal Pico.-** Es el caudal máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un Hidrograma para fines de diseño.
- **Cuenca Hidrográfica.-** Se refiere al espacio delimitado por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas (*Divortium aquarum*) que forman el río principal o el territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas a través de un único río.
- **Escurrimiento.-** Se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.
- **Hidráulica.-** Es una rama de la ingeniería que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos, el cual depende de las fuerzas que se interpongan con la masa (fuerza) y empuje de la misma.
- **Hidrología.-** Es la ciencia natural que estudia al agua, su comportamiento, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.
- **Infiltración.-** Se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia dentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares.
- **Inundación.-** Es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, bien por desbordamientos de ríos, por la subida de los niveles de agua por encima del nivel habitual o por avalanchas causadas por maremotos.
- **Levantamiento Topográfico.-** Se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, conformado por elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, en el proceso se toman todos los datos necesarios para la representación gráfica o la elaboración del mapa del área en estudio.
- **Meteorología.-** Es el estudio de todos los fenómenos atmosféricos, básicamente a los

fenómenos con el agua atmosférica.

- **Período de Retorno.**- Es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos, en que se espera un cierto caudal, o un caudal mayor.
- **Precipitación.**- Se entiende así a la caída de partículas líquidas o sólidas de agua, conformando la fase de ciclo hidrológico que da origen a todas las corrientes superficiales y profundas.
- **Río.**- Es una corriente natural de agua que fluye una continuidad, que posee un caudal determinado, rara vez constante a lo largo del año, que desemboca en el mar, en un lago, o en otro río, en cuyo caso se denomina afluente.
- **Rugosidad.**- Es una propiedad física de las paredes exteriores de los canales, ríos y tuberías, que está en función del material con que están contruidos, el acabado de la construcción y el tiempo de uso, sus valores son determinados en mediciones, tanto de laboratorio como en el campo.
- **Tirante de Agua.**- Es el nivel o altura de agua que alcanza un canal o río en condiciones normales.

# ANEXOS

**PANEL**  
**FOTOGRAFICO**



VISTA PANORAMICA DEL PUENTE COLGANTE SOBRE RIO LIRCAY INICIO DE LA INVESTIGACION



VISTA PANORAMICA DEL RIO LIRCAY AGUAS ABAJO



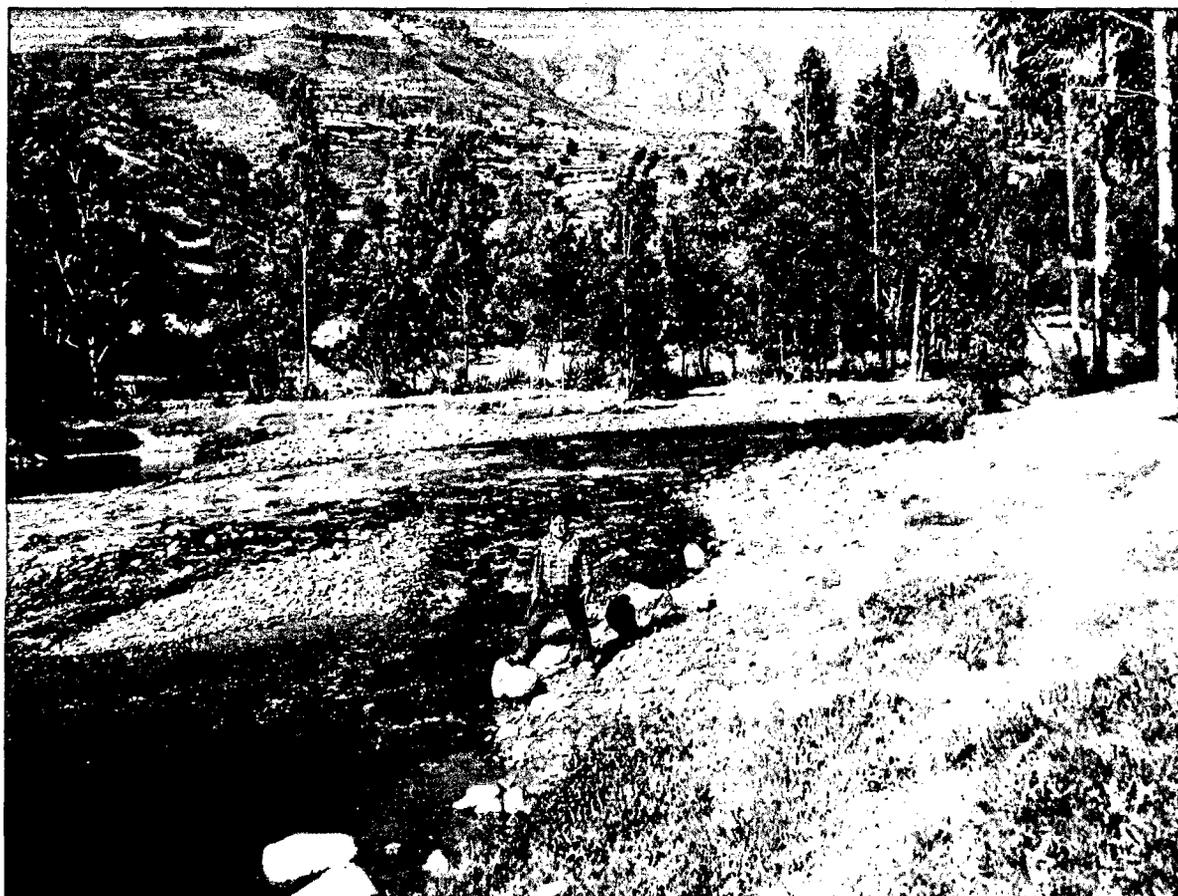
TESISTA SOBRE EL PUEBTE COLGANTE EN RIO LIRCAY



TESISTA OBSERVA EL MARGEN DERECHO DEL RIO LIRCAY



TESISTA RECORRIENDO EL MARGEN DERECHO DEL RIO LIRCAY VULNERABLE A DESBORDES



TESISTA RECORRIENDO AGUAS ARRIBA DEL RIO LIRCAY



TESISTA SOBRE MARGEN IZQUIERDO DEL RIO LIRCAY



TESISTA OBSERVADO EL CORRIENTE DEL RIO LIRCAY

# PLANOS