

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA  
CUENCA DEL RÍO YUCAES SECTOR MUYURINA -  
AYACUCHO, 2014**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:  
HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ**

**AYACUCHO – PERÚ**

**2016**

## DEDICATORIA

A mis entrañables padres Francisco y Cecilia, por ser el pilar más importante en cumplir esta meta de ser competitivo, velando por mi bienestar y educación incondicionalmente en cada momento de mi vida.

A mis afectuosos hermanos y hermanas, por su comprensión y hábito para realizar este trabajo de tesis.

A Katty Iris por toda su paciencia y cariño que me hace ser mejor en el trayecto correcto de la vida.

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Alma Mater de mi formación académica, por albergarme en sus aulas en el trayecto de mi carrera profesional.

A la Facultad de Ciencias Agrarias, en especial a la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola; a cada uno de los señores docentes de esta prestigiosa Escuela, que mediante sus sabidurías y apreciaciones me encaminaron a extender mis sapiencias.

A la MSC. Ing. Sandra del Águila Ríos, asesora de la presente tesis, por su orientación e indicaciones para la elaboración de esta tesis.

De carácter muy especial a mis afectuosos padres, hermanos y hermanas; por su sustento permanente que esta meta se realice, encaminándome a la fe de Dios.

A mi amigo Ing. Ángel Y. Urbano Martínez, quien con sus conocimientos y premisas pertinentes ha colaborado en la realización de esta tesis.

Al Ing. Hans Paul Sánchez, quien con sus conocimientos y alcances adecuados ha colaborado en sacar algunas dudas y dificultades para la elaboración de esta tesis.

A mis compañeros y amigos de la escuela de Ingeniería Agrícola, por su colaboración desinteresada con sus erudiciones y alientos oportunos para que esta tesis se concluya de una manera eficaz.

## RESUMEN

El desarrollo de la reciente tesis constituye de un estudio hidrológico de la cuenca hidrográfica del río Yucaes, y del estudio hidráulico de la misma cuenca sector Muyurina, lo cual promueve a la evaluación y delimitación de las zonas inundables y cálculo de las zonas de flujo preferente; zonas de grave, medio o bajo riesgo para las áreas agrícolas, bienes y personas de este valle Muyurina comprendido a 2+000 km aguas arriba, ubicado en el distrito de Tambillo, provincia Huamanga, departamento Ayacucho – Perú. El estudio hidrológico consta inicialmente del cálculo de las características fisiográficas y geomorfológicas de la Cuenca Yucaes delimitada por una divisoria topográfica (divortium Aquarum) un área de 693.86 km<sup>2</sup> desde el punto de estudio de interés, esto determinada por el Software ArcGis y Hec – GeoHMS. Enfocado en la elaboración de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas como generadoras de caudales de máximas avenidas, se realiza el análisis de frecuencia para diferentes periodos de retorno mediante la aplicación de los modelos probabilísticos y evaluando si la serie de datos se ajustan a la distribuciones: Log Pearson tipo III, Gumbel y Log Gumbel, estableciendo el modelo que más se ajusta al fenómeno de las crecidas es la distribución Gumbel y Log Gumbel. También se determina el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca por el método de Thiessen, esto para conocer la altura de precipitación que cae en un sitio dado sobre la cuenca en estudio. Asimismo se construye la curva I-D-F para determinar las intensidades máximas, y se calcula el hietograma de diseño por el método de bloque alterno. Posteriormente se calculó el caudal creciente o avenida, mediante métodos directos, empíricos, hidrograma unitario y la aplicación del modelo Hidrológico Hec – HMS. El estudio hidráulico se sintetiza en la aplicación del modelo matemático de modelización y simulación hidráulica bidimensional, como es el Iber 2.3.2 simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente; para la evaluación de las zonas inundables determinando el calado de agua y el área de inundación. Finalmente identificar el riesgo por inundación de los tramos en estudio.

**Palabras claves:** simulación, inundaciones, hidráulica, hidrológica, hidrograma, río.

## SUMMARY

The development of recent thesis is a hydrological study of the watershed of the river Yucaes, and hydraulic study of the same basin area Muyurina, which promotes the evaluation and delineation of flood areas and calculating areas of preferential flow; areas of serious, medium or low risk to agricultural areas, goods and people understood this valley Muyurina 2 + 000 km upstream, located in the district of Tambillo, Huamanga province, Ayacucho department – Peru. The hydrological study initially consists of calculating the physiographic and geomorphological features of the Yucaes basin bounded by a topographic boundary (divortium Aquarum) an area of 693.86 km<sup>2</sup> from the point of study of interest, that determined by the Software ArcGis and Hec - GEOHMS. Focused on the development of data maximum rainfall in 24 hours generating flow of maximum flood, frequency analysis for different return periods is performed by applying probabilistic models and evaluating whether the data series conform to the distributions: Log Pearson type III, Gumbel and Log Gumbel, establishing the model that best fits the phenomenon of floods is the Gumbel and Log Gumbel distribution. Calculating the average maximum rainfall in 24 hours on the basin is also determined by the method of Thiessen, this to know the height of precipitation that falls in a given watershed study on the site. Curve I-D-F is also constructed to determine the maximum intensities, and hietograma design is calculated by the method of alternating block. Subsequently increasing or avenue was calculated flow, through direct, empirical methods, unit hydrograph and application of hydrological model Hec - HMS. The hydraulic study is summarized in the application of mathematical modeling, two-dimensional model of hydraulic simulation, such as simulation 2.3.2 Iber turbulent free surface flow in non-steady state; for assessing flood areas by determining the depth of water and the flood area. Finally identify the flood risk of the sections under study.

**Keywords:** simulation, floods, hydraulic, hydrologic, hydrograph, river.

# INDICE

	Pág.
Dedicatoria	i
Agradecimiento	ii
Resumen	iii
Indice	v
<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>II. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO</b>	
2.1. Formulación del problema	3
2.1.1. Problema principal	3
2.1.2. Problemas secundarios	3
2.2. Objetivos de la investigación	4
2.2.1. Objetivo general	4
2.2.2. Objetivos específicos	4
2.3. Justificación e importancia	4
<b>III. REVISIÓN DE LITERATURA</b>	
3.1. Ciclo hidrológico	6
3.2. Cuenca hidrográfica	7
3.2.1. Características físicas y topográficas de la cuenca	7
3.3. Estudio hidrológico	10
3.3.1. Precipitación	10
3.3.2. Análisis estadístico de los datos de lluvia	12
3.3.3. Análisis de frecuencias	13
3.3.4. Distribución de probabilidades	16
3.3.5. Ajuste de la distribución, estimación de parámetros	20
3.3.6. Prueba de bondad de ajuste	21
3.3.7. Determinación de tormenta de diseño	23
3.3.8. Tiempo de concentración	31
3.3.9. Estimación de caudales	32
3.4. Estudio hidráulico	46
3.4.1. Ríos	46
3.4.2. Flujo en canales abiertos	49
3.4.3. Estado del flujo	50

3.4.4.	Régimen de flujo	51
3.4.5.	Coeficiente de rugosidad	52
3.4.6.	Análisis hidráulico con el software Iber 2.3.2	55
3.5.	Bases legales	62
3.5.1.	Delimitación de la faja marginal	62
3.5.2.	Faja marginal	63
3.6.	Análisis del riesgo	64
3.6.1.	Desastres	64
3.6.2.	Estimación del riesgo	65
3.6.3.	Peligro	65
3.6.4.	Vulnerabilidad	68
3.6.5.	Cálculo del riesgo	70
<b>IV.</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS</b>	
4.1.	Ubicación	72
4.1.1.	Ubicación política	72
4.1.2.	Ubicación geográfica	72
4.2.	Vías de acceso	74
4.3.	Materiales, equipos e información requerida	74
4.3.1.	Materiales	74
4.3.2.	Equipos	74
4.3.3.	Software	75
4.3.4.	Información requerida	75
4.4.	Metodología	75
4.4.1.	Estudio hidrológico para obtener caudales de diseño	77
4.4.1.1.	Características geomorfológicas de la cuenca	77
4.4.1.1.1.	Descarga y elaboración de la cuenca	77
4.4.1.1.2.	Preprocesamiento de los parámetros geomorfológicos	79
4.4.1.1.3.	Configuración y generación del proyecto de la cuenca	84
4.4.1.1.4.	Cálculo de parámetros geomorfológicos de la cuenca	85
4.4.1.1.5.	Cálculo de clasificación de suelos de la cuenca	86
4.4.1.1.6.	Cálculo del tiempo de concentración	87
4.4.1.2.	Tratamiento de los datos de precipitación	87
4.4.1.2.1.	Elección de estaciones meteorológicas	87
4.4.1.2.2.	Análisis estadístico y de frecuencia de datos pluviométricos	89
4.4.1.2.3.	Ajuste de la distribución de probabilidades	89
4.4.1.2.4.	Prueba de bondad de ajuste	89
4.4.1.2.5.	Cálculo de la precipitación máxima en 24h promedio sobre la cuenca	90

4.4.1.2.6.	Determinación de la tormenta de diseño	91
4.4.1.2.7.	Hietogramas de precipitación de diseño utilizando la relación I-D-F	91
4.4.1.3.	Estimación del caudal de diseño de la cuenca	91
4.4.1.3.1.	Simulación hidrológica y cálculo del caudal máximo con Hec - HMS	92
4.4.2.	Simulación hidráulica con el modelo Iber 2.3.2	95
4.4.2.1.	Elaboración de datos geométricos	95
4.4.2.1.1.	Levantamiento topográfico del sector de estudio	95
4.4.1.1.2.	Procesamiento del MDT con el software ArcGIS 10.2.2	95
4.4.2.2.	Simulación hidráulica del rio yucaes con Iber	98
4.4.3.	Delimitación de las áreas de inundación	104
4.4.3.1.	Normativa sobre fajas marginales	104

## **V. RESULTADOS**

5.1.	Resultados del estudio hidrológico	106
5.1.1.	Resultado de las características geomorfológicas de la cuenca	106
5.1.2.	Análisis estadístico y prueba de ajuste de la precipitación máxima en 24 horas mediante el programa Hidroesta 2	107
5.1.3.	Estimación de la precipitación máxima probable	117
5.1.4.	Selección del periodo de retorno	119
5.1.5.	Resultado de la precipitación máxima areal en 24 horas sobre la cuenca Yucaes y subcuencas	119
5.1.6.	Análisis de las curvas intensidad-duración-frecuencia por el modelo Dyck Peschke	124
5.1.7.	Análisis de la tormenta de diseño a partir de las curvas I-D-F	126
5.1.8.	Transformacion lluvia escorrentía y propagación del río	130
5.1.9.	Estimación del caudal maximo o de avenida	130
5.2.	Resultado del análisis hidráulico mediante Iber	139
5.2.1.	Resultado del levantamiento topográfico del cauce del río sector Muyurina	139
5.2.3.	Resultado de la selección del coeficiente de rugosidad	139
5.2.3.	Hidrogramas de entrada para el estudio hidráulico	141
5.2.4.	Resultado del modelamiento hidráulico del cauce del río Yucaes sector Muyurina	142
5.3.	Resultado de áreas criticas con riesgo a la inundación	153
5.3.1.	Resultado de cálculos del riesgo de inundación	154

<b>VI.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	156
<b>VII.</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>	158
<b>VIII.</b>	<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA</b>	160

## **ANEXOS**

ANEXO 01: Panel fotográfico

ANEXO 02: Tablas: numero curva de escorrentía y valores de “n” de Manning recomendados

ANEXO 03: Normativa nacional (SNIP, ANA) sobre tiempo de retorno en zonas de inundación

ANEXO 04: Tabla de registros de precipitación máxima en 24 horas de estaciones utilizadas

ANEXO 05: Tabla de resultados de la test de datos atípicos en la serie

ANEXO 06: Tabla de resultados del análisis estadístico y prueba de ajuste de la precipitación máxima en 24 hr con Hidroesta

ANEXO 07: Mapa de siete regiones hidráulicas, para usos en método Creager

ANEXO 08: Secciones transversales de la simulación hidráulica.

ANEXO 09: Mapas de: delimitación de la cuenca, polígono Thiessen Mancha y zonas de inundación

## INDICE DE FIGURAS

	pág.
Figura N° 3.1.1. Ciclo hidrológico del agua	7
Figura N° 3.3.1. Método de polígono Thiessen	12
Figura N° 3.3.2. Curva intensidad – duración – frecuencia	24
Figura N° 3.3.3. Variable en el método de abstracciones de precipitación	27
Figura N° 3.3.4. Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS	37
Figura N° 3.3.5. Almacenamiento por prisma y por cuña en un canal	41
Figura N° 3.3.6. Aplicaciones del sistema de información geográfica	44
Figura N° 3.3.7. Formato de datos espaciales con que trabaja el SIG	44
Figura N° 3.3.8. Representación de un modelo dividido mediante pixeles	45
Figura N° 4.1.1. Mapa de ubicación nacional, regional y provincial	73
Figura N° 4.1.2. Mapa de ubicación satelital de la zona de estudio	73
Figura N° 4.4.1.1. Delimitación previa de la cuenca Yucaes en google earth	78
Figura N° 4.4.1.2. Descarga del modelo digital de terreno en formato raster	78
Figura N° 4.4.1.3. Ortofoto desacargada mediante el software SAS planet	79
Figura N° 4.4.1.4. Proyección a coordenadas UTM en el software ArcGIS	80
Figura N° 4.4.1.5. Procedimiento del preprocesamiento en Hec – GeoHMS y ArcGIS	81
Figura N° 4.4.1.6. Relleno de agujeros del MDT en formato raster con fill sink	82
Figura N° 4.4.1.7. Definición de las corrientes al 5% con stream definition	82
Figura N° 4.4.1.8. División de las confluencias del río utilizando stream segmentation	83
Figura N° 4.4.1.8. Interrelación de la cuenca en adjoin catchment processing	83
Figura N° 4.4.1.10. Configuración y generación del proyecto de la cuenca	84
Figura N° 4.4.1.11. Cálculo de los parámetros geomorfológicos de la cuenca	85
Figura N° 4.4.1.12. Exportar datos geomorfológicos de la cuenca al Hec-HMS	86
Figura N° 4.4.1.13. Clasificación manual de uso de suelos de la cuenca en estudio	86
Figura N° 4.4.1.14. Modelo de la cuenca y de subcuencas del río Yucaes	93
Figura N° 4.4.1.15. Datos de entrada de lluvia de diseño cada una hora, de la cuenca Yucaes para un periodo de retorno específico	94
Figura N° 4.4.1.16. Histograma de precipitación de la cuenca Yucaes	94
Figura N° 4.4.2.1. Curvas de nivel convertido en formato de modelo digital de elevación	96
Figura N° 4.4.2.2. Proceso de conversión el coeficiente “n” en formato raster	97

Figura N° 4.4.2.3.	Proceso de conversión el formato raster en formato ASCII	97
Figura N° 4.4.2.4.	Ortofoto de la zona de estudio en el río Yucaes	98
Figura N° 4.4.2.5.	Parámetros para crear la malla RTIN	99
Figura N° 4.4.2.6.	Asignación del coeficiente de rugosidad	99
Figura N° 4.4.2.7.	Hidrograma del caudal de entrada para un TR específico	100
Figura N° 4.4.2.8.	Parámetros de tiempos de cálculo del preproceso	101
Figura N° 4.4.2.9.	Interface del post – proceso y ventana de visualización de resultados	102
Figura N° 4.4.2.10.	Interface del post – proceso y ventana de crear secciones transversales y longitudinales	102
Figura N° 5.1.1.	Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la subcuenca baja	124
Figura N° 5.1.2.	Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la subcuenca derecha	125
Figura N° 5.1.3.	Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la subcuenca izquierda	125
Figura N° 5.1.4.	Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la cuenca Yucaes	126
Figura N° 5.1.5.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 50 años de la subcuenca baja	127
Figura N° 5.1.6.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 100 años de la subcuenca baja	127
Figura N° 5.1.7.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 50 años de la subcuenca derecha	128
Figura N° 5.1.8.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 100 años de la subcuenca derecha	128
Figura N° 5.1.9.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 50 años de la subcuenca izquierda	129
Figura N° 5.1.10.	Hietograma de diseño para un tiempo de retorno 100 años de la subcuenca izquierda	129
Figura N° 5.1.11.	Resultado del caudal máximo por el modelo Hec - HMS para un periodo de retorno de 50 años	137
Figura N° 5.1.12.	Resultado del caudal máximo por el modelo Hec - HMS para un periodo de retorno de 100 años	138
Figura N° 5.2.1.	Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 50 años en paso de tiempo 1050	142
Figura N° 5.2.2.	Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 50 años en paso de tiempo máximo	143

Figura N° 5.2.3.	Velocidades que adquiere el caudal maximo para un periodo de retorno 50 años en paso de tiempo 1050	143
Figura N° 5.2.4.	Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 100 años en paso de tiempo 1020	144
Figura N° 5.2.5.	Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 100 años en paso de tiempo máximo	144
Figura N° 5.2.6.	Velocidades que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 100 años en paso de tiempo 1020	145
Figura N° 5.2.7.	Número de froude que adquiere el caudal máximo para un periodo de retorno 100 años en paso de tiempo 1020	145
Figura N° 5.2.8.	Resultado de la simulación hidráulica para un caudal de periodo de retorno 50 años	146
Figura N° 5.2.9.	Resultado del régimen del flujo de agua para un caudal de periodo de retorno 50 años	146
Figura N° 5.2.10.	Resultado de la simulación hidráulica para un caudal de periodo de retorno 100 años	147
Figura N° 5.2.11.	Resultado del régimen del flujo de agua para un caudal de periodo de retorno 100 años	147

## INDICE DE TABLAS

	pág.
Tabla Nº 3.3.1. Periodo de retorno de diseños recomendados para estructuras menores	15
Tabla Nº 3.3.2. Resumen de la distribución de probabilidad mas usada en hidrología	19
Tabla Nº 3.3.3. Valores críticos para la prueba Kolmogorov - Smirnov	23
Tabla Nº 3.3.4. Clasificación de clases de antecedentes de humedad (AMC) para el metodo de abstracciones de lluvia SCS	29
Tabla Nº 3.3.5. Número curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana	30
Tabla Nº 3.4.1. Valores del coeficiente de rugosidad “n”, tabla Cowan	54
Tabla Nº 3.4.2. Condiciones de contorno de entrada y salida	60
Tabla Nº 3.6.1. Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro	67
Tabla Nº 3.6.2. Estrato, descripción y valor de las zonas de vulnerabilidad	69
Tabla Nº 3.6.3. Matriz de peligro y vulnerabilidad	71
Tabla Nº 4.2.1. Vías de acceso al proyecto de estudio	74
Tabla Nº 4.3.1. Radio de influencia de la estación pluviométrica con registro	88
Tabla Nº 4.3.2. Distancia entre estaciones y radio de acción	88
Tabla Nº 4.3.3. Estaciones meteorológicas de influencia para la cuenca	88
Tabla Nº 4.3.4. Resumen de la precipitación máxima en 24 horas de las estaciones meteorologicas	90
Tabla Nº 5.1.1. Resultado de características principales de subcuencas tributarias de la cuenca Yucaes	106
Tabla Nº 5.1.2. Características geomorfológicas de la cuenca del río Yucaes	107
Tabla Nº 5.1.3. Precipitación máxima en 24 horas adoptada para la cuenca Yucaes	108
Tabla Nº 5.1.4. Ajuste de la serie de precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Tambillo	109
Tabla Nº 5.1.5. Ajuste de la serie de precipitación máxima en 24 horas a la distribución log Gumbel o Fréchet, estación Tambillo	111
Tabla Nº 5.1.6. Ajuste de la serie de precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, de las estaciones adoptadas	113
Tabla Nº 5.1.7. Ajuste de la serie de precipitación máxima en 24 horas a la distribución log Pearson, de las estaciones adoptadas	115

Tabla Nº 5.1.8.	Ajuste de la serie de precipitación máxima en 24 horas a la distribución log Gumbel, de las estaciones adoptadas	116
Tabla Nº 5.1.9.	Precipitación máxima en 24 horas de cada estación por la distribución Gumbel	118
Tabla Nº 5.1.10.	Precipitación máxima total en 24 horas de las estaciones adoptadas por la distribución Gumbel	118
Tabla Nº 5.1.11.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca baja para un periodo de retorno 50 años	119
Tabla Nº 5.1.12.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca baja para un periodo de retorno 100 años	120
Tabla Nº 5.1.13.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca derecha para un periodo de retorno 50 años	120
Tabla Nº 5.1.14.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca derecha para un periodo de retorno 100 años	120
Tabla Nº 5.1.15.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca izquierda para un periodo de retorno 50 años	121
Tabla Nº 5.1.16.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca izquierda para un periodo de retorno 100 años	121
Tabla Nº 5.1.17.	Resumen de precipitación máxima en 24 horas promedio sobre las subcuenca para diferentes periodos de retorno	122
Tabla Nº 5.1.18.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para un periodo de retorno 25 años	122
Tabla Nº 5.1.19.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para un periodo de retorno 50 años	122
Tabla Nº 5.1.20.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para un periodo de retorno 100 años	123
Tabla Nº 5.1.21.	Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para un periodo de retorno 500 años	123
Tabla Nº 5.1.22.	Resumen de propagación del río por el método Muskingum	130
Tabla Nº 5.1.23.	Resumen de cálculo del caudal de diseño de la cuenca Yucaes	130
Tabla Nº 5.1.24.	Cálculo del caudal máximo por el método directo	131
Tabla Nº 5.1.25.	Cálculo del caudal máximo por el método de envolventes	132
Tabla Nº 5.1.26.	Cálculo del caudal máximo por el método de racional modificado	133
Tabla Nº 5.1.27.	Cálculo del caudal máximo por el método número curva	134
Tabla Nº 5.1.28.	Cálculo del caudal máximo por el método de hidrograma unitario	135

Tabla N° 5.2.1.	Resultado del cálculo de coeficiente de rugosidad “n”	140
Tabla N° 5.2.2.	Reporte de resultados de la simulación hidráulica para un caudal de tiempo retorno 50 años	148
Tabla N° 5.2.3.	Reporte de resultados de la simulación hidráulica para un caudal de tiempo retorno 100 años	151
Tabla N° 5.3.1.	Áreas inundables del sector Muyurina para un caudal de tiempo retorno 50 años	154
Tabla N° 5.3.2.	Áreas inundables del sector Muyurina para un caudal de tiempo retorno 100 años	154
Tabla N° 5.3.3.	Resultado del riesgo según la matriz de peligro y vulnerabilidad	155

## INDICE DE GRÁFICOS

	pág.
Gráfico N° 3.6.1. Clasificación de los principales peligros	66
Gráfico N° 4.4.1.1. Flujograma de la metodología	76
Gráfico N° 4.4.1.2. Flujograma para la obtención de caudales máximos ó diseño	76
Gráfico N° 4.4.2.1. Flujograma de la simulación hidráulica con el modelo Iber 2.3.2	103
Gráfico N° 5.1.1. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Tambillo	110
Gráfico N° 5.1.2. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima en 24 hora a la distribución log Pearson III, estación Tambillo	110
Gráfico N° 5.1.3. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima en 24 hora a la distribución log Gumbel, estación Tambillo	112
Gráfico N° 5.1.4. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima total en 24 hr de las estaciones a la distribución Gumbel	114
Gráfico N° 5.1.5. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima total en 24 hr de las estaciones a la distribución log Pearson	114
Gráfico N° 5.1.6. Ajuste gráfico y estadístico de la precipitación máxima total en 24 hr de las estaciones a la distribución log Gumbel	117

## I. INTRODUCCIÓN

En los últimos años los fenómenos naturales han estado presentes por los acrecentamientos de cambios climáticos, caracterizándose por su extraordinaria irregularidad, con un tránsito incesante de sequías a inundaciones. De manera que debemos estar preparados ante estos sucesos de eventos extremos de variables hidrometeorológicas.

Las inundaciones hoy en día en nuestro país es parte de los principales desastres que han castigado enérgicamente, originando cuantiosos perjuicios en cuanto a pérdidas de áreas agrícolas, economía de la población y alteraciones en el ambiente. Las áreas agrícolas del valle de Muyurina de la cuenca Yucaes están expensas y vulnerables a las inundaciones, ocasionados por eventos extremos de la precipitación que producen crecidas máximas. Asimismo, la zona de estudio comprendida del sector Muyurina 2+000 km aguas arriba se encuentra con inconvenientes de delimitación de linderos en el cauce del río, caminos de vigilancia y propiedades marginales, de tal forma será de considerable importancia desarrollar la tesis correspondiente, con el propósito de identificar las áreas con riesgo por inundación y contribuir a reducir los efectos de desastres.

Para conseguir la finalidad del riesgo por inundaciones sector Muyurina, en la presente tesis se plasmó un estudio hidrológico caracterizado por el estudio de las precipitaciones en 24 horas, la simulación hidrológica con el modelo Hec – HMS, y el cálculo de caudales máximos o de crecidas; consiguientemente la aplicación de la simulación hidráulica con el software Iber 2.3.2 de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente para evaluar los calados y las áreas de las zonas de inundación de diferentes periodos de retorno, para luego considerar e identificar si el sector de estudio se encuentra en riesgo, construyendo los respectivos mapas de riesgo de inundación.

## **II. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO**

### **2.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **2.1.1. PROBLEMA PRINCIPAL**

¿Cuáles son las características del riesgo por inundación en la cuenca del río Yucaes sector Muyurina?

#### **2.1.2. PROBLEMAS SECUNDARIOS**

¿Cuáles son las características hidrometeorológicas y geomorfológicas de la cuenca del río Yucaes que repercuten en el problema de inundaciones, desbordes y pérdidas económicas del sector Muyurina?

¿Cómo es el comportamiento del flujo y los niveles de agua del río Yucaes sector Muyurina que ocasionan desbordes e inundaciones?

¿Cuáles son las áreas agrícolas y estructuras hidráulicas permanentemente sometidas a inundaciones y acciones erosivas?

## **2.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Caracterizar el riesgo por inundaciones en la cuenca del río Yucaes sector Muyurina, para contribuir a reducir los efectos de desastres.

### **2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Obtener caudales máximos o caudales de diseño mediante la implementación de modelo HEC – HMS, y otros métodos (directos, empíricos e hidrológicos).
- Realizar la simulación hidráulica del flujo del río, mediante la implementación del modelo bidimensional (modelo Iber 2.3.2).
- Delimitar las áreas con riesgo por inundaciones y elaborar mapas de mancha de inundación de las riberas del río Yucaes en el sector Muyurina por medio del sistema de información geográfica (SIG).

## **2.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

El actual proyecto de investigación permitirá contribuir a las comunidades situados en ambas márgenes del cauce del río Yucaes sector Muyurina, que se encuentran vulnerables a las inundaciones de sus áreas agrícolas, estructuras hidráulicas, pérdidas económicas y otros sucesos que perjudican la vida diaria de sus pobladores durante el pasaje de crecidas o eventos máximos. Desarrollando los pertinentes mapas de inundación mediante la simulación hidráulica de zonas inundables del cauce del río permitiendo evaluar áreas, alturas y velocidades que alcanzan en este sector de estudio.

Es de suma importancia hacer conocer a la población del sector Muyurina y otros valles el Decreto Supremo N° 12 – 94 – AG, que en temporadas de máximas

avenidas en las cuencas hidrográficas de nuestro país vienen ocasionando desbordes, deslizamientos e inundaciones que dañan las tierras de cultivo poblaciones asentadas en las riberas y fajas marginales de los diferentes ríos, arroyos, etc., decretándose declararse áreas intangibles los cauces, riberas y fajas marginales de los ríos, arroyos, lagos, lagunas y vasos de almacenamiento; quedando prohibido su uso para fines agrícolas y asentamientos humanos. Lo cual hace que la elaboración del proyecto de tesis es trascendental para el desarrollo, delimitación, prevención y conocimiento de las zonas del cauce del río vulnerables al riesgo por inundación, coadyuvando a garantizar su estabilidad ante estos desastres de fenómenos naturales del tramo en estudio.

### III. REVISIÓN DE LITERATURA

#### 3.1. CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. La figura 3.1.1 muestra en forma esquemática como el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, correr a través del suelo como flujo superficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo I, Pg. 2]**

Se denomina ciclo hidrológico el conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.). **CHEREQUE 1993, Ref. [5], [Capítulo I, Pg. 1]**

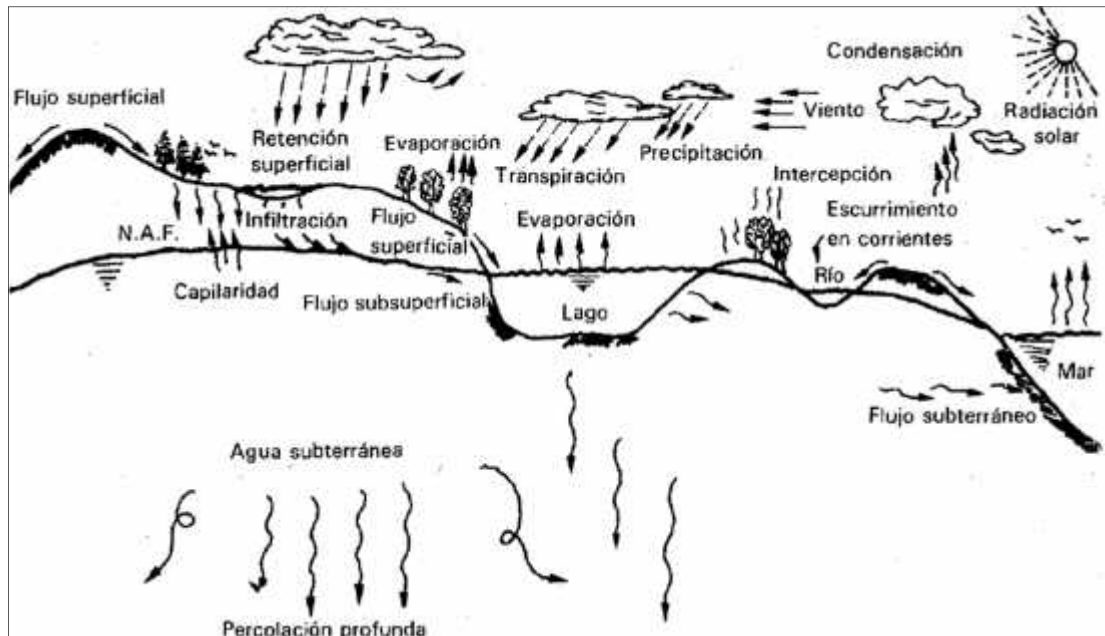


Fig. N° 3.1.1. Ciclo hidrológico del agua (Aparicio 1992)

### 3.2. CUENCA HIDROGRÁFICA

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca es una porción de superficie terrestre donde todas las aguas de precipitación se unen para formar un solo curso de agua.

El área o superficie de la cuenca está delimitada por la divisoria de aguas, que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacia el curso de agua. **VÁSQUEZ 2000, Ref. [21], [Capítulo II, Pg. 84]**

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido. **VILLÓN 2002, Ref. [22], [Capítulo II, Pg. 21].**

#### 3.2.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y TOPOGRÁFICAS DE LA CUENCA

En la literatura revisada según **VÁSQUEZ 2000, Ref. [21], [Capítulo II, Pg. 84]**, se definen.

La cuenca hidrográfica se puede caracterizar por varios de sus parámetros topográficos además del área; sin embargo en la práctica los más importantes son: curva hipsométrica, altitud media y perfil longitudinal del curso principal. Además de estas características en una cuenca, son importantes la cobertura vegetal, la geología, el agua, el suelo, los nevados y las características climáticas.

- Curva Hipsométrica

Es una curva que representa la relación entre la altitud y la superficie que queda sobre diferentes alturas de la cuenca. Esta se representa en un eje de coordenadas.

- Altitud Media.

Es la ordenada media de la curva hipsométrica, este parámetro es muy importante, porque su magnitud está bastante correlacionada con la lluvia caída sobre la cuenca.

$$H = \frac{\sum(n_i * S_i)}{A} \quad \text{Ec. (3.2.1)}$$

Donde:  $h_i$  = altitud media entre curvas de nivel sucesivas (m)

$S_i$  = Área parcial entre curvas de nivel sucesivas ( $\text{km}^2$ )

H = Altitud media de la cuenca

A = Área total ( $\text{km}^2$ )

- Perfil longitudinal del curso del agua

Es una curva que representa la relación entre la altitud y la longitud del curso principal. El perfil longitudinal del río es muy importante, porque permite conocer su pendiente en diferentes tramos de su recorrido.

En la literatura revisada según **VILLON 2002, Ref. [22], [Capítulo II, Pg. 49, 54, 55]**, se definen.

- Lo importante de conocer el perfil longitudinal del curso principal, radica en que nos proporciona una idea de las pendientes que tiene el cauce, en diferentes tramos de su recorrido, y que es un factor de importancia para ciertos trabajos, como como control de aguas, puntos de captación.

- Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene importancia directa en la relación a la magnitud de crecida.

- Pendiente del cauce

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, entre los que se pueden mencionar:

El método de pendiente uniforme; Este método considera la pendiente del cauce, como la relación que hay entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud, es decir:

$$S = \frac{H}{L} = \frac{C_m - C_m}{L} \quad \text{Ec. (3.2.2)}$$

Donde: S = pendiente

H= diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en km

L = longitud del cauce, en km.

### **3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO**

#### **3.3.1. PRECIPITACIÓN**

Se define precipitación a toda forma de humedad, que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garuas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación. **CHEREQUE 1993, Ref. [5], [Capítulo II, Pg. 15]**

##### **3.3.1.1. MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN**

La precipitación se mide en términos de la altura de la lámina de agua (hp), y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lámina de agua, indica la altura de agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó. **VILLON 2002, Ref. [22], [Capítulo III, Pg. 73]**

La precipitación se mide en unidades de lámina (mm), fundamentalmente a través de los instrumentos denominados pluviómetros y pluviógrafos. Los pluviómetros es un recipiente colector de lluvia que almacena el agua en un depósito interno, captada a través de una boca horizontal con un área de 200 cm<sup>2</sup> o 400 cm<sup>2</sup> estandarizada por la organización meteorológica Mundial (OMM).

Los Pluviógrafos, registran en forma continua la ocurrencia de las lluvias, permitiendo conocer la intensidad de la precipitación, parámetro muy importante para el diseño de obras hidráulicas. **CHEREQUE 1993, Ref. [5], [Capítulo II, Pg. 17].**

##### **3.3.1.2. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA SOBRE UNA CUENCA**

Es muy importante conocer la precipitación que cae sobre una cuenca. Si se determina la lámina o altura de lluvia, se puede conocer el volumen de agua precipitada, multiplicando dicha lámina por el área de la cuenca. **VÁSQUEZ 2000, Ref. [21], [Capítulo II, Pg. 99].**

En la literatura revisada según **VILLON 2002, Ref. [22], [Capítulo III, Pg. 76, 77, 80]**, se definen.

La altura de precipitación que cae en un sitio dado, difiere de la que caen los alrededores, aunque sea en sitios cercanos

Para muchos problemas hidrológicos, se requiere conocer la altura de precipitación media de una zona, la cual puede estar referida a la altura de precipitación diaria, mensual, anual, media mensual, media anual.

- Altura de precipitación diaria, es la suma de las lecturas observadas en un día.
- Altura de Precipitación media diaria, es el promedio aritmético de las lecturas observadas en un día.
- Altura de Precipitación media mensual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación mensual, correspondiente a un cierto número de meses.
- Altura de precipitación media anual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación anual, correspondiente a un cierto número de años.

Para calcular la precipitación media de una tormenta o la precipitación media anual, existen tres métodos de uso generalizado:

- Promedio Aritmético

Consiste en obtener el promedio aritmético, de las alturas de precipitaciones registradas, de las estaciones localizadas dentro de la zona.

- Polígono de Thiessen

Para este método, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación, se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación, dentro del conjunto de estaciones.

$$P_m = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i P_i \quad \text{Ec. (3.3.1)}$$

Donde:  $P_{med}$  = precipitación media

$A_T$  = área total de la cuenca

$A_i$  = área de influencia parcial del polígono de Thiessen correspondiente a la estación  $i$ .

$P_i$  = precipitación de la estación  $i$

$n$  = número de estaciones tomadas en cuenta.

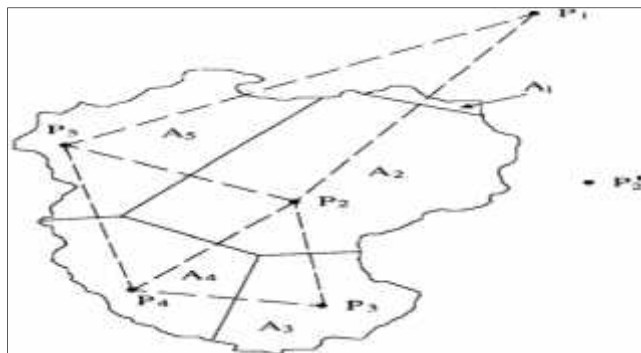


Fig. N° 3.3.1. Método Thiessen (Chow, Ven Te 1994)

### 3.3.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS DATOS DE LLUVIA

El objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño de números. Un parámetro estadístico es el valor esperado de alguna función de una variable aleatoria. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XI, Pg. 370]**

Según **VÁSQUEZ 2000, Ref. [21], [Capítulo I, Pg. 92]**, se definen:

Los datos diarios, mensuales o anuales son presentados en cuadros para su análisis, recurriéndose para esto a la estadística como herramienta auxiliar.

Los parámetros estadísticos más importantes que se deben evaluar de los datos de lluvia son: la media o promedio, la desviación estándar, el coeficiente de variabilidad y el coeficiente de asimetría.

- La media o promedio se calcula con la siguiente formula.

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \quad \text{Ec. (3.3.2)}$$

- Donde:  $\bar{X}$  = Media de la serie de lluvia

$X_i$  = Lluvia diaria, mensual o anual de la muestra.

$n$  = Tamaño de la muestra

- La desviación estándar se calcula con:

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad \text{Ec. (3.3.3)}$$

Donde:  $S$  = Desviación estándar

$X_i$  = Lluvia diaria, mensual o anual de la muestra.

$\bar{X}$  = Media de la serie de lluvia

$n$  = Tamaño de la muestra

- Coeficiente de variabilidad, es un parámetro muy utilizado para hacer comparaciones de variabilidad de la lluvia mensual de la estación de análisis, de la cual se determinan los valores de la media y desviación estándar respectiva. Y se calcula mediante la siguiente formula.

$$C = \frac{S}{\bar{X}} \quad \text{Ec. (3.3.4)}$$

- Simetría, el coeficiente de asimetría (oblicuidad) se calcula con la siguiente formula.

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad \text{Ec. (3.3.5)}$$

### 3.3.3. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más

moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XII, Pg. 391]**

En diseño hidrológico es siempre necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinadas magnitudes, para los cuales se debe diseñar una estructura o calcular un desague. Desde el punto de vista de seguridad, la estructura debería ser diseñada para controlar el evento extremo mayor que pueda ocurrir. Desde el punto de vista económico, por otro lado, el costo de la misma, debe justificar los periodos de retorno que se esperan de su construcción o alcanzan un nivel de seguridad aceptable en función del daño que su falla pueda ocasionar. En diseño hidrológico la probabilidad de ocurrencia de un evento se estima a través de métodos estadísticos mediante el análisis de frecuencia. **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 118].**

El análisis de frecuencia tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 18]**

### **3.3.3.1. PERIODO DE RETORNO**

El objetivo primario del análisis de frecuencia de una serie hidrológica es determinar el periodo de retorno de un evento de determinada magnitud. La inversa de  $P(x)$  se denomina periodo o tiempo de retorno o de ocurrencia ( $T_R$ ). El periodo de retorno de un evento de una magnitud dada, es el tiempo promedio entre eventos que igualan o exceden esa magnitud, o en otras palabras es el intervalo dentro del cual un evento de determinada magnitud puede ser igualado o excedido; sin que ello implique la indicación del momento

en que se puede producir. Si la muestra de la variable se refiere a un año, un mes, o una estación, el  $T_R$  estará referido a ese periodo y se cuenta en años, meses o estaciones climáticas. **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 119].**

En la literatura revisada según **VILLON 2005, Ref. [23], [Capítulo I, Pg. 21, 22]**, Se define como periodo de retorno  $T$ , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud  $x$  puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $x$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$ , es igual a  $1$  en  $T$  casos, es decir:

$$P_{(X \geq x)} = \frac{1}{T_R} \quad \text{Ec. (3.3.6)}$$

$$T_R = \frac{1}{P_{(X \geq x)}} \quad \text{Ec. (3.3.7)}$$

- Donde :  $P_{(X \geq x)}$  = probabilidad de ocurrencia de un evento  $\geq x$

$T_R$  = periodo de retorno.

Tabla 3.3.1. Periodo de retorno de diseños recomendado para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	5 – 50*
Alcantarillas para carreteras	1.1 – 5

\* Pueden aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

Si un evento de diseño, por ejemplo un caudal de diseño Q, tiene un periodo de retorno de T años, y una probabilidad de excedencia P, de acuerdo al apartado anterior, se cumple:

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

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

$$\bar{P} = 1 - P \quad \text{Ec. (3.3.8)}$$

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{Ec. (3.3.9)}$$

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

$$R = 1 - (P)^n$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \text{Ec. (3.3.10)}$$

- Donde: R= riesgo o falla

T = periodo de Retorno

n = vida útil del proyecto.

### 3.3.4. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste. Se debe tener presente que una determinada distribución de probabilidad no necesariamente se aplica por igual a diferentes ríos (en el caso de análisis de caudales) o en diferentes

tipos de lluvia (en el caso de análisis de precipitaciones). **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 127].**

En la literatura revisada según **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 18, 19],** se definen:

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- Distribución Normal
- Distribución Log normal 2 parámetros
- Distribución Log normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

### 3.3.4.1. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

La función de densidad de es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x - x_0)}{\beta}}}{x \cdot \gamma \Gamma(\gamma)} \quad \text{Ec. (3.3.11)}$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

$$0 \leq \gamma < \infty$$

- Donde:  $x_0$  = parámetro de posición

$\beta$  = parámetro de escala

= parámetro de forma

### 3.3.4.2. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La función de densidad de es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{Ec. (3.3.12)}$$

Utilizando el método de momentos, se obtiene las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2}{\sigma} \quad \text{Ec. (3.3.13)}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad \text{Ec. (3.3.14)}$$

- Donde:  $\alpha$  = parámetro de concentración  
 $\beta$  = parámetro de localización  
 $\mu$  = promedio o media y  $\sigma$  = desviación estándar.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente manera forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad \text{Ec. (3.3.15)}$$

- Donde:  $x$  = valor con una probabilidad dada  
 $\bar{x}$  = Media de la serie  
 $k$  = factor de frecuencia

### 3.3.4.3. DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{h - \mu}{\alpha} \quad \text{Ec. (3.3.16)}$$

Como lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{Ec. (3.3.17)}$$

### 3.3.4.4. APLICACIONES FRECUENTES EN DISEÑO HIDROLÓGICO

Según la literatura revisada **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 176].**

Se define. Las funciones de distribución de variable de variables aleatorias tienen una fuerte aplicación en diseños hidrológicos. Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Esto significa que el ajuste de los datos de una muestra de una variable hidrológica permite describir en forma compacta, la función y sus parámetros, explicando mediante ellos, el comportamiento a esperar de la variable hidrológica.

Tabla N° 3.3.2. Resumen de la distribución de probabilidad más usada en hidrología

<b>Tipo de Distribución</b>	<b>Utilización</b>	<b>Observaciones</b>
Binomial	Variables discretas	Eventos si - no
Poisson	Variables discretas	Si la probabilidad es pequeña y el número de eventos N, grande
Normal (Gauss)	Variable continua	Records extensos de lluvia y caudales medios de largos intervalos (1,2,5,10 años)
Log-Normal de 2 parámetros y 3 parámetros (Galton)	Variable continua	Precipitación, caudales anuales. Series de duración parcial.
Gamma de 2 Parámetros	Variable continua	Frecuencia de caudales y lluvias. Generación de hidrogramas sintéticos.
Tipo I (Gumbel)	Valores extremos	Valores extremos de caudales
Tipo II (Frechet)	Valores extremos, límite inferior cero	Log-Gumbel en un caso especial de tipo II.
Tipo III (Weibull)	Existe un límite superior (E)	Valores mínimos de caudales o lluvias.
General de Valores Extremos (GEV)	Incluye los tipos I,II,III	Determinación del tipo de distribución más conveniente
Exponencial	Semilogarítmica	Series de duración parcial
Log-Pearson III	Variable continua	Caudales y lluvias máximas anuales

Fuente: Diseño Hidrológico (Fattorelli, tabla 4.20. pag. 138)

### 3.3.5. AJUSTES DE LA DISTRIBUCIÓN, ESTIMACION DE PARÁMETROS

Según la literatura revisada **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 177].**

Se define. Después que los datos han sido ordenados y depurados el principal objetivo de la inferencia estadística es la estimación de parámetros de la función de distribución de probabilidad. Cuanto más confiable sea la estimación de los parámetros en la muestra, mejor y más confiable será la información que se puede extraer del análisis estadístico. Si los datos son buenos a mayor número de ellos más cercano se estará de la verdadera distribución.

Los métodos de ajuste son de dos clases: analíticos y gráficos. El cálculo analítico con el resultado analítico-gráfico es incluido en el software actual. En general el cálculo de parámetros para ajuste de la curva de distribución se hace por tres métodos analíticos: el método de los momentos, el método de mínimos cuadrados y el método de máxima verosimilitud.

#### 3.3.5.1. MÉTODO DE LOS MOMENTOS

En la literatura de Chow 1994. El método de los momentos fue desarrollado por primera vez por Karl Pearson en 1902. Se establecen las relaciones entre  $N$  parámetros de la distribución seleccionada y los  $n$  primeros momentos de la muestra. Así cada parámetro  $\beta, \dots, n$  tendrá una ecuación.

$$\begin{aligned} &= f_1(\mu_{i,i+1} \dots) & \beta &= f_2(\mu_{j,j+1} \dots) \\ N &= f_N(\mu_{k,k+1} \dots) & & \text{Ec. (3.3.18)} \end{aligned}$$

Es decir habrá tantas ecuaciones como parámetros. Se pueden tomar centrales o momentos alrededor del origen. Este método es teóricamente exacto, pero su exactitud se ve muy afectada por errores de los datos en colas de la distribución donde los brazos de los momentos son largos y los errores magnificados. **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 177].**

### 3.3.5.2. MÉTODO DE MÁXIMA VEROSIMILITUD

Según la literatura revisada CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XII, Pg. 376], se determinan los valores de los parámetros en forma de obtener la función de verosimilitud. Si se tiene una función de densidad de probabilidad  $f(x; \alpha, \beta, \dots)$  de una variable continua  $x$  con los parámetros  $\alpha, \beta, \dots$  a ser estimado, el producto infinito o función de la verosimilitud de muestra de  $N$  valores de una variable continua  $x$  es:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i; \alpha, \beta, \dots) \quad \text{Ec. (3.3.19)}$$

Si la variable es discreta y la función de probabilidad acumulada es:  $P_i f(x; \alpha, \beta, \dots)$  la función de verosimilitud es el producto:

$$L = \prod_{i=1}^N P_i(x_i; \alpha, \beta, \dots) \quad \text{Ec. (3.3.20)}$$

Como uno alcanza su máximo valor, para ciertos valores de  $\alpha, \beta, \dots$ , se aplican logaritmos; luego la ecuación es:

$$L \quad \ln(L) = \ln \left( \prod_{i=1}^N f(x_i; \alpha, \beta, \dots) \right) = \sum_{i=1}^N \ln \left( f(x_i; \alpha, \beta, \dots) \right) \quad \text{Ec. (3.3.21)}$$

De sus derivadas parciales en  $\alpha, \beta, \dots$ , igualadas a cero, se obtienen las funciones de máxima verosimilitud que serán tantas ecuaciones como parámetros a determinar:

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \alpha} = 0; \quad \frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta} = 0 \quad \text{Ec. (3.3.22)}$$

### 3.3.6. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Una curva de frecuencia desarrollada a través de una muestra de datos, se supone que es la mejor estimación de la curva de frecuencia de la población.

La aplicación de los test de bondad de ajuste a determinadas distribuciones, puede ayudar a seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la población. Si bien se han mencionado criterios generales, no

existen verdaderos acuerdos en este sentido y lo cierto es, como lo establece el USWRC (1982), “ninguna distribución es la mejor para todos los criterios, luego el juicio del hidrólogo resulta fundamental”. **FATTORELLI 2011, Ref. [8], [Capítulo IV, Pg. 180].**

Y según la literatura revisada **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 23, 24]**, se definen: Las pruebas de bondad de ajustes son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

### **3.3.6.1. PRUEBA KOLMOGOROV – SMIRNOV**

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia  $D$  entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_0(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$ :

$$D = \text{máx}[F_0(x) - F(x)] \quad \text{Ec. (3.3.23)}$$

Con un valor crítico  $d$  que depende del número de datos y nivel de significancia seleccionado (Tabla N° 3.3). Si  $D < d$ , se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba  $X^2$  de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x) = 1 - m/(n + 1) \quad \text{Ec. (3.3.24)}$$

Donde  $m$  es el número de orden de dato  $x_m$  en una lista de mayor a menor  $n$  es el número total de datos. **APARICIO 1992, Ref. [1], [Capítulo IX, Pg. 279].**

Tabla N° 3.3.3. Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de la muestra	= 0.10	= 0.05	= 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie (Aparicio, tabla A.5. pág. 289)

### 3.3.7. DETERMINACIÓN DE TORMENTA DE DISEÑO

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de *lluvia – escorrentía* y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XIV, Pg. 455].**

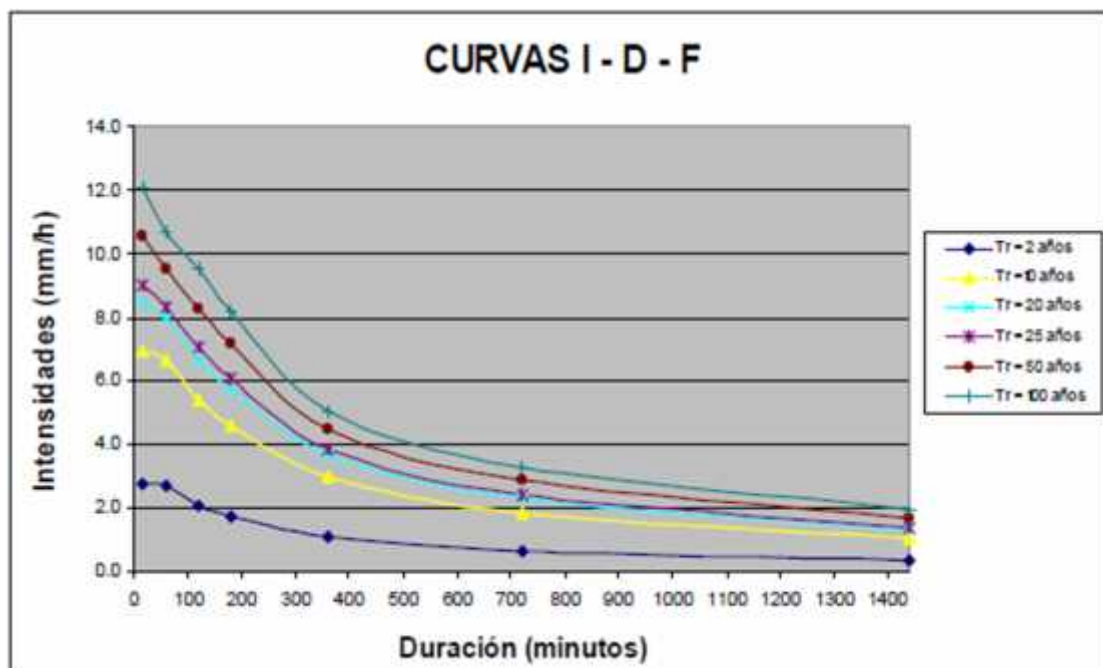
Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Para la determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafos, ya que este equipo provee información instantánea, sin embarro, la mayoría de estaciones de medición de

precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios. **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 23, 24].**

### 3.3.7.1 RELACIONES INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio.



**Fig. N° 3.3.2.** Curva intensidad – Duración – Frecuencia. (MTC 2008, pág.28)

Las intensidades es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h) o pulg/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad \text{Ec. (3.3.25)}$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm o pulg) y T<sub>d</sub> es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XIV, Pg. 465].**

Según la literatura **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 28, 29]**, se definen: Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es la siguiente:

$$I = \frac{a}{(D+b)^m} \quad \text{Ec. (3.3.26)}$$

Generar la ecuación de I<sub>max</sub> y las curvas de Intensidad – Duración – Periodo de retorno (Curva IDT), cuando no se dispone de información pluviográfica, a partir de información pluviométrica, con datos de precipitaciones máximas diarias, utilizando el método Grobe, conocido como el método de Dyck Peschke, la ecuación empírica se muestra a continuación. **VILLON 2015, Ref. [24], [Capítulo I, Pg. 6],**

$$P_D = P_2 \left( \frac{D}{1} \right)^{0.2} \quad \text{Ec. (3.3.27)}$$

- Donde: P<sub>D</sub> = Precipitación máxima de duración D, en (mm)
- P<sub>24h</sub> = Precipitación máxima en 24 horas, en (mm)
- D = duración de la precipitación, en horas

### 3.3.7.2. HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO UTILIZANDO IDF

En los métodos de diseño en hidrología desarrollados hace muchos años, tal como el método racional, sólo utilizaba el caudal pico. No existía consideración alguna sobre el tiempo de distribución del caudal (el hidrograma de caudal) o

sobre la distribución temporal de la precipitación (el hietograma de precipitación). Sin embargo, los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño.

**CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XIV, Pg. 477].**

a) MÉTODO DE BLOQUE ALTERNO

El método de bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método es específica la profundidad de precipitación que ocurre en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $t$  sobre una duración total de  $T_d = n t$ . Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones  $t, 2 t, 3 t, \dots$  y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $T_d$  y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo XIV, Pg. 477].**

### 3.3.7.3. PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA

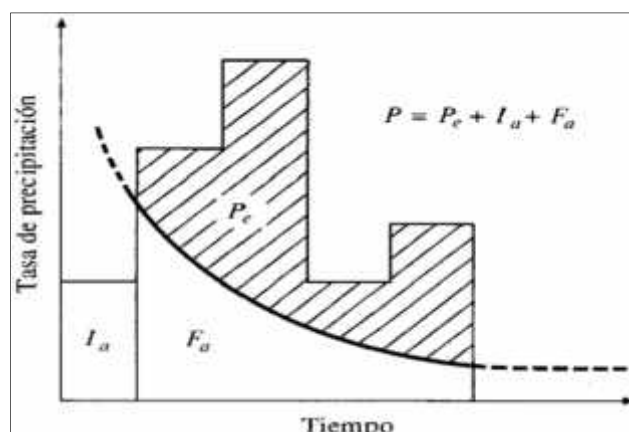
El exceso de precipitación, o precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se

convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación contra el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia – escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total que se observa y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por infiltración con algo de intercepción y almacenamiento superficial. **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo V, Pg. 139].**

#### 3.3.7.4. MÉTODO SCC PARA ABSTRACCIONES

Según la literatura **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo V, Pg. 151 - 154].** Se definen:

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 o escorrentía directa  $P_e$  es siempre o menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$  (véase la figura N° 04).



**Fig. N° 3.3.3.** Variable en el método de abstracciones de precipitación del SCS

Existe una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de la escorrentía potencial es  $P - I_a$ .

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_u}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \text{Ec. (3.3.28)}$$

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_u \quad \text{Ec. (3.3.29)}$$

Combinando (3.3.42) y (3.3.43)

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{Ec. (3.3.30)}$$

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

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

$$I_a = 0.25S \quad \text{Ec. (3.3.31)}$$

Con base en esto 100

$$P_e = \frac{(P - 0.25S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{Ec. (3.3.32)}$$

Para caracterizar estas curvas, se define un número adimensional CN, tal que  $0 \leq CN \leq 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; para superficies naturales  $CN < 100$ .

El número de curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1}{C} - 10 \quad \text{Ec. (3.3.33)}$$

Donde S está en pulgadas. Los números de curva se aplican para condiciones de antecedentes de humedad normales (AMC II) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$C(I) = \frac{4.2C(II)}{1 - 0.05C(II)} \quad \text{Ec. (3.3.34)}$$

$$C(III) = \frac{4C(II)}{1 - 0.1C(II)} \quad \text{Ec. (3.3.35)}$$

Tabla N° 3.3.4. Clasificación de clases de antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

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

Fuente: Soil Conservation Service, 1972, tabla 4.2, pág. 4-12

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de tierra. Se definen cuatro grupos de suelo:

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

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

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

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

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en la tabla 3.6. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Tabla N° 3.3.5. Numero curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, la = 0.25S)

Descripción del uso de la tierra	Grupo Hidrológico de Suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: 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	45	66	77	83
hiervas	25	55	70	77
cubierta buena				
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.:				
óptimas condiciones: cubierta de pasto 75% o mas	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto 50 – 75%	49	69	79	84
Área comerciales de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promd.				
Imper.	77	85	90	92
1/8 acre o menos 65	61	75	83	87
1/4 acre 38	57	72	81	86
1/3 acre 30	54	70	80	85
1/2 acre 25	51	68	79	84
1 acre 20				
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cuneta y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven Te Chow, tabla 5.5.2. pág. 154)

### 3.3.8. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Según la literatura **TEMEZ 1978, Ref. [19], [Capítulo I, Pg. 10 y 74]**. Se definen:

A  $T_c$  se le denomina tiempo de concentración y se comprueba experimentalmente que es característico de cada cuenca, y por tanto independiente de la configuración y magnitudes del aguacero. En principio, pudiera sorprender tal afirmación, pensando que a mayor intensidad de lluvia le correspondería un menor valor de  $T_c$  por aumentar el caudal de los ríos y con él la velocidad. Pero si bien es cierto que con el caudal crece la velocidad, también lo hace simultáneamente el manto de agua circulante por el terreno y red de drenaje, con la consiguiente laminación y retraso en el proceso de evacuación; así ambos efectos de signos contrario se contrarrestan.

Según la literatura **YUGAR 2009, Ref. [25], [Capítulo II, Pg. 30]**. Se definen:

Para tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de las características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación se muestra la formulación empírica de Temez:

$$T_c = 0.126 \left( \frac{L}{J^{0.3}} \right)^{0.7} \quad \text{Ec. (3.3.36)}$$

Donde:  $T_c$  = tiempo de concentración (hr)

$L$  = Longitud del curso principal (km)

$J$  = Pendiente media del curso principal

El tiempo de concentración ( $T_c$ ), es el transcurrido desde el final del aguacero hasta el final de su hidrograma superficial. Se podría definir también como el tiempo que tarda en salir por el punto de desagüe la última gota de escorrentía debida a la precipitación caída en un instante dado.

### **3.3.9. ESTIMACIÓN DE CAUDALES**

Una creciente o avenida máxima es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. En el análisis de los datos hidrológicos pueden presentarse el caso de que se tenga a disposición registros históricos de caudales; entonces dependiendo del problema a resolver un análisis probabilístico puede ser conveniente. El caso más frecuente es cuando no se dispone de caudales, por lo que es necesario calcular estos a partir de la lluvia. Usando un modelo hidrológico precipitación - escorrentía. **VÁSQUEZ 2002, Ref. [21], [Capítulo II, Pg. 134].**

Para diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedero de demasías, luz en un puente. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de esta. **VILLÓN 2002, Ref. [22], [Capítulo VI, Pg. 241].**

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal  $Q$  cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial. **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 40].**

Según la literatura **VILLÓN 2002, Ref. [22], [Capítulo VI, Pg. 244].** Se definen:

Se presentan para el cálculo del caudal máximo:

- Método directo
- Métodos empíricos
- Métodos hidrológicos (hidrograma unitario)
- Métodos estadísticos o probabilísticos

### 3.3.9.1. MÉTODO DIRECTO

Este es un método hidráulico, llamado de sección y pendiente, en el cual el caudal máximo se estima después del paso de una avenida, con base en datos específicos obtenidos en de campo. Los trabajos en campo incluyen como, secciones transversales, la pendiente S y el coeficiente de rugosidad n de Manning. Aplicar la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ec. (3.3.37)}$$

Donde: Q = caudal máximo, m<sup>3</sup>/s

n = coeficiente de rugosidad

A = área hidráulica promedio, m<sup>2</sup>

R = radio hidráulico promedio, m

S = pendiente, m/m

### 3.3.9.2. MÉTODO EMPÍRICO

Existen una gran variedad de métodos empíricos, en general todos derivan del método racional. Tienen gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. Destacan en estos métodos empíricos: método Racional, método Mac – Math, método de Talbot, método de Iszkowski, formula de Burkli – Zieger. **VILLÓN 2002, Ref. [22], [Capítulo VI, Pg. 250].**

El Método de Creager Según **NARANJO 2011, Ref. [16], [Capítulo I, Pg. 30],** Originalmente desarrollado por Creager, fue adaptado para el territorio peruano por Wolfrang Trau y Raul Gutierrez Yrigoyen. La aplicación de este método permite la estimación de los caudales máximos diarios en cuenca sin información, para diferentes periodos de retorno, tomando el área de la cuenca

como el parámetro de mayor incidencia en la ocurrencia de caudales máximos.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$Q_m = (C_1 + C_2) * l_c(T) * A^m * A^{-n} \quad \text{Ec. (3.3.38)}$$

Donde: Q = Caudal máximo para un periodo de retorno seleccionado, m<sup>3</sup>/s

C1, C2 = Coeficiente de adimensionales de escala, por regiones hidráulicas

T = Periodo de retorno, en años

A = Área de la cuenca aportante, en (km<sup>2</sup>)

m, n: = Exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.

El método de Creager proporciona el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente al cruce en estudio.

Según la revisión de la literatura **YUGAR 2009, Ref. [25], [Capítulo II, Pg. 67]**.

La fórmula empírica del Método Racional Modificado amplía el campo de aplicación, considera el efecto de la no uniformidad de las lluvias mediante un coeficiente de uniformidad, el caudal máximo de avenida se obtiene mediante la expresión:

$$Q = \frac{C * I * A * K}{3.6} \quad \text{Ec. (3.3.39)}$$

Donde: Q = Caudal punta para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = Máxima intensidad media en el intervalo de tiempo Tc para un periodo considerado, en mm/h

A = Superficie de la cuenca, en (km<sup>2</sup>)

K = Coeficiente de uniformidad

Según **VILLÓN 2002, Ref. [22], [Capítulo VI, Pg. 250]**. El Método Numero Curva fue desarrollado por el servicio de conservación de suelos (SCS), el

parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones liquidas.

Con base al número N de la cuenca, se calcula la escorrentía para cada una de las lluvias determinadas por medio de la ecuación 3.3.54

$$Q = \frac{[N(P+5.8)-5]^2}{N[N(P-2.2)+2]} \quad \text{Ec. (3.3.40)}$$

Donde: Q = Escorrentía, en mm

P = Lluvia de duración 6 horas y determinado periodo de retorno, mm

$$Q_m = q * Q * A \quad \text{Ec. (3.3.41)}$$

Donde: Qmax = Gasto máximo, en m<sup>3</sup>/s

q = Gasto unitario, en (m<sup>3</sup>/s/mm/km<sup>2</sup>)

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

### 3.3.9.3. MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO

El hidrograma unitario desarrollo a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca se aplica solamente para la cuenca y para el punto del rio donde se midió el caudal. Para cuencas donde no hay esta información se utiliza el concepto de hidrograma unitario sintético basado fundamentalmente en las características de la cuenca. Los más empleados son el hidrograma sintético de Snyder, el Soil Conservation Service (SCS) y el de Clark. **VÁSQUEZ 2002, Ref. [21], [Capítulo II, Pg. 162].**

Y según **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 44 - 48]**, se definen:

El hidrograma es un gráfico que se muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si

sobre ella se produjera una precipitación de una duración determinada (por ejemplo, 1mm durante 1 hora). El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1cm. Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel U (t-T) dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt \quad \text{Ec. (3.3.42)}$$

Donde: q (t) = función del hidrograma de salida

I (t) = función del hidrograma de entrada

#### - HIDROGRAMAS SINTÉTICOS

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

a. Hidrograma Sintético Triangular del SCS; con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está en horas y el caudal en m<sup>3</sup>/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario. El tiempo de recesión, tr, puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67T \quad \text{Ec. (3.3.43)}$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$Q_p = \frac{2.0 * h_p * A}{T} \quad \text{Ec. (3.3.44)}$$

Donde A = es el área de drenaje en Km<sup>2</sup>

T<sub>p</sub> = es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

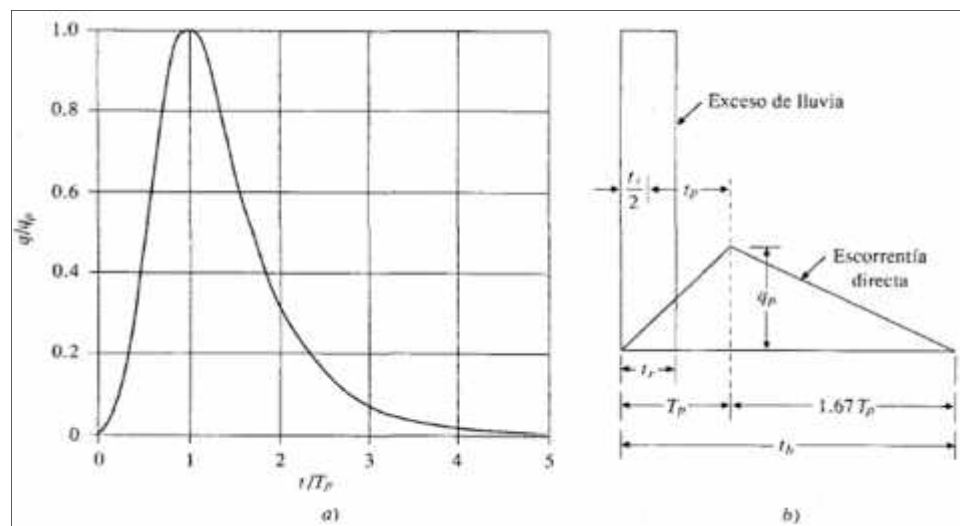
Según **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo VII, Pg. 236].**

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo t<sub>p</sub> ≈ 0.6 T<sub>c</sub>, donde T<sub>c</sub> es el tiempo de concentración de la cuenca.

Como se muestra en la fig. N° 06b, el tiempo de ocurrencia del pico T<sub>p</sub>

puede expresarse en términos del tiempo de retardo t<sub>p</sub> y de la duración de la lluvia efectiva t<sub>r</sub>:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad \text{Ec. (3.3.45)}$$



**Fig. N° 3.3.4.** Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service, a) hidrograma adimensional y b) hidrograma unitario triangular.

#### 3.3.9.4. SISTEMA DE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO (HEC –HMS)

Y según la literatura revisada **MTC 2008, Ref. [13], [Capítulo III, Pg. 50]**, se definen:

El sistema de modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el centro de ingeniería Hidrológica (HEC - Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros del Ejército 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.

Los datos que se requieren para la cuenca, además de la precipitación y las características de la cuenca son tres:

- Función de infiltración y los parámetros correspondientes. la función de infiltración debe escogerse de la siguiente lista:
  - i. Servicio de conservación de suelos (SCS)
  - ii. Green y Ampt.
  - iii. Inicial/constante
  - iv. Inicial/déficit
  - v. No hay perdida.
- Función del hidrograma unitario y los parámetros correspondientes. la función del hidrograma unitario debe escogerse de la siguiente lista:
  - i. Clark
  - ii. Snyder
  - iii. SCS
  - iv. Clark modificado
  - v. Definido por el usuario

vi. Onda cinemática

- Función de recesión de las avenidas y los parámetros y variables correspondientes:

i. Recesión.

ii. Flujo constante mensual

iii. No hay flujo base.

En el caso de la función de infiltración, escogemos la del Servicio de conservación de Suelos de los estados Unidos, SCS. Se necesitan 3 tipos de datos. La pérdida inicial (en mm), el número de curva (CN) y el porcentaje de suelo impermeable en la cuenca. La pérdida inicial es la cantidad de lluvia en mm que se produce antes de ocasionar el flujo superficial. Por otro lado, el número de curva se define en base al tipo de suelo, cobertura vegetal, y prácticas de pastoreo.

En quebradas intermitentes el flujo base puede considerarse igual a cero, pero en quebradas mayores el flujo base debe estimarse en base a mediciones realizadas a lo largo de varios años y posiblemente establecer valores de flujo base mensual.

Los datos de salida se presentan en forma tabular, sintetizadas en un sumario o gráfica.

En una cuenca pequeña es posible que no sea necesario unir varias subcuencas para obtener el caudal de salida, mientras que en cuencas mayores es necesario realizar el tránsito de avenidas. Los métodos que se utilizan comúnmente son los siguientes:

- Muskingum
- SCS
- Muskingum – Cunge
- Onda cinemática

Las variables de entrada de Muskingum son K y X, que se basan en mediciones de hidrogramas realizados en el cauce. K es una medida del tiempo de transporte de una onda de un punto a otro, expresándose en unidades de tiempo (horas) y X es una variable adimensional que fluctúa entre 0 - 0.3 y que tiene un valor típico de 0.2.

En el método de SCS solo se especifica un tiempo de retraso de la onda. Básicamente se traslada la onda de un tiempo a otro sin tomar en cuenta las pérdidas por fricción.

Tanto el método de la Onda Cinemática como el método de Muskingum – Cunge requiere datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base, la inclinación de las taludes (z) el coeficiente de rugosidad del cauce (n), la pendiente de la línea de energía (Sf) y la longitud del tramo (L). La pendiente de la línea de energía se asume igual a la pendiente del canal en el tramo de interés.

#### - TRANSITO HIDROLÓGICO EN RÍOS

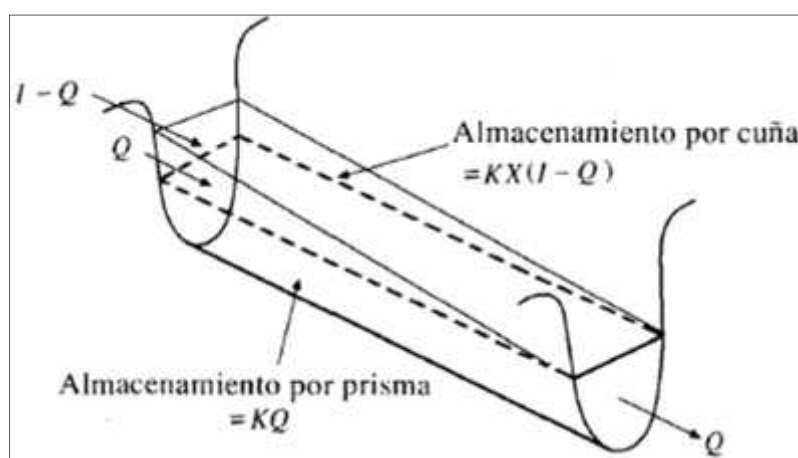
Según **CHOW 1994, Ref. [6], [Capítulo VIII, Pg. 264]**. Se define que el Método Muskingum es un método de ***Transito Hidrológico*** que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal – almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación de almacenamiento de cuña y prisma (fig. N° 07). Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está

formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático.

Suponiendo que el área de la sección transversal del flujo de creciente es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por prisma es igual a  $KQ$  donde  $K$  es un coeficiente de proporcionalidad, y el volumen de almacenamiento por cuña es igual a  $KX(I-Q)$ , donde  $X$  es un factor de ponderación dentro del rango  $0 \leq X \leq 0.5$ . El almacenamiento total es por consiguiente la suma de dos componentes, la cual se puede reordenar para dar la función de almacenamiento para el método Muskingum.

$$S = K + K(I - Q) \quad \text{Ec. (3.3.46)}$$

$$S = K[X + (1 - X)Q] \quad \text{Ec. (3.3.47)}$$



**Fig. N° 3.3.5.** Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo del canal

Y según la literatura revisada **NANIA 2007, Ref. [15], [Capítulo III, Pg. 10, 46]**, se definen:

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, HEC – HMS utiliza los siguientes componentes: modelos de cuenca, modelos meteorológicos,

especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. El componente de los datos de entrada, tales como las series temporales, tablas y datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el modelo meteorológico.

El HEC – GeoHMS es una extensión para ArcGIS que ha sido desarrollada como un grupo de herramientas hidrológicas geoespaciales para ingenieros e hidrólogos, con una limitada experiencia en sistemas de información geográfica (SIG). El programa permite visualizar información espacial, documentar características de la cuenca, realizar análisis espaciales, delinear cuencas y ríos, construir las entradas para modelos hidrológicos y ayudar en la preparación de informes. Trabajando con HEC – GeoHMS a través de sus interfaces, menús de herramientas, en un entorno con ventanas, el usuario puede crear rápidamente entradas hidrológicas que pueden usarse directamente con HEC – HMS.

HEC – GeoHMS se usa para procesar los datos de la cuenca después de haber realizado una preparación y recopilación inicial de los datos del terreno. La preparación de los datos del SIG puede ser realizado con cualquier Software estándar de SIG. Los datos necesarios para trabajar con HEC – GeoHMS incluyen un modelo digital de elevaciones (DEM), la localización digital de los cauces y de las estaciones de aforo. Cuando la preparación de los datos esta lista, HEC – GeoHMS procesa el terreno y la información espacial para generar una serie de entradas hidrológicas, que le darán al usuario un modelo inicial para Hec – HMS.

Según **CAYO 2007, Ref. [3], [Capítulo I, Pg. 2]**, Los estudios hidrológicos, requieren cada vez mayor uso de modelos matemáticos de probada eficacia, como es el HEC – HMS, para la obtención de caudales de avenida, reconocidos por todas las instituciones públicas y privadas comprometidas en el desarrollo de los recursos hídricos.

### **3.3.10. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA**

Se definen según la literatura **TUESTA 2011, Ref. [20], [Capítulo I, Pg. 8, 46]**.

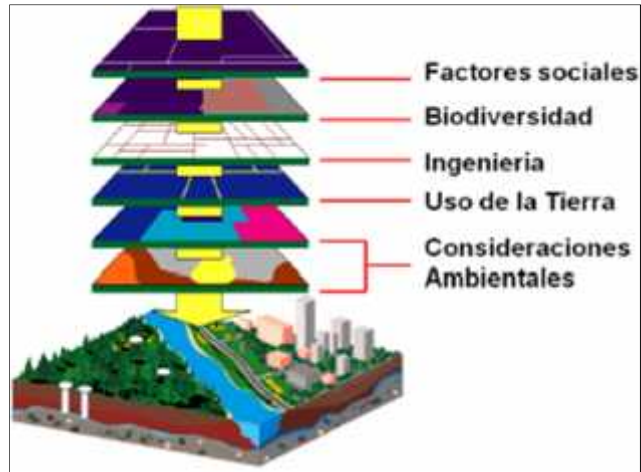
ArcGIS es un software de Sistema Información Geográfica diseñado por la empresa californiana Environmental Systems Research Institute (ESRI) para trabajar a nivel multiusuario. Representa la evolución constante de estos productos, incorporando los avances tecnológicos experimentados en la última década en el área de la informática y telecomunicaciones para capturar, editar, analizar, publicar en la web e importar información geográfica.

Bajo el nombre ArcGIS Desktop se comercializan tres licencias: ArcInfo, ArcEditor y ArcView, que comparten un mismo núcleo y número de funciones que varía de la versión más completa (ArcInfo) hasta la más simple (ArcView).

Cada una de estas compuesta por dos aplicaciones diferentes.

- ArcMap 10 (semejante a ArcView 3.x)
- ArcCatalog 10 (semejante al explorador de Windows)

Por otra parte, integrado en estos dos se encuentra ArcToolbox (conjunto de herramientas de conversión y análisis de datos).

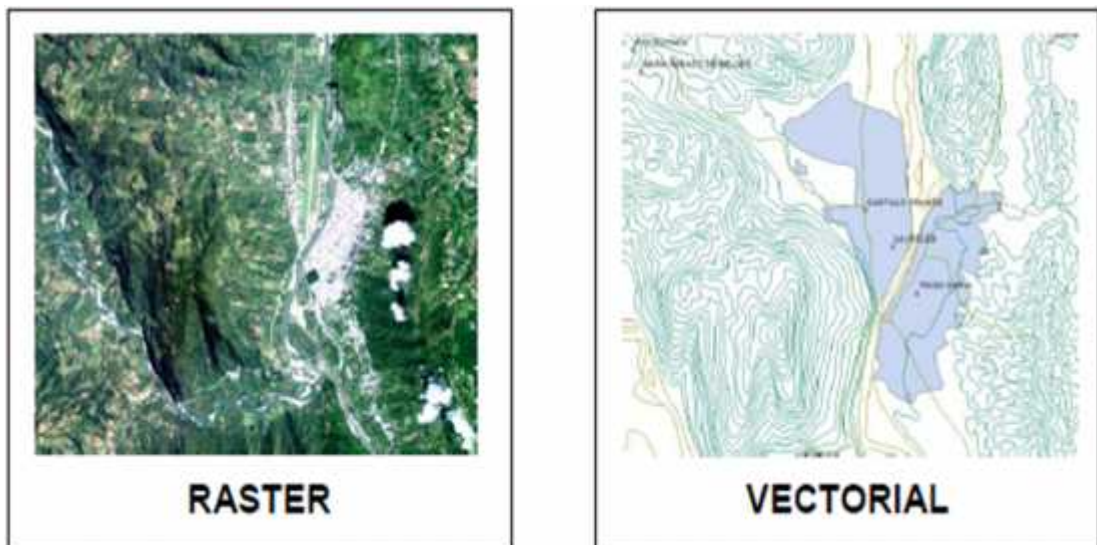


**Fig. N° 3.3.6.** Aplicaciones del Sistema de información Geográfica

### 3.3.10.1. FORMATOS DE ALMCENAMIENTO DE DATOS ESPACIALES

El sistema de información geográfica, es un conjunto de hardware, software, datos geográficos y personales capacitados, organizados para capturar, almacenar, consultar, analizar y presentar todo tipo de información que pueda tener una referencia geográfica. Un SIG es una base de datos espacial.

El objeto con el que se trabajo puede ser de dos tipos de formatos Raster (archivo de imagen) y vectorial (cobertura).



**Fig. N° 3.3.7.** Formatos de datos espaciales con que trabaja el SIG.

### 3.3.10.2. FORMATO RASTER

Son fotografías, imágenes digitales capturadas por satélites (LandSat, Spot) o información digital de un mapa. Trabaja con celdas de igual tamaño que posee un valor; el tamaño de la celda define el nivel de detalle de la información. Este modelo está orientado para representar fenómenos tradicionalmente geográficos que varían continuamente en el espacio; como la pendiente del terreno, altitud, precipitación. El modelo Raster también es llamado imagen.

En este modelo, el espacio geográfico es dividido en sectores de forma regular denominado comúnmente pixel. De esta forma se establece una malla coordenada de pixeles en la que cada pixel va a tomar el valor de la información que se encuentra en la posición del pixel. Cuanto más pequeño sea el tamaño de pixel más precisa será la representación de la información.

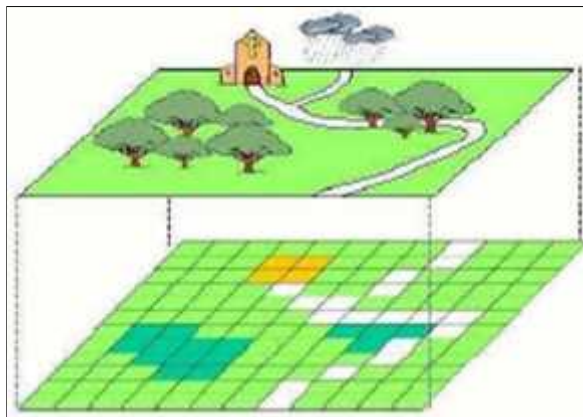


Fig. N° 3.3.8. Representación de un modelo dividido mediante pixeles

### 3.3.10.3. FORMATO VECTORIAL

El formato vectorial (shape) puede ser creado a partir de fuentes de información espacial existente, o pueden ser generados desde ArcGIS, donde podemos añadir elementos. La composición de una cobertura vectorial en ArcGIS consta de tres archivos con el mismo nombre, pero con extensiones diferentes: tabla de atributos, datos espaciales – geometría, índice de los datos espaciales.

### **3.4. ESTUDIO HIDRAÚLICO**

#### **3.4.1. RÍOS**

Debemos mirar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es, pues, un fenómeno de tipo hidráulico, prueba de ellos es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas o un evento hidrometeorológico extraordinario. Las obras de control y el tratamiento del problema de las avenidas e inundaciones son parte de la hidráulica fluvial.

Los ríos en general se caracterizan por su movilidad; siguen su camino por acción de la gravedad; el desnivel topográfico es la causa del desplazamiento del agua. Los ríos existen desde hace muchísimo tiempo, desde antes por cierto que existiesen los estados y los países. **ROCHA 2003, Ref. [18], [Capítulo I, Pg. 10].**

Un río es un medio con un flujo bifásico de agua y sedimento (procedente del cauce o de la cuenca). Cuando este flujo no presente un cambio espacial o temporal, simplemente el río da una aportación de agua y una de sedimentos.

El caudal de un canal suele ser constante. En los ríos el caudal es siempre variable, según el régimen hidrológico de la cuenca, en una escala de tiempos estacional o bien restringida a un episodio meteorológico. Ciertos caudales infrecuentes pero no extraordinarios son importantes para el río en el sentido de que le conforman el cauce, y además existen las avenidas extraordinarias, las cuales pueden transformar radicalmente la naturaleza o el curso del río (por ejemplo atajando un meandro). **MARTIN 2003, Ref. [14], [Capítulo I, Pg. 21].**

### 3.4.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS

Se definen según la literatura **MARTIN 2003, Ref. [14], [Capítulo II, Pg. 25]**. A este aspecto se llaman ríos efímeros, por oposición a ríos perennes, aquellos que solo llevan agua en episodios de fuertes precipitaciones, mientras que se mantienen secos el resto del tiempo. Son típicos de climas áridos y semiáridos. Las ramblas, barrancos y algunas mediterráneas son un ejemplo de este tipo especial de ríos.

Se llaman ríos aluviales aquellos que discurren por materiales sedimentarios modernos, generalmente aportados por el propio río. El lecho de estos ríos tienen un cierto espesor de material granular prácticamente suelto.

Se definen según la literatura **ROCHA 2003, Ref. [18], [Capítulo III, Pg. 57]**. Hay muchas formas de y criterios para la clasificación de los ríos. Una simple y general, es la siguiente:

- Ríos sin áreas de inundación (confinados)
- Ríos con áreas de inundación

En todo caso las clasificaciones sirven para obtener mejor conocimiento del comportamiento fluvial. La clasificación de los ríos por su edad. Según ella se distinguen tres tipos de ríos: jóvenes, maduros y viejos.

- Ríos jóvenes; corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, este tiene una sección de V. son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Ejemplo típico torrentes de montaña.
- Ríos maduros; cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal. El río está en estado próximo a él. La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él.

- Ríos viejos; los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta.

#### **3.4.1.2. MORFOLOGÍA FLUVIAL**

Según la literatura **MARTIN 2003, Ref. [14], [Capítulo II, Pg. 25]**. En la naturaleza es muy raro encontrar cauces rectos y regulares. En cambio, se distinguen dos morfologías fluviales típicas:

- La primera es el cauce trezado (o con anastomosis). Es un cauce muy ancho, compuesto por una multiplicidad de cauces menores entrelazados o trezados, que dejan islas (sumergibles) entre si al unirse y separarse. Son cauces inestables en el sentido de que una crecida puede cambiarlos considerablemente.
- La segunda morfología típica de un cauce sinuoso o con meandros. El cauce es único pero forma curvas. Los meandros son una morfología dinámica en el sentido de que presentan una evolución. También pueden ser simples si solo presentan una frecuencia o longitud de onda dominante.

#### **3.4.1.3. GEOMETRÍA HIDRÁULICA DE UN RÍO**

Según la literatura **MARTIN 2003, Ref. [14], [Capítulo II, Pg. 25]**. Si se les permiten todos sus grados de libertad, un río es una corriente de agua que forma su cauce ajustando libremente la anchura, el calado y la planta. El problema de predecir o deducir esta geometría del río ha ocupado a muchos investigadores en geomorfología.

Por otra parte, examinando las dimensiones de las secciones transversales de los ríos se ha encontrado que la anchura  $B$  es proporcional a la raíz cuadrada del caudal. Es decir, que un río cuatro veces más caudaloso que otro tendrá una

anchura aproximadamente doble. Estas relaciones cualitativas se pueden concretar en expresiones de cálculo a través de la teoría del régimen. Un río más caudaloso da un cauce más ancho y profundo es aún más ancho, que un río menos caudaloso.

### **3.4.2. FLUJOS EN CANALES ABIERTOS**

Se definen según la literatura **CHOW 1994, Ref. [7], [Capítulo I, Pg. 5]**. El flujo en canales abiertos puede describirse en muchos tipos y describirse de varias maneras. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio.

- Flujo Permanente, si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.
- Flujo no Permanente, si la profundidad cambia con el tiempo.

En la mayor parte de los problemas de canales abiertos es necesario estudiar el comportamiento del flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo debe tratarse como no permanente.

Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo es variado si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente. Debido que el flujo uniforme no permanente es poco frecuente, el término “flujo no permanente” se utilizara para designar exclusivamente el flujo variado no permanente.

El flujo variado puede clasificarse además como rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas, de otro

modo, es gradualmente variado. Un rápidamente variado también se conoce como fenómeno local; algunos ejemplos son el resalto hidráulico y la caída.

### 3.4.3. ESTADO DEL FLUJO

Se definen según la literatura **CHOW 1994, Ref. [7], [Capítulo I, Pg. 7]**. El estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. Efecto de la viscosidad. El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

- El Flujo laminar, si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel muy importante en determinar el comportamiento del flujo.
- El flujo turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. Las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente entera.
- Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds, definida por:

$$R = \frac{V}{\nu} \quad \text{Ec. (3.4.1)}$$

Donde  $V$  es la velocidad del flujo en pies/s;  $L$  es la longitud en pies;  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua en pies<sup>2</sup>/s.

Efecto de la gravedad. El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de Froude definido como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g}} \quad \text{Ec. (3.4.2)}$$

Donde  $V$  es la velocidad media del flujo en pies/s;  $g$  es la aceleración de la gravedad en pies/s<sup>2</sup>; y  $L$  es una longitud característica en pies. En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica  $D$ . Cuando  $F$  es igual a la unidad, la ecuación (3.4.2) se convierte en:

$$V = \sqrt{g} \quad \text{Ec. (3.4.3)}$$

Y se dice que el flujo está en un estado crítico. Si  $F$  es menor que la unidad o  $V < \sqrt{gD}$ , el flujo es subcrítico. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por tanto, el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta. Si  $F$  es mayor que la unidad, o  $V > \sqrt{gD}$ , el flujo es supercrítico. En este estado las fuerzas inerciales se vuelven dominantes; el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarrápido y torrencial.

#### 3.4.4. RÉGIMEN DE FLUJO

Se definen según la literatura **CHOW 1994, Ref. [7], [Capítulo I, Pg. 14]**. En un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo, los cuales son:

- Subcrítico – laminar, cuando  $F$  es menor que la unidad y  $R$  está en el rango laminar.
- Supercrítico – laminar, cuando  $F$  es mayor que la unidad y  $R$  está en el rango laminar.
- Supercrítico – turbulento, cuando  $F$  es mayor que la unidad y  $R$  está en el rango turbulento.
- Subcrítico – turbulento, cuando  $F$  es menor que la unidad y  $R$  está en el rango turbulento.

### 3.4.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Se definen según **CHOW 1994, Ref. [7], [Capítulo V, Pg. 99 a 105]**. Los factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad tanto en canales artificiales como en canales naturales se escriben más adelante. Nótese que estos factores están hasta cierto punto interrelacionados; por tanto, la discusión de uno de los factores puede repetirse conexión con otro.

- a. Rugosidad superficial. Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen el efecto retardador de flujo. En general, granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de  $n$ , y granos gruesos, un valor alto de  $n$ .
- b. Vegetación. Puede considerarse una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y el tipo de vegetación.
- c. Irregularidad del canal. Incluyen las irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de ésta a lo largo del canal. En general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no producen efectos apreciables en el valor de  $n$ .
- d. Alineamiento del Canal. Curvas suaves con radios grandes producirán valores de  $n$  relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el  $n$ .
- e. Sedimentación y socavación. En general, la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el  $n$ , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el  $n$ .

- f. Obstrucción. La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puentes y estructuras similares tienden a incrementar el  $n$ . La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, numero de distribución.
- g. Tamaño y forma de Canal. No existen evidencia definitiva acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor de  $n$ . Un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el  $n$ .
- h. Nivel del caudal. En la mayor parte de las corrientes el valor de  $n$  disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Sin embargo, el valor de  $n$  puede ser grande en niveles altos si las bancas están cubiertas por pastos, rugosas
- i. Cambio estacional. Debido al crecimiento de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces, y árboles en el canal o en las bancas, el valor de  $n$  puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva.
- j. Material en suspensión y carga de lecho. Ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causara una pérdida de altura e incrementara la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores anteriores deben estudiarse y evaluarse con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento y otras consideraciones.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan al coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para estimar el valor de  $n$ . Mediante este procedimiento, el valor de  $n$  puede calcularse por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad \text{Ec. (3.4.4)}$$

Donde  $n_0$  es un valor básico de  $n$  para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados,  $n_1$  es un valor que debe agregarse al  $n_0$  para corregir el efecto de las rugosidades superficiales,  $n_2$  es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección del canal.,  $n_3$  es un valor para considerar las obstrucciones,  $n_4$  es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y  $m_5$  es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Los valores apropiados de  $n_0$  a  $n_4$  y  $m_5$  pueden seleccionarse en la tabla 3.4.1 de acuerdo con las condiciones dadas.

Tabla N° 3.4.1. Valores del coeficiente de rugosidad “n”, tabla de Cowan

Condición del canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de La sección transversal	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 – 0.015
Efecto relativo De la obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.05
	Muy alta		0.050 – 0.100
Grado de los Efectos Por meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de canales abiertos (Ven Te Chow, tabla 5.5. pág. 105)

### **3.4.6. ANÁLISIS HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE IBER 2.3.2**

Iber es un modelo de numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 4 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia, un módulo de transporte de sedimentos y un módulo de calidad de aguas. Todos los módulos trabajan sobre una malla, estructurada y no estructurada, de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros. Iber puede utilizarse tanto en español como en inglés, para cambiar de idioma hay que acceder al menú utilidades, preferencias. **GIAMA & FLUMEN 2015, Ref. [9], [Capítulo I, Pg. 5].**

En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D). El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas someras con diferente grado de complejidad. El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo. **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo I, Pg. 5].**

#### **3.4.6.1. MÓDULO HIDRODINÁMICO**

El modulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de agua someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Ecuations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una

distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple en ríos y estuarios, aunque puedan existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son las más utilizadas en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes. **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 7].**

### 3.4.6.2. ECUACIONES HIDRODINÁMICAS

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad \text{Ec. (3.4.5)}$$

$$\frac{\partial U_x}{\partial t} + \frac{\partial U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial U_x U_y}{\partial y} = -g \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{g h^2}{\mu} \frac{\partial}{\partial x} + 2\Omega s \lambda U_y + \frac{\partial \tau_{xy}^e}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}^e}{\partial x} + M_x$$

$$\frac{\partial U_y}{\partial t} + \frac{\partial U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial U_x U_y}{\partial x} = -g \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{g h^2}{\mu} \frac{\partial}{\partial y} + 2\Omega s \lambda U_x + \frac{\partial \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}^e}{\partial y} + M_y$$

Donde  $h$  es el calado,  $U_x$ ,  $U_y$ , son las velocidades horizontales promediadas en profundidad,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $Z_s$  es la elevación de la lámina libre,  $\tau_s$  es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento,  $\tau_b$  es la fricción debido al rozamiento del fondo,  $\rho$  es la densidad del agua,  $\Omega$  es la velocidad angular de rotación de la tierra,  $s$  es la latitud del punto considerado,  $\tau_{xx}^e$ ,  $\tau_{xy}^e$ ,  $\tau_{yy}^e$  son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y  $M_s$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  son las respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación.

Se incluyen los siguientes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas
- Rozamiento del fondo
- Rozamiento Superficial por viento
- Precipitación
- Infiltración.

Se modelan asimismo los frentes seco – mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelación de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras. **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 8].**

Según **GONZALES & AGUIRRE 2012, Ref. [11], [Capítulo III, Pg. 8].** Se define. La ecuación bidimensional de Saint – Venant se obtienen promediando en la vertical las ecuaciones turbulentas de Reynolds. Una suposición básica para poder llevar a cabo este promedio es que la componente vertical de la velocidad es despreciable frente a la fuerza ejercida por la gravedad y que las componentes en  $X$  y  $Y$  de la velocidad no varían mucho en una misma vertical, es decir, se puede asumir que son constantes en la vertical, esta suposición es la que permite llevar el modelo tridimensional de Reynolds al modelo bidimensional de Saint – Venant. Para llevar acabo la deducción de las ecuaciones de Saint – Venant se utilizan las siguientes suposiciones:

- La pendiente del fondo es pequeña, es decir, la altura en todo el afluente es casi la misma.
- Se considera presión hidrostática.
- El movimiento de las partículas ocurre solo en planos horizontales.
- La velocidad vertical de la partícula se considera despreciable frente a la fuerza de gravedad.
- Las componentes de la velocidad en las direcciones X y Y en una misma vertical son casi iguales

### 3.4.6.3. TENSIONES EFECTIVAS

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y de los términos de dispersión debido a la homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad

$$\tau_i^e = \tau_{ii}^v - \overline{u_i u_j} + D_j \quad \text{Ec. (3.4.6)}$$

En donde  $\tau_i^e$  son las tensiones viscosas,  $\overline{u_i u_j} + D_j$  son las tensiones turbulentas (también llamadas tensiones de Reynolds, y  $D_{ij}$  son las tensiones de dispersión lateral. **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 9].**

### 3.4.6.4. CONDICIONES DE CONTORNO

Según **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 11].** Se definen, en un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contorno: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos.

#### a). CONTORNO CERRADOS

La presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se pueden imponer las siguientes condiciones de tipo pared:

- Condición de deslizamiento libre (tensión tangencial nula), la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto con el fondo debido a la separación entre escalas horizontal y vertical, por lo que la fuerza de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar.
- Condición de fricción de pared (funciones de pared), la velocidad de fricción de pared ( $U^*$ ) se define en función de la fricción de pared ( $\tau_w$ ) como:

$$U = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}} \quad \text{Ec. (3.4.7)}$$

#### b). CONTORNOS ABIERTOS

El contorno abierto se puede imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensional estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento). En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico (una para cada una de las tres ecuaciones de St. Venant), mientras que si se produce régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones. En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que nos es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico. Las condiciones

concretas a imponer pueden ser el calado, las componentes de la velocidad, o una combinación de ambos. En Iber se consideran diferentes opciones para imponer las condiciones de contorno, las cuales se recogen en la tabla N° 3.4.2.

Tabla N° 3.4.2. Condiciones de contorno de entrada y salida

CONTORNO		RÉGIMEN	CONDICIONES IMPUESTAS
Entrada	Caudal Total	Subcrítico/Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Supercrítico	Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Caudal Especifico	Subcrítico/Crítico	a). Caudal específico en dirección normal al contorno y calado
		Supercrítico	b). Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Supercrítico		a). Calado b). Cota de agua c). Vertedero (cota y coeficiente de descarga) d). Curva de gasto
	Subcrítico/Crítico		No es necesario imponer ninguna condición de contorno

Fuente: Manual de referencia Hidráulico (Giama & Flumen, tabla N° 2. pág. 15)

### 3.4.6.5. CONDICIONES DE CONTORNO INTERNAS

Las condiciones de contorno internas se utilizan para modelar estructuras hidráulicas tipo compuertas, vertederos o puentes que entran en carga. La condición de contorno interna en Iber se puede utilizar para modelar las siguientes condiciones de flujo.

- flujo bajo compuerta
- Flujo sobre vertedero.
- Combinación de compuerta y vertedero
- Perdida localizada.

### **3.4.6.6. ZONA DE FLUJO PREFERENTE Y ZONAS INUNDABLES**

Según **GIAMA & FLUMEN 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 21]**. Se definen. El real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el reglamento del dominio público hidráulico, aprobado por el Real decreto 849/1986, de 11 de abril, persigue como objetivo la protección de las personas y los bienes, el medio ambiente, a través de la modificación de la normativa sobre inundaciones. Para definir y gestionar el dominio público hidráulico se definen las Zonas de Flujo Preferente y las Zonas Inundables para avenidas asociadas a periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente.

#### **a). ZONA DE FLUJO PREFERENTE**

La zona de flujo preferente es aquella zona constituida por la unión de la vía de intenso desagüe, y de la zona donde se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, ambas zonas son calculadas para la avenida de 100 años de periodo de retorno, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas.

A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

- que el calado sea superior a 1m.
- Que la velocidad sea superior a 1 m/s.
- Que el producto de ambas variables sea superior a 0.5 m<sup>2</sup>/s.

Se entiende por vía de intenso desagüe la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0.3

m, respecto a la cota de la lámina de agua que se producirá con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente. La sobreelevación anterior puede reducirse, a criterio del organismo de cuenca, hasta 0.1 m cuando el incremento de la inundación pueda producir graves perjuicios o aumentarse 0.5 m en zonas rurales o cuando el incremento de la inundación produzca daños reducidos.

#### b). ZONAS INUNDABLES

Se consideran zonas inundables las delimitadas por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo periodo estadístico de retorno sea de quinientos años, es decir, las zonas a las que llega el agua ( $h>0$ ) para la avenida de los 500 años.

### **3.5. BASES LEGALES**

#### **3.5.1. DELIMITACIÓN DE LA FAJA MARGINAL**

Según **La Ley 28338**, Ley de Recursos Hídricos Que, el Artículo 6° son bienes asociados al agua los siguientes: Bienes Naturales como los cauces o álveos, lechos y riberas de los cuerpos de agua, incluyendo las playas, barriales, restingas , en el caso de la amazonia, así como la vegetación de protección; los terrenos ganados por causas naturales o por obras artificiales al mar, a los ríos, lagos, lagunas; la vegetación ribereña y de las cabeceras de cuenca; las fajas marginales a que se refiere esta ley.

Que, el Decreto Ley N° 17752 “Ley General de Aguas” dispone en su artículo 79, que en las propiedades aledañas a los álveos naturales se mantendrá libre la

Faja Marginal de terreno necesario para el camino de vigilancia y en su caso, para el usos primario del agua, la navegación, el tránsito, la pesca u otros.

Que, en las temporadas máximas avenidas que se presenta en las cuencas hidrográficas del país se vienen ocasionando desbordes, deslizamientos e inundaciones que dañan las tierras de cultivo y poblaciones asentadas en las riberas y fajas marginales de los diferentes ríos, arroyos, lagunas y vasos de almacenamiento, deviniendo imperioso declarar las indicadas zonas como intangible.

El **DECRETO SUPREMO N° 12 – 94 – AG.** En el Artículo 1°, declárese intangibles los cauces, riberas y fajas marginales de los ríos, arroyos, lagos, lagunas y vasos de almacenamiento; quedando prohibido su uso para fines agrícolas y asentamientos humanos.

De CONCORDANCIA en el Artículo 2°, Encargarse a los Directores regionales y Subregionales de Agricultura, al Director General de la Unidad Agraria Departamental Lima – Callao, Conjuntamente con los administradores técnicos de Distrito de Riego y las Juntas de Usuarios, la delimitación de las áreas a que se refiere el Artículo 1°, así como la supervisión para el estricto cumplimiento de lo dispuesto en el presente Decreto Supremo.

### **2.5.2. FAJA MARGINAL**

En el Artículo 113.1° del reglamento de la ley de Recursos Hídricos Ley N° 29338, las Fajas Marginales son bienes de dominio público hidráulico. Están conformadas por áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales.

En el Artículo 113.2° de la misma Ley N° 29338, Las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la Autoridad

Administrativa del Agua, de Acuerdo con los criterios establecidos en el reglamento, respetando los usos y costumbres establecidos.

En el Artículo 114° de Ley N° 29338, los criterios para la delimitación de la faja marginal se realiza de acuerdo con los siguientes criterios:

- La magnitud e importancia de las estructuras de las presas, reservorios, embalses canales de derivación, entre otros.
- El espacio necesario para la construcción , conservación y protección de las defensas ribereñas y de los cauces
- El espacio necesario para los usos públicos que se requieran.
- La máxima crecida o avenida de los ríos, lagos, lagunas y otras fuentes naturales de agua. No se consideraran las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

### **3.6. ANÁLISIS DEL RIESGO**

#### **3.6.1. DESASTRES**

Es una interrupción severa del funcionamiento de una comunidad causada por un peligro, de origen natural o inducido por la actividad del hombre, ocasionando pérdidas de vidas humanas, considerables pérdidas de bienes materiales, daños a los medios de producción, el ambiente y a los bienes culturales. La comunidad afectada no puede dar una respuesta adecuada con sus propios medios a los efectos del desastre, siendo necesaria la ayuda externa ya sea a nivel nacional y/o internacional.

Un peligro natural, es generado por un fenómeno natural, como terremoto, maremoto, inundación, deslizamiento, aluviones y sequia entre otros: mientras

que un peligro tecnológico es generado por la actividad humana, tales como incendios urbanos o forestales, explosión y contaminación ambiental, entre otros.

**INDECI 2014, Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 11].**

### **3.6.2. ESTIMACIÓN DEL RIESGO**

Es el conjunto de acciones y procedimientos que se realizan en un determinado centro poblado o área geográfica, a fin de levantar información sobre la identificación de los peligros naturales y/o tecnológicos y el análisis de las condiciones de vulnerabilidad, para determinar o calcular el riesgo esperado (probabilidades de daño: pérdidas de vida e infraestructura). Se estima el riesgo antes de que ocurra el desastre. En este caso se plantea un peligro hipotético basado principalmente, en su periodo de recurrencia.

En tal sentido, solo se puede hablar de riesgo (R) cuando el correspondiente escenario se ha evaluado en función del peligro (P) y la Vulnerabilidad (V), que puede expresarse en forma probabilística, a través de la formula siguiente:

$$R = (P \ V) \quad \text{Ec. (3.6.1)}$$

Se consideran la estimación del riesgo en aquellos casos relacionados con la elaboración de un proyecto de desarrollo y de esa manera se proporciona un factor de seguridad a la inversión. El riesgo también se evalúa después de ocurrido un desastre. La evaluación de daños, pérdidas y víctimas, se realiza en forma directa sin emplear la ecuación indicada. **INDECI 2014, Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 12].**

### **3.6.3. PELIGRO**

Según la literatura **INDECI 2014, Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 12,13].** Se definen. Peligro es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la

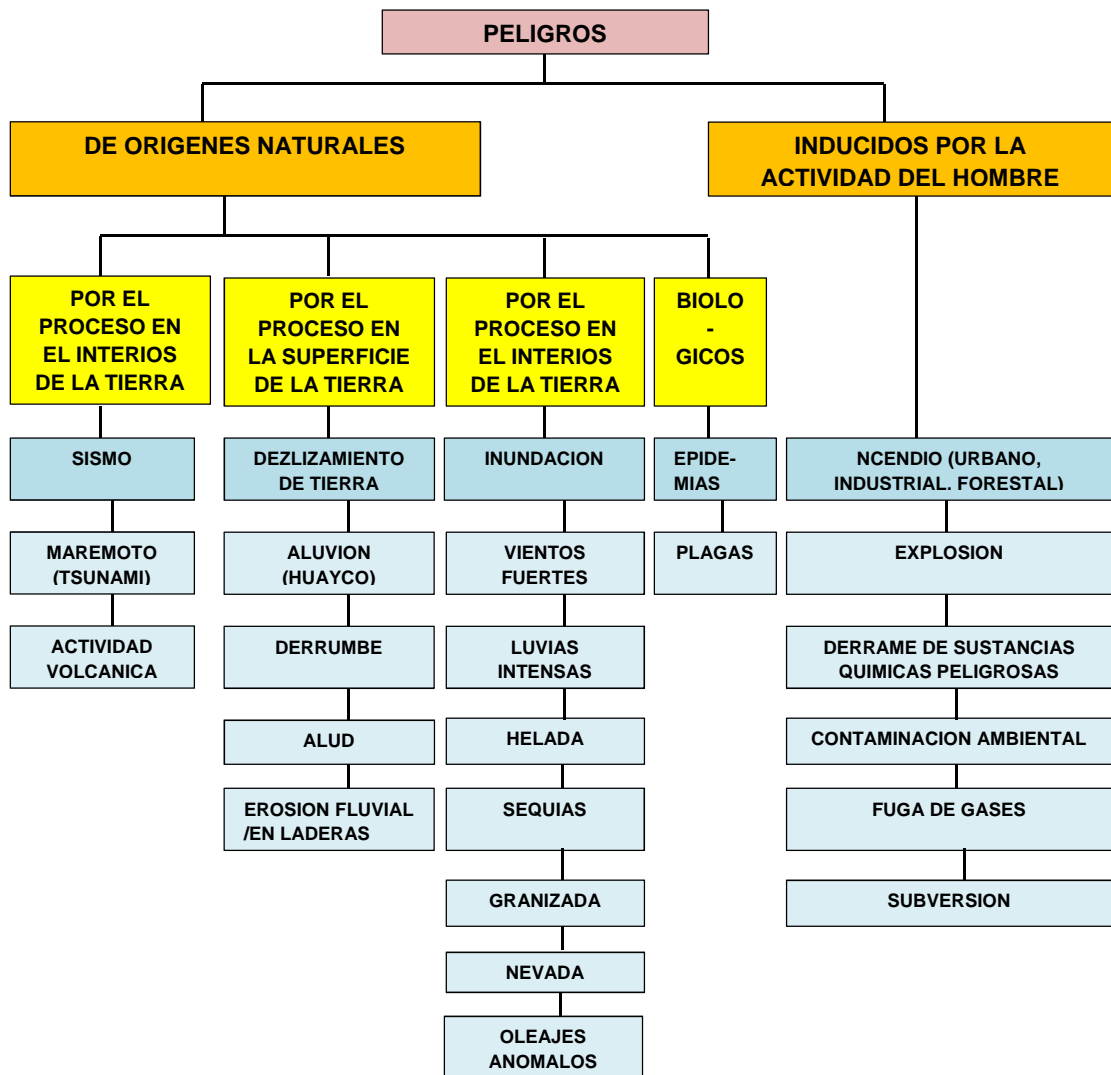
actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada en una zona o localidad conocida, que pueda afectar un área poblada, infraestructura física y/o el medio ambiente.

### 3.6.3.1. CLASIFICACIÓN

El peligro, según su origen, pueden ser de dos clases: por un lado de carácter natural; y, por otro de carácter tecnológico o generado por la acción del hombre.

En el grafico N° 3.6.1, se detallan los peligros que ocurren en nuestro país.

Grafico N° 3.6.1. Clasificación de los principales peligros



### 3.6.3.1. ESTRATIFICACIÓN

Para fines de estimación del Riesgo, las zonas de peligro pueden estratificarse en cuatro niveles: bajo, medio, alto y muy alto, cuyas características y su valor correspondiente se detallan en la tabla 3.6.1.

Tabla N° 3.6.1. Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro

Estrato/Nivel	Descripción o Características	Valor
PB (peligro bajo)	Terrenos planos o con poca pendiente, roca y suelo compacto y seco con alta capacidad portante. Terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznable. No amenazados por peligros, como actividad volcánica maremotos, etc. Distancia mayor a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico	1 De 25%
PM (peligro medio)	Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. De 300 a 500 m desde el lugar del peligro tecnológico	2 de 26% a 50%
PA (peligro alto)	Sectores donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotectónicas. Sectores que son inundados a baja velocidad y permanecen bajo agua por varios días. Ocurrencia parcial de la licuación, suelos expansivos De 150 a 300 m desde el lugar del peligro tecnológico	3 de 51% a 75%
PMA (peligro muy alto)	Sectores amenazados por alud-avalanchas y flujos repentinos de piedra y lodo (“lloclla”) Áreas amenazadas por flujos piroclásticos o lava Fondos de quebrada que nacen de la cumbre de volcanes activos. Zonas afectadas por flujos de lodo. Sectores amenazados por deslizamientos o inundaciones a gran velocidad, poder erosivo. Sectores amenazados por otros peligros: maremotos, heladas, etc. Suelos con alta probabilidad de licuación, colapsables. Menor de 150 m desde el peligro tecnológico.	4 de 76% a 100%

Fuente: Manual Básico para la Estimación de Riesgo (INDECI, cuadro N° 1. pág. 18)

Cuando el peligro es muy alto, nos encontramos ante un peligro que puede ser catalogado como “peligro inminente”, es decir a la situación creada por un fenómeno de origen natural u ocasionado por la acción del hombre, que haya generado.

### **3.6.3. VULNERABILIDAD**

Según la literatura **INDECI 2014, Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 18, 19, 25]**. Se definen. La vulnerabilidad, es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo político institucional, entre otros), pueda sufrir daños humanos y materiales. Se expresa en términos de probabilidad, en porcentaje de 0 a 100.

#### **3.6.3.1. TIPOS**

Se han establecido los siguientes tipos de vulnerabilidad: ambiental y ecológica, física, económica, social, educativa e ideológica, política e institucional, y, científica

a). Vulnerabilidad Ambiental Ecológica; Es el grado de resistencia del medio natural y de los seres vivos que conforman un determinado ecosistema, ante la presencia de la variabilidad climática.

Todos los seres vivos tienen una vulnerabilidad intrínseca, que está determinada por los límites que el ambiente establece como compatibles, por ejemplo la temperatura, la humedad, la densidad, condiciones atmosféricas y niveles nutricionales, entre otros, así como por los requerimientos internos de su propio organismo como la edad y la capacidad o discapacidad natural.

### 3.6.3.2. ESTRATIFICACIÓN

Para fines de estimación del Riesgo, la vulnerabilidad puede estratificarse en cuatro niveles: bajo, medio, alto y muy alto. Se detalla en la Tabla N° 3.6.2.

Tabla N° 3.6.2. Estrato, descripción y valor de la Vulnerabilidad

Estrato/Nivel	Descripción o Características	Valor
VB (vulnerabilidad baja)	Viviendas asentadas en terrenos seguros, con material noble o sismo resistente, en buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso medio y alto, con estudios y cultura de prevención, con cobertura de los servicios básicos con buen nivel de organización, participación total y articulación entre las instituciones y organizaciones existente.	1 De 25%
VM (vulnerabilidad media)	Viviendas asentadas en suelos de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. Con material noble, en regular y buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso medio, cultura de prevención en desarrollo, con cobertura parcial de los servicios básicos, con facilidades de acceso para atención de emergencia.	2 de 26% a 50%
VA (vulnerabilidad alta)	Viviendas asentadas en zonas donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas, con material precario, en mal estado y regular estado de construcción, con procesos de hacinamiento y tugurización en marcha. Escaso recursos económicos, cobertura parcial de servicios básicos, accesibilidad limitada para emergencias.	3 de 51% a 75%
VMA (vulnerabilidad muy alta)	Viviendas asentadas en zonas de suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables, de materiales precarios en mal estado con procesos acelerados de hacinamientos y tugurización. Sin cultura de prevención, inexistencia de servicios básicos, limitada accesibilidad a emergencia	4 de 76% a 100%

Fuente: Manual Básico para la Estimación de Riesgo (INDECI, cuadro N° 10. pág. 25)

### 3.6.4. CÁLCULO DEL RIESGO

Una vez identificado los peligros (P) a la que está expuesta el centro poblado y realizado el análisis de vulnerabilidad (V), se procede a una evaluación conjunta, para calcular el riesgo (R), es decir estimar la probabilidad de pérdidas y daños esperados (personas, bienes materiales, recursos económicos) ante la ocurrencia de un fenómeno de origen natural.

El cálculo del riesgo corresponde a un análisis y una combinación de datos teóricos y empíricos con respecto a la probabilidad del peligro identificado, es decir la fuerza e intensidad de ocurrencia; así como el análisis de vulnerabilidad o la capacidad de resistencia de los elementos expuestos al peligro (población, viviendas, sectores agrícolas, infraestructura, etc.), dentro de una determinada área geográfica.

Existen diversos criterios o métodos para el cálculo del riesgo, por un lado el analítico o matemático; y por el otro el descriptivo. El criterio matemático, se basa fundamentalmente en la aplicación o el uso de la ecuación Siguiente:

$$R = (P \cdot V) \quad \text{Ec. (3.6.1)}$$

El criterio descriptivo, se basa en el uso de una matriz de doble entrada: "Matriz de peligro y Vulnerabilidad", cuadro N° 3.6.3. Para tal efecto, se requiere que previamente se hayan determinado los niveles de probabilidad (porcentajes) de ocurrencia del peligro identificado y del análisis de vulnerabilidad, respectivamente. Con ambos porcentajes, se interrelacionan, por un lado (vertical), el valor y nivel estimado del peligro; y por otro (horizontal) el nivel de vulnerabilidad. En la intersección de ambos valores se podrá estimar el nivel de riesgo esperado. **INDECI 2014, Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 26].**

Tabla N° 3.6.3. Matriz de Peligro y Vulnerabilidad

<b>Peligro Muy alto</b>	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo muy Alto	Riesgo muy Alto
<b>Peligro Alto</b>	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo muy Alto
<b>Peligro medio</b>	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
<b>Peligro Bajo</b>	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad muy Alta

Fuente: Manual Básico para la Estimación de Riesgo (INDECI, cuadro N° 11. pág. 26)

Donde: Riesgo bajo (de 25%); Riesgo medio (26% al 50%); Riesgo alto (51% al 75%); Riesgo muy alto (75% al 100%)

## **IV. MATERIALES Y MÉTODOS**

### **4.1. UBICACIÓN**

El sector de estudio el valle de Muyurina se encuentra ubicado a 8.0 km al sur-norte de la ciudad de Huamanga, en la cuenca del río Yucaes, zonas con intenciones agrícolas, ubicándose político y geográfico en siguiente forma:

#### **4.1.1. UBICACIÓN POLÍTICA**

- Departamento: Ayacucho
- Provincia : Huamanga
- Distrito : Tambillo
- Lugar : Muyurina (2.0 km aguas arriba del puente de Muyurina)

#### **4.1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA**

Geográficamente a la población de Muyurina y el punto de interés del estudio (punto de aforo) de la siguiente manera:

a). Comunidad Muyurina

- Latitud : 13°6´49.37" S

b). Punto de Aforo

- Latitud : 13°6´53.63" S

- Longitud : 74°11'33.69" W

- Longitud : 74°10'33.57" W

- Altitud : 2492.50 m.s.n.m

- Altitud : 2507.75 m.s.m.m.

La fuente de los mapas es recopilación del [www.inei.org.pe](http://www.inei.org.pe) y elaboración propia

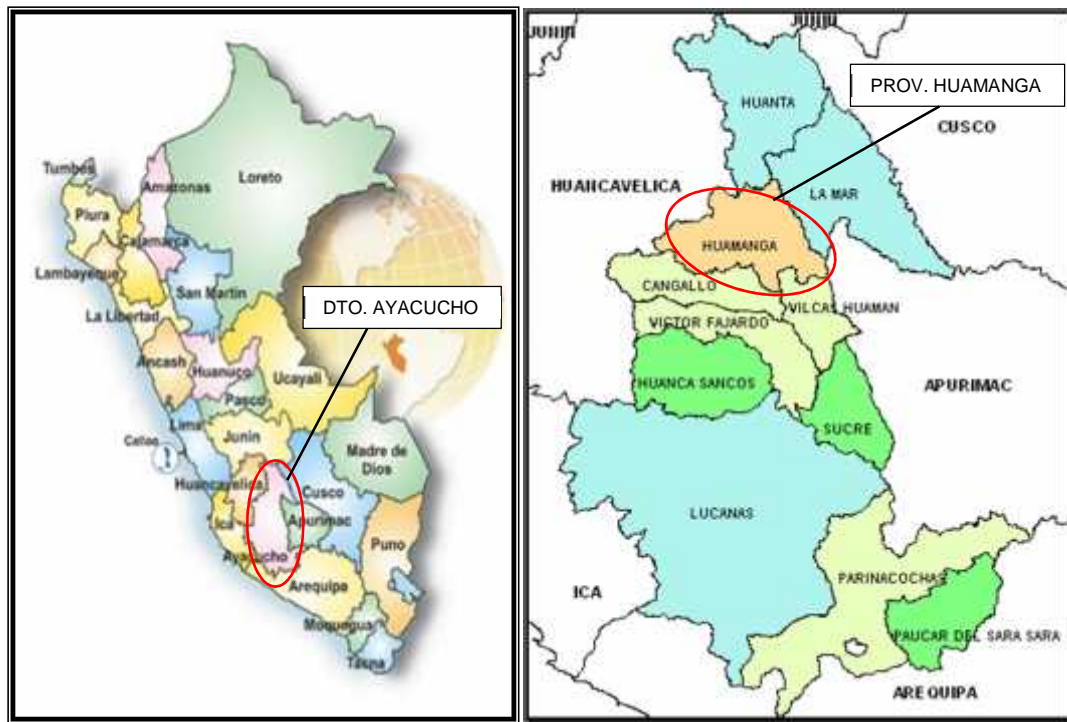


Fig. N° 4.1.1. Mapa de ubicación nacional, regional y provincial

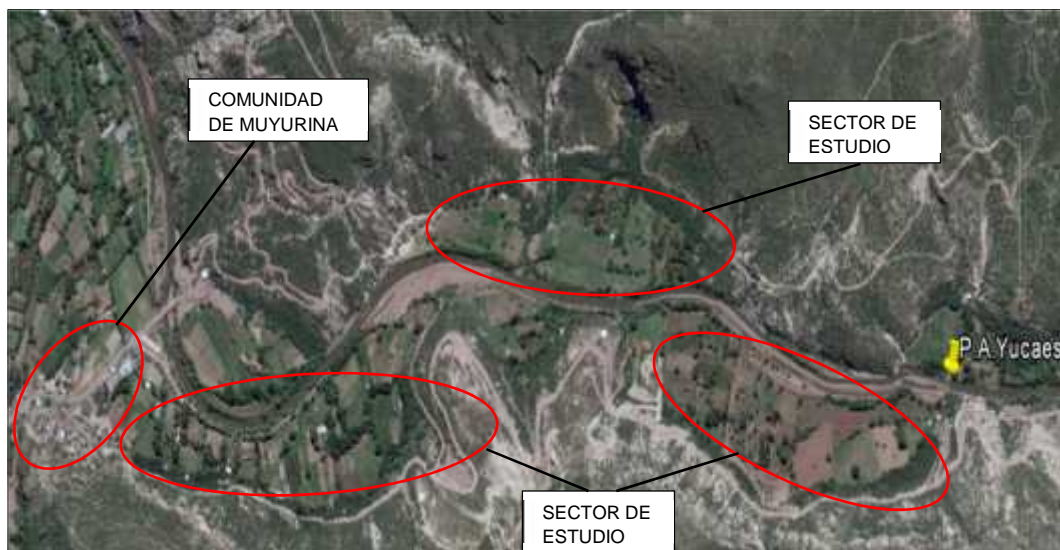


Fig. N° 4.1.2. Mapa ubicación satelital de la zona de estudio

## 4.2. VÍAS DE ACCESO

El acceso a la zona de estudio es por medio de vía de 1° orden de carretera asfaltada Ayacucho – Muyurina, de distancia 8.0 km de recorrido, el tiempo de viaje mediante vehículos de transporte es de veinte y cinco minutos.

Tabla N° 4.2.1. Vías de acceso al proyecto de estudio

Desde	Hasta	Distancia (km)	Tiempo (hr, minutos)	Estado
Huamanga	Muyurina	8.00	00 : 25	Buena

## 4.3. MATERIALES, EQUIPOS, SOFTWARE E INFORMACIÓN REQUERIDA

### 4.3.1. MATERIALES

- 01 trípode
- 03 prismas
- 01 Wincha de 50 m y 01 flexómetro
- Pintura esmalte
- Libreta de campo, lapicero

### 4.3.2. EQUIPOS

- 01 Estación total marca Sokia modelo T 06
- 01 GPS Garmin 62 sc
- Computadora portátil (laptop Thoshiba)
- Impresora y escáner
- Cámara fotográfica
- Calculadora científica y otros

#### **4.3.3. SOFTWARE**

- ArcGIS 10.2.2
- Hec –GeoHMS, Hec - HMS
- AutoCAD civil 3D 2012, AutoCAD 2013
- Global Mapper 16, SAS Planet.
- Google Earth Pro, Map Source
- Iber 2.3.2
- Microsoft office 2010

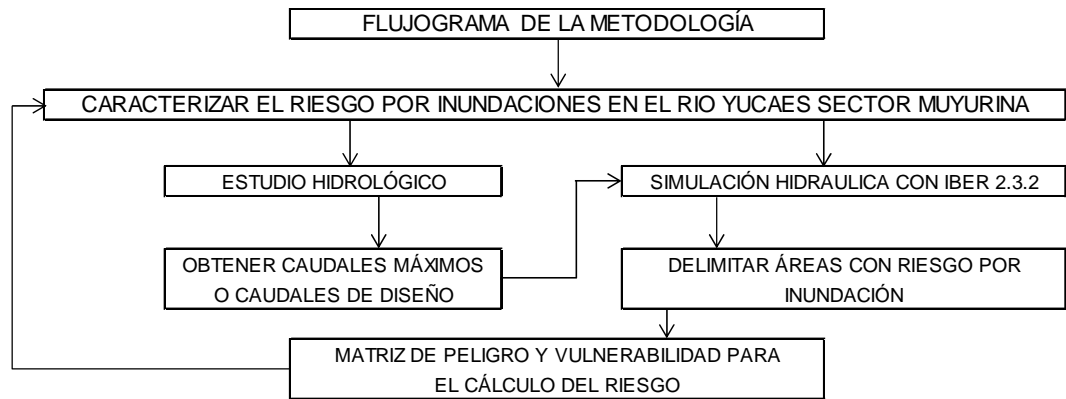
#### **4.3.4. INFORMACIÓN REQUERIDA**

- Información Hidrometeorológica de estaciones afines (precipitación máxima en 24 horas).
- Carta Nacional escala 1/100 000 (27 o, 26 ñ)
- Expediente técnico : “Construcción de defensa ribereña margen derecha del rio Yucaes sector Aqchapa - San Juan de Pumapuquio distrito de Quinua”
- Raster MDT mediante la página de EARTHDATA USGS

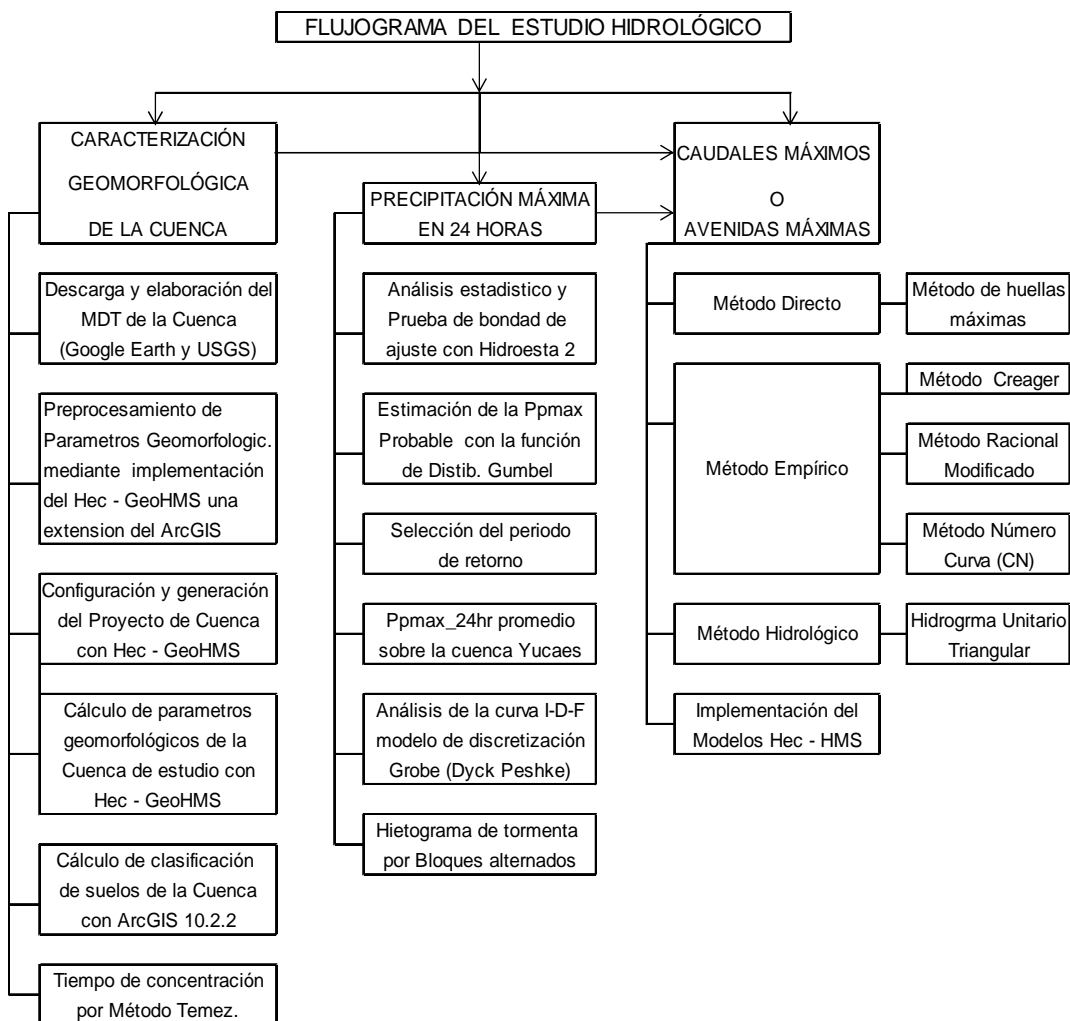
#### **4.4. METODOLOGÍA**

Para la elaboración del presente trabajo de tesis se realizó diferentes procedimientos, abarcando desde la toma de datos en campo, recopilación de datos e información requerida para el estudio hidrológico y cálculo del caudal máximo por diferentes métodos, aforos y levantamiento topográfico en el sector del rio en estudio, para luego hacer un estudio hidráulico con software que nos apoya a determinar las probabilidades de inundaciones. Para lo cual se detallan de forma consecutiva la metodología de estudio en siguientes ítems y gráficos.

**Gráfico N° 4.4.1.1. Flujograma de la metodología**



**Gráfico N° 4.4.1.2. Flujograma para la obtención de Caudales Máximos o Diseño**



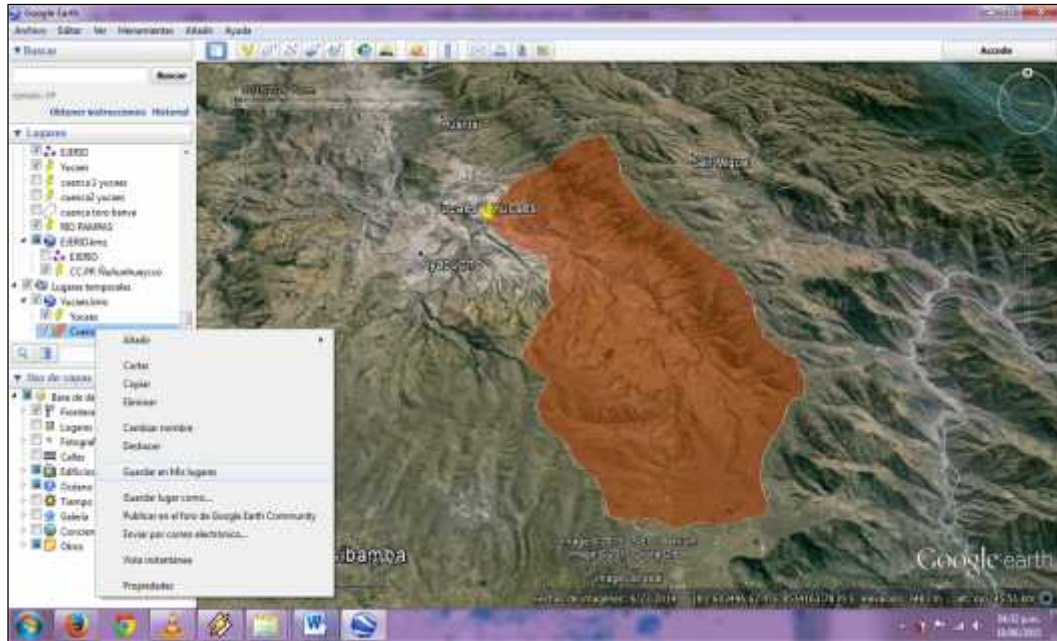
#### **4.4.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA OBTENER CAUDALES MÁXIMOS**

##### **4.4.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA**

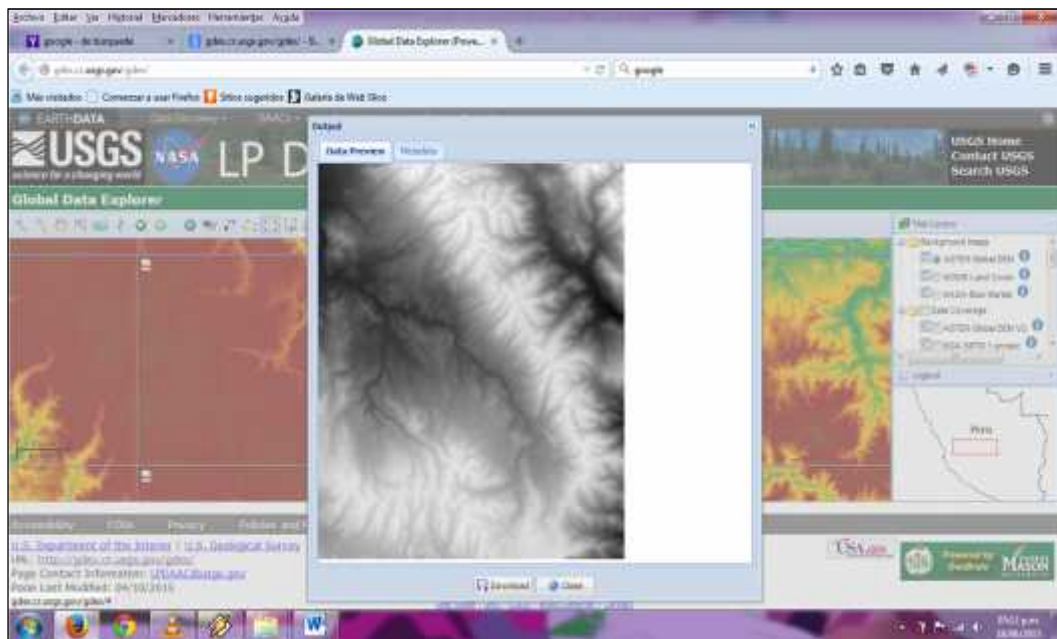
Para determinar las características geomorfológicas (área, longitud, pendiente, centroide de la cuenca) del río Yucaes hasta el punto de salida de la cuenca (punto de aforo) realizamos la ubicación del punto de interés de estudio a 2.0 km aguas arriba del puente Muyurina mediante reconocimiento de campo y utilizando el navegador GPS Garmin. La metodología para la delimitación de la cuenca Yucaes por las líneas del divortium acuarium (parteaguas) se realizó mediante la aplicación del software Hec – GeoHMS extensión del ArcGIS 10.2.2 de las cuales se obtuvieron los cálculos de las características físicas de la cuenca mediante la exportación de tabla de resultados del ArcGIS. Para tal efecto de cálculo se realizó el siguiente procedimiento de trabajo en el ArcGIS y obtener práctica del usuario que se ciñe en esta etapa del estudio.

##### **4.4.1.1.1. DESCARGA Y ELABORACIÓN DE LA CUENCA**

Para descargar y procesar la cuenca de estudio, se realizó la delimitación previa para su localización y evaluación de la cuenca mediante el Software Google Earth Pro en formato kml, seguidamente descargar en formato Raster la zona de estudio ya localizada mediante la página del USGS (previo afiliación e inscripción a esta página del USGS); este modelo digital de terreno en formato Raster nos proporcionara como base para la delimitación del área de la cuenca y obtener las características geomorfológicas de la cuenca Yucaes en estudio. Para lo cual se representan el procedimiento en imágenes la delimitación y descargas en las figuras siguientes:

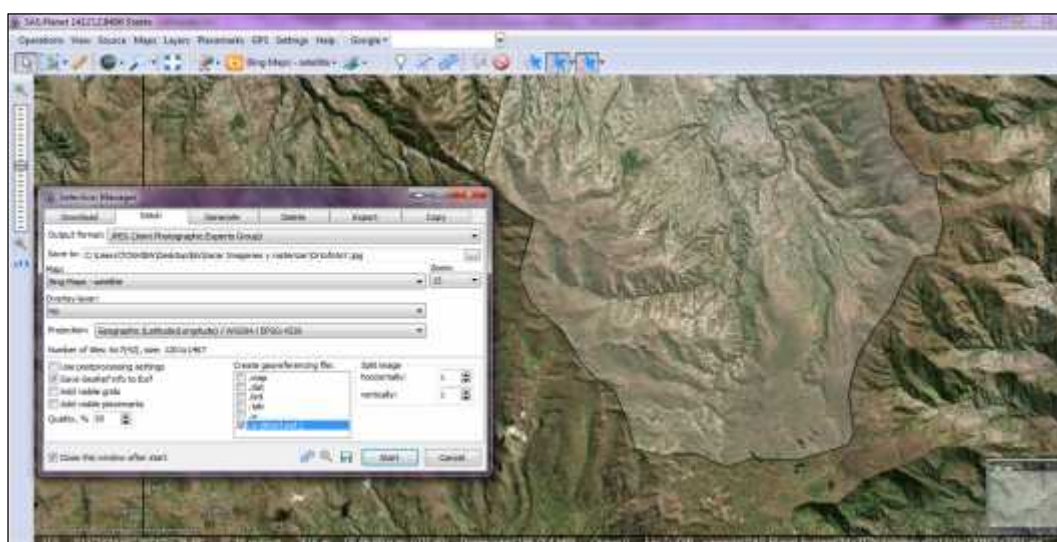


**Fig. N° 4.4.1.1.** Delimitación previa de la cuenca Yucaes en Google Earth Pro para su localización, y utilizar para diferentes cálculos requeridos



**Fig. N° 4.4.1.2.** Descarga del Modelo Digital de Terreno (MDT) en formato Raster

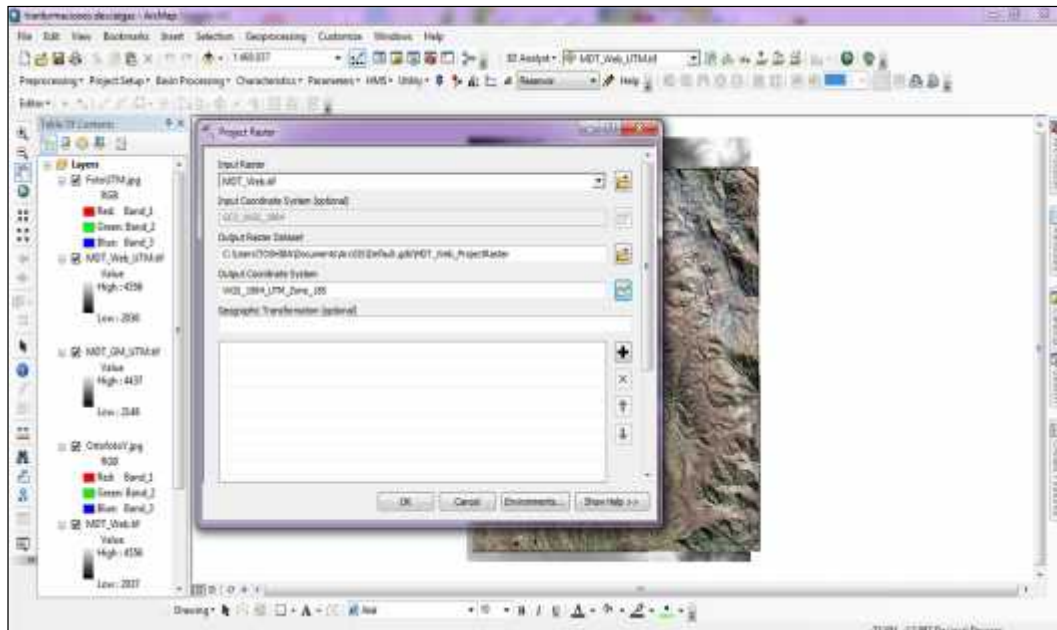
Seguidamente se realizó la descarga de la ortofoto de la cuenca Yucaes, para clasificar los usos de suelo (NC, coeficiente de escorrentía) mediante la ortofoto que se descargará utilizando el software SAS Planet y antes delimitada en formato kml.



**Fig. N° 4.4.1.3.** Ortofoto descargada mediante el software SAS Planet

#### **4.4.1.1.2. PREPROCESAMIENTO DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS**

Para el cálculo de los datos geomorfológicos como: área, perímetro, longitud del cauce pendiente, cota mayor y cota menor del punto de salida de la cuenca, se desarrolló mediante la aplicación del software Hec –GeoHMS extensión del ArcGIS, procediendo las siguientes gestiones primordiales para su delimitación de la cuenca y sus subcuencas. Para lo cual antes de ello la ortofoto y el MDE en formato Raster transfórmalo en coordenadas UTM todo ello en el software ArcGIS, esto de la forma siguiente: ArcToolbox Data Management Tools Projections and Transformations Raster Project Raster siguiendo a elegir y proyectar a que UTM y zona ubicada.

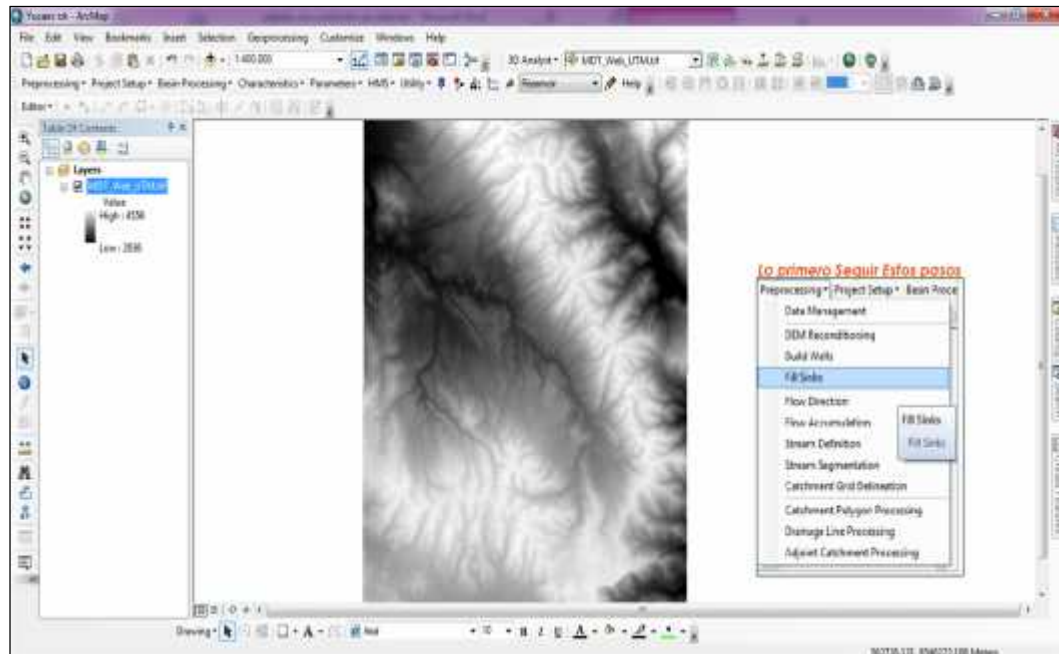


**Fig. N° 4.4.1.4.** Proyección a Coordenadas UTM en el software ArcGIS

Luego de realizar la proyección a coordenadas UTM WGS\_1984\_UTM\_Zona\_18 S, se procede al cálculo de los parámetros geomorfológicos generando la cuenca y subcuencas para lo cual utilizar un 5% para la definición de la corriente, esto dependiendo de la dimensión es la cuenca y sus afluentes. Si es el caso de una cuenca pequeña se debe utilizar un porcentaje menor y si es grande un porcentaje mayor.

Para conseguir el propósito de cálculo seguir el procedimiento del preprocesamiento siguiente en el Hec – GeoHMS: Preprocessing Fill Sink  
 Flow Direction Flow Acumulation Stream Definition Catchment Grid  
 Delineation Catchment Polygon Processing Drainage Line Processing  
 Adjoint Catchmen Processing.

Tener presente la secuencia del procedimiento si se quiebra en algún paso el proceso no funcionará y no se obtendrá resultados esperados.

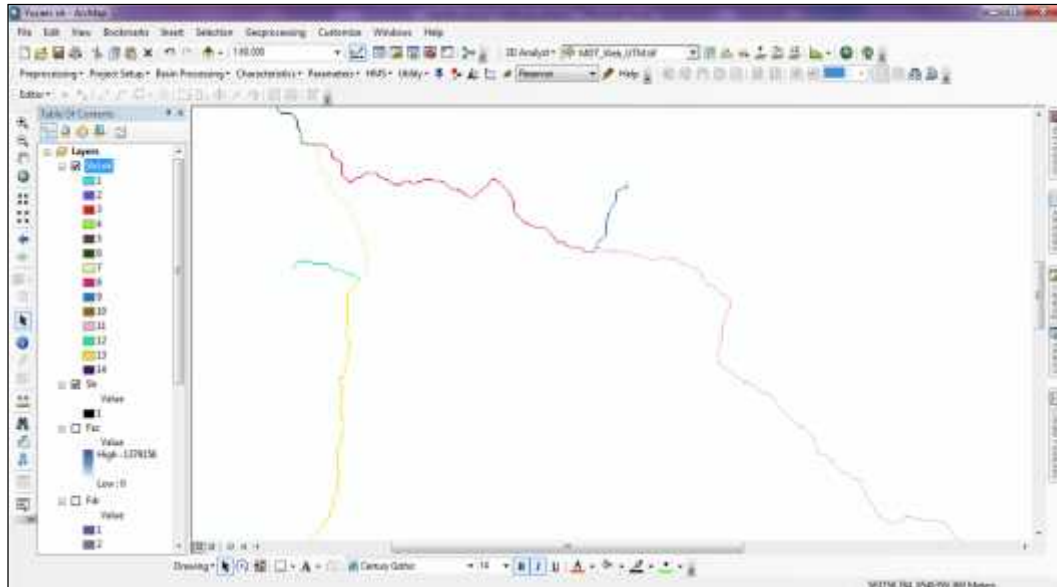


**Fig. N° 4.4.1.5.** Procedimiento del preprocesamiento en Hec-GeoHMS y ArcGIS

Es decir primero rellenar los agujeros que hay en la geometría del MDT en formato Raster, luego determinar la dirección del flujo en caso de que precipite en qué sentido debe caminar derecha o izquierda, y acumular la dirección de flujo, procediendo a definir las corrientes de la cuenca e indicarle a partir de cuantas celdas que te viene encima te va a convertir en río, así formar las microcuenclas dividiendo las congruencias del río (la segmentación de la corriente), luego definir cuál es la cuenca mayor que encierra al río de la cuenca estudiada, Siguiendo los procesos de conversión de Raster a vectores del polígono de captación y de la conducción de drenaje, finalmente realizar el procesamiento de la cuenca de drenaje para interrelacionar la cuenca de estudio.

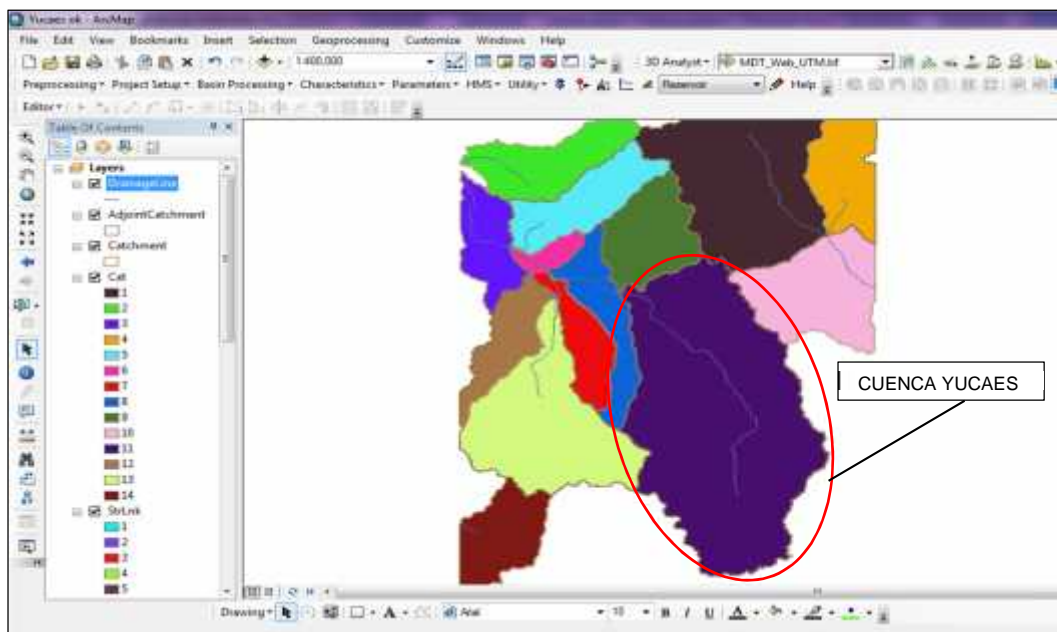
La secuencia de la metodología del procesamiento de la cuenca se detalla en las siguientes figuras que se presentan:





**Fig. N° 4.4.1.8.** División de las congruencias del río utilizando Stream Segmentation

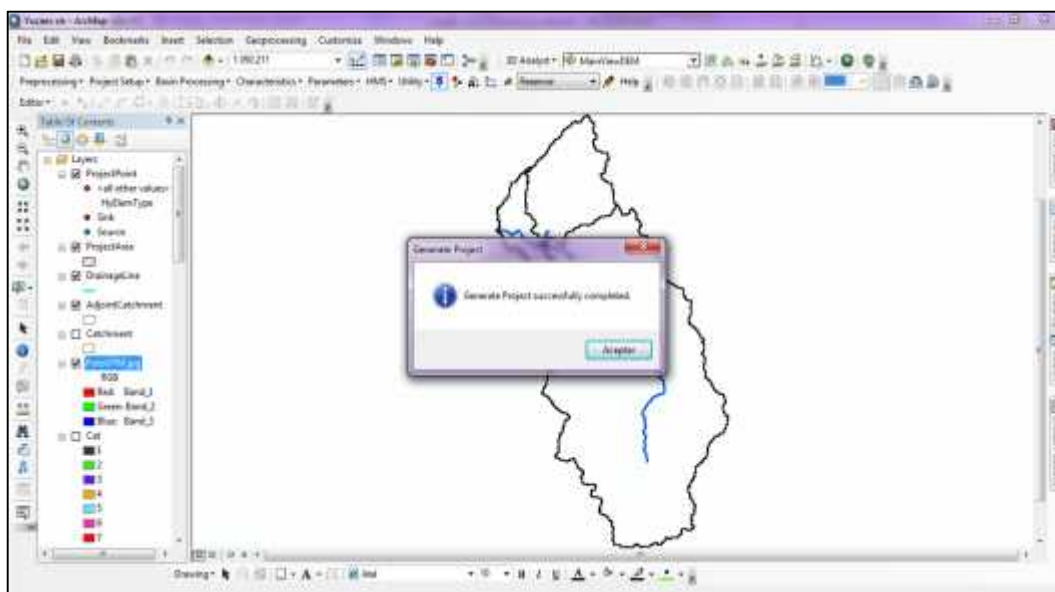
Finalmente realizando secuencialmente el preprocesamiento se interrelacionara la cuenca de estudio en procesamiento de la cuenca de drenaje.



**Fig. N° 4.4.1.9.** Interrelación de la cuenca en Adjoin Catchment Processing

#### 4.4.1.1.3. CONFIGURACIÓN Y GENERACIÓN DEL PROYECTO DE LA CUENCA

Realizar la preparación de un proyecto determinará de donde se delimita la cuenca de estudio antes realizado en el preproceso, siguiendo el procedimiento de configuración del proyecto, gestión de datos y comenzar un nuevo proyecto estableciendo todos los datos necesarios que se requiera, luego añadir el punto del proyecto (punto de salida de la cuenca o punto de aforo), finalmente generar el proyecto todo aquello para identifica que cuenca se va configurar. Para añadir el punto de salida es necesario aplicar la ortofoto a nuestro entorno de trabajo en el ArcGIS y Hec – GeoHMS. Resumido el procedimiento es: Project Setup Data Management Star New Project Add Project Point Generate Project.



**Fig. N° 4.4.1.10.** Configuración y generación del proyecto de la cuenca de estudio

Consecuentemente después de haber realizado la configuración y generación del proyecto en la extensión del software Hec–GeoHMS se procederá al cálculo de los parámetros geomorfológicos de la cuenca.

#### 4.4.1.1.4. CÁLCULO DE PARAMÉTROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA

Para el cálculo de los datos de parámetros geomorfológicos seguir la metodología de las características de las subcuencas seguir la gestión de datos como: longitud del río, pendiente del río, pendiente de la cuenca, el paso de flujo más largo de cada subcuenca con la finalidad de calcular el tiempo de concentración de la cuenca, el centroide de cada subcuenca con la finalidad de obtener la precipitación media por el método de isoyetas. Todo este procedimiento se plasmara en las figuras representativas que se muestran a continuación.

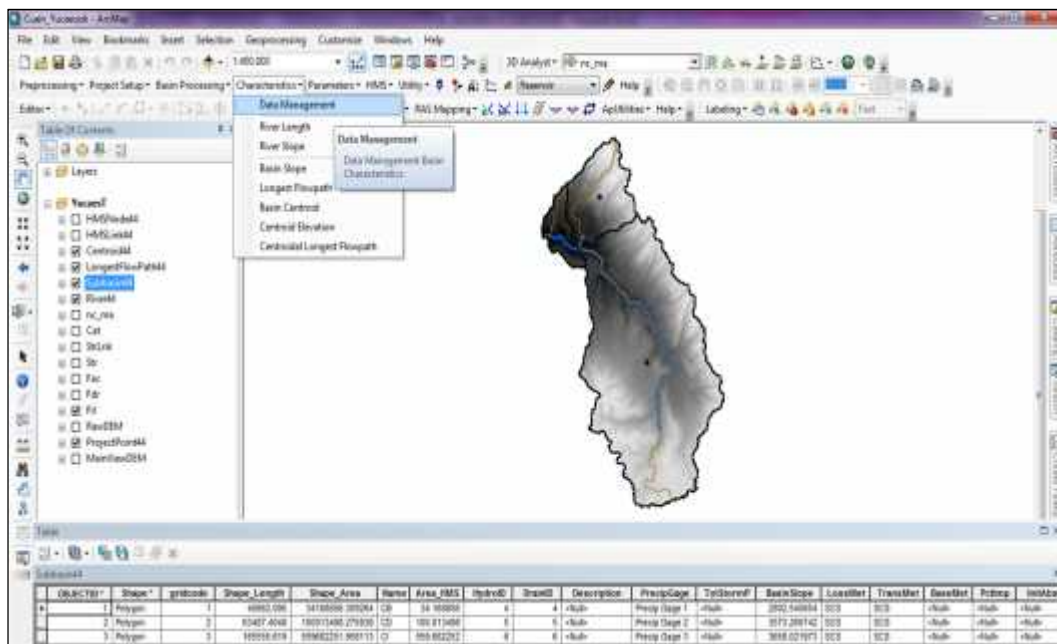


Fig. N° 4.4.1.11. Cálculo de los parámetros Geomorfológicos de la cuenca

Finalmente preparar estos parámetros geomorfológicos de la cuenca Yucaes para el proceso del modelo hidrológico Hec – HMS, seleccionando el proceso de: métodos de pérdida, métodos de transformación de la subcuencas, método de la ruta del río método del flujo base, luego nombrar los ríos y las subcuencas.

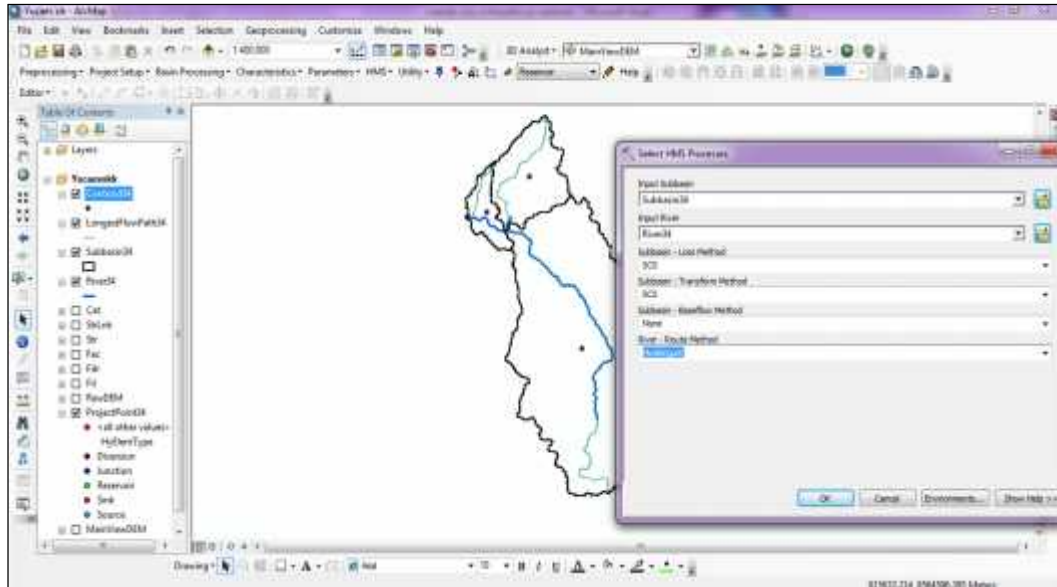


Fig. N° 4.4.1.12. Exportar datos geomorfológicos de la cuenca al Hec - HMS

#### 4.4.1.1.5. CÁLCULO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA CUENCA

Para obtener el número curva (NC) de la cuenca seguiremos la metodología de la clasificación de uso de suelos mediante la generación del Raster de uso de suelos.

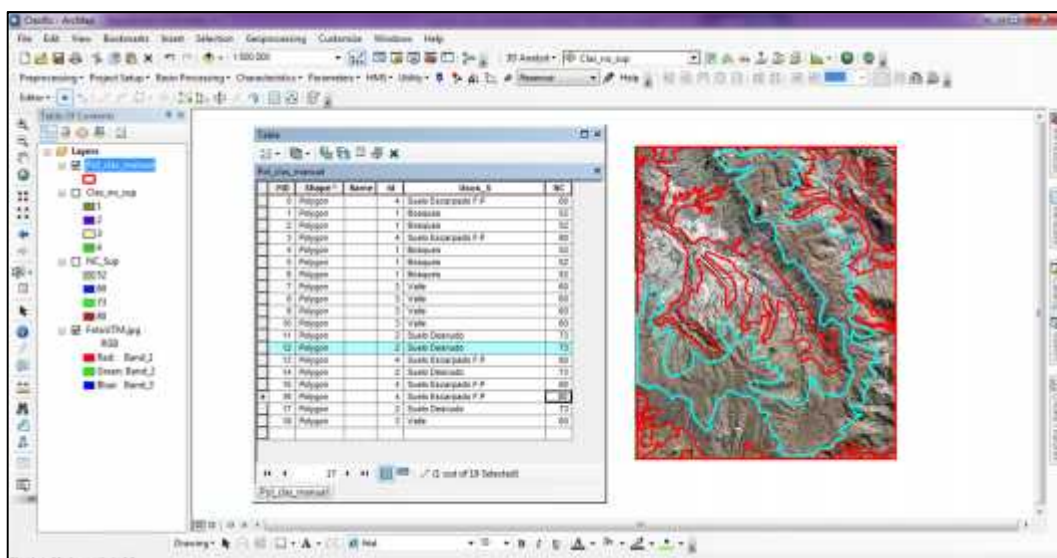


Fig. N° 4.4.1.13. Clasificación manual de uso de suelos de la cuenca en estudio

Luego agregaremos la trama a parámetros de subcuencas que se encuentra en la tabla de los parámetros anteriormente generados, todo esto se realizó en el ArcGIS y con la tabla N° 3.3.6. número de curva de escorrentía.

#### **4.4.1.1.6. CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN**

El valor del tiempo de concentración de la cuenca en estudio, se calculó mediante la fórmula de Temez, la cual está relacionada mediante las características morfológicas de la cuenca como la longitud del curso principal (km), la pendiente media del curso principal, se utilizó la ecuación (3.3.36) fórmula de Temez para el cálculo del tiempo más largo que recorre el flujo para llegar a la salida de cada subcuenca, y por qué la cuenca de estudio no es muy grande.

#### **4.4.1.2. TRATAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN**

##### **4.4.1.2.1. ELECCIÓN DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS**

En la cuenca de estudio se recopiló datos pluviométricos de las estaciones cercanas que puedan tener influencia en la precipitación máxima areal en 24 horas y en el análisis meteorológico de las estaciones, con datos históricos de precipitación máxima en 24 horas que comprende de 22 años a 17 años. Para dicha elección se siguió la metodología de la OMM, de la densidad mínima de estaciones según tipo de unidad fisiográfica y para estaciones sin registro el radio de influencia de la estación pluviométrica se obtendrá considerando el área de influencia como un círculo, entonces el radio de influencia se obtendrá de la raíz cuadrada del área sobre . Los datos de las estaciones son confiables. La metodología del radio de influencia de las estaciones se plasma en las tablas siguientes:

Tabla N° 4.3.1. Radio de influencia de la estación pluviométrica con registro

Unidad Fisiográfica	Densidad Mínima (Km2/estación)	Radio de influencia (Km)
Zonas Costas	9000	53.5
Zonas Montañosas	2500	28.2
Llanuras Interiores	5750	42.8
Zonas Escarpada/onduladas	5750	42.8
Pequeñas Islas	250	8.9
Zonas Urbanas	20	2.5

Fuente: Según OMM Guía de Prácticas Hidrológicas N°168

Tabla N° 4.3.2. Distancia entre estaciones y radio de acción

Tipo	Distancia (km)	Radio de Acción	Zona Montaña
Sinóptica principal	253	126	63
Climatológica Principal	113	56	28
Climatológica ordinaria	51	25	12.5
Pluviométrica Principal	23	12	6
Agrometeorológica	10	5	2.5

Fuente: Según OMM para terrenos planos (sin influencia por relieve)

Tabla N° 4.3.3. Estaciones meteorológicas de influencia para la cuenca

ITEM	ESTACIÓN	UBICACIÓN	REGION	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	OPERADOR
1.0	HUAMANGA	AYACUCHO	AYACUCHO	13°08'51"	74°13'06"	2,773.0	SENAMHI
2.0	QUINUA	QUINUA	AYACUCHO	13°02'02"	74°08'07"	3,316.0	SENAMHI
3.0	WAYLLAPAMPA	QUINUA	AYACUCHO	13°04'00"	74°13'00"	2,470.0	SENAMHI
4.0	CHONTACA	CHONTACA	AYACUCHO	13°17'44"	74°01'33"	3,497.0	GRA - PRIDER
5.0	TAMBILLO	TAMBILLO	AYACUCHO	13°13'06"	74°06'22"	3,328.0	GRA - PRIDER
6.0	SACHABAMBA	CHIARA	AYACUCHO	13°27'38.52"	74°06'02.58"	3,566.0	GRA - PRIDER
7.0	PAMPAS	HUACCANA	APURIMAC	13°26'12"	73°49'29"	2,032.0	SENAMHI
8.0	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	AYACUCHO	13°01'01"	73°59'01"	2,720.0	GRA - PRIDER
9.0	BELLAVISTA	CHIARA	AYACUCHO	13°17'25"	74°12'39"	3,599.0	GRA - PRIDER
10.0	HUANTA	HUANTA	AYACUCHO	12°56'51"	74°14'00"	2,726.0	GRA - PRIDER

Fuente: Elaboracion propia

#### **4.4.1.2.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y DE FRECUENCIA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS**

Para el análisis estadístico y de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas de 10 estaciones de influencia para la cuenca, se seleccionó los máximos de lluvia en cada año y los cuales han sido evaluados por los parámetros estadísticos más importantes como la media, desviación estándar, el coeficiente de variabilidad y el coeficiente de asimetría con las ecuaciones (3.3.3), (3.3.4), (3.3.5), (3.3.6). Estos datos nos sirven para un análisis de un evento extremo y también para realizar la detección de datos atípicos en la serie.

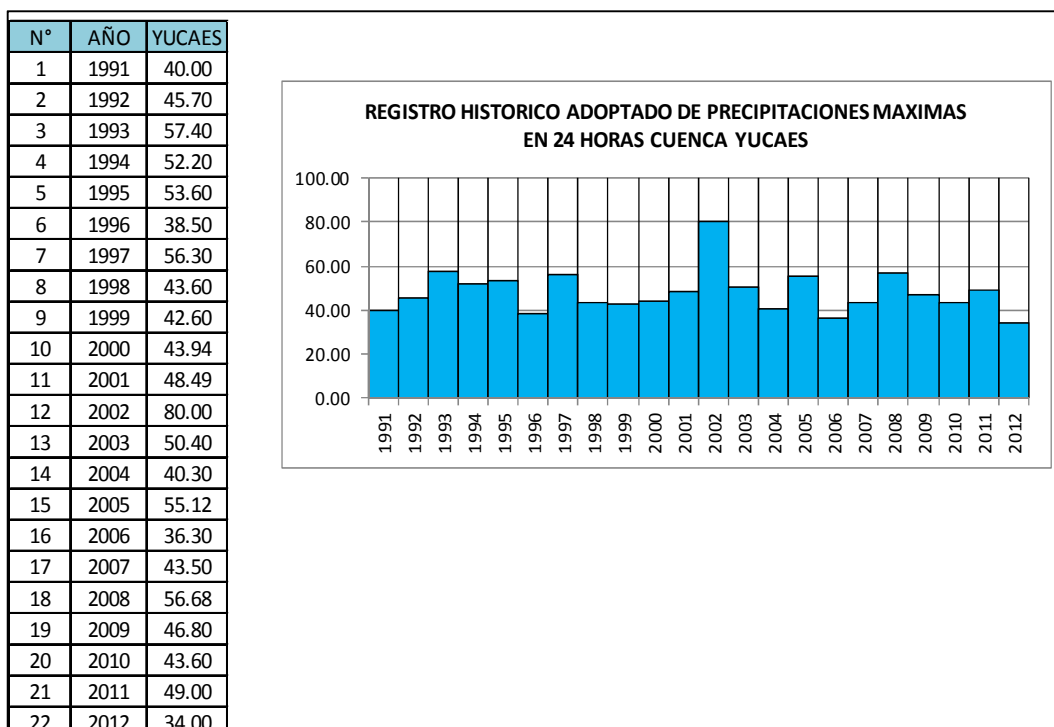
#### **4.4.1.2.3. AJUSTES DE LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES**

La tendencia cuanto más confiable será de los parámetros de nuestra muestra de precipitación máxima en 24 horas, se realizó por la metodología analítico - gráfico, lo cual se realizó por el método de momentos de la (Ec.3.3.18) aplicando el programa Hidroesta 2 de las distribuciones probabilísticas Gumbel, Log Pearson tipo III y Log Gumbel, procediendo a que distribución se ajusta nuestra muestra tanto en el analítico como en el gráfico de los datos de precipitación de cada estación.

#### **4.4.1.2.4. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE**

Nuestra curva de frecuencia desarrollada a través de nuestros datos, comprobaremos con el test de bondad de ajuste mediante la metodología de la prueba Kolmogorov – Smirnov y determinando con las ecuaciones (3.3.23), (3.3.24). Lo que consistirá en comparar las discrepancias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica. Los datos de la muestra para la prueba de bondad se presentan en la tabla N° 4.3.4.

Tabla N° 4.3.4. Resumen de la PPmax24hr de las estaciones meteorológicas



Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.1.2.5. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS PROMEDIO SOBRE LAS SUBCUENCAS Y CUENCA DEL RIO YUCAES.

El cálculo de la precipitación máxima áreal en 24 horas se realizó por la metodología de Polígonos Thiessen, aplicando el Software ArcGIS para determinar las áreas de influencia de las estaciones meteorológicas en cada subcuenca y cuenca Yucaes. La metodología de Thiessen se ejecutó con la ecuación (3.3.1) y para sacar las áreas se utilizó el software ArcGIS. La altura de lluvia que cae en un espacio dado de la cuenca diferirá de la cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. La metodología para sacar las áreas en ArcGIS es: ArcToolbox Analysis Tools Proximty Generar Thiessen Polygons Luego ingresar los datos de coordenadas de las estaciones. Los mapas de polígono Thiessen se plasman en el anexo N° 09.

#### **4.4.1.2.6. DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO**

Una vez realizado el análisis estadístico de la precipitación máxima en 24 horas, se procedió a definir la tormenta de diseño para utilizar en la entrada de un sistema hidrológico, y los caudales resultantes a través de éste se calcularán utilizando el procedimiento lluvia - escorrentía. El valor de la tormenta de diseño será la profundidad de precipitación en un punto representada mediante un hietograma de diseño que especifica la distribución temporal de la precipitación. Para determinar la tormenta de diseño seguiremos la metodología las relaciones intensidad – duración – frecuencia.

#### **4.4.1.2.7. HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO UTILIZANDO LA RELACION INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA**

El hietograma de diseño se realizó mediante la metodología de bloque alternado, utilizando la curva de intensidad – duración – frecuencia. Para realizar la curva de relación IDF se utilizó la metodología del modelo de discretización Grobe más conocido como Dyck y Peschke aplicando la ecuación (Ec 3.3.27). El modelo de Dyck y Peschke propone que las lluvias de corta duración,  $P_D$ , es función de la precipitación de 24 horas, en otras palabras este criterio es aplicable a precipitaciones máximas en 24 horas. Este hietograma será requerido para el modelo hidrológico Hec –HMS.

#### **4.4.1.3. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO DE LA CUENCA DE ESTUDIO**

El cálculo del caudal de diseños o avenida máxima para un periodo de retorno dado se realizó mediante los métodos, Directo, Empírico, Hidrograma unitario, y la implementación de la modelo matemático de simulación Hidrológica Hec – HMS versión 4.0.

Para el método directo o de nivel de huellas se utilizó la fórmula de Manning de la ecuación (3.3.37). En el método empírico se ejecutó con las fórmulas de: Método de envolventes de Creager de la ecuación (3.3.38), el método Racional Modificado aplicando la ecuación (3.3.39) y el método de Número Curva se utilizó la ecuación (3.3.40) y (3.3.41). Para el método de hidrograma unitario se realizó con la fórmula del hidrograma sintético triangular del SCS utilizando para el cálculo del tiempo pico la ecuación (3.3.56). Y últimamente se realizó la simulación hidrológica con el Software Hec – HMS V. 4.0., que en el siguiente ítem se describen su metodología.

#### **4.4.1.3.1. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA Y CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO O DISEÑO CON EL SOFTWARE HEC – HMS**

Para realizar la simulación hidrológica con el software Hec – HMS, se requirió las características del modelo de la cuenca, el modelo meteorológico, del modelo de control y de los datos de series temporales.

- a) MODELO DE CUENCA; para este modelo se la cuenca se requirió procesos de parámetros anterior del software Hec – GeoHMS de la figura 4.4.1.12, y para lo cual se utilizaron el método de las pérdidas de la cuenca a través del método de SCS, la misma que está en función del número de curva (CN), abstracción inicial y el porcentaje de impermeabilidad. En tanto para la transformación Lluvia esorrentía se realizó con la método del hidrograma unitario SCS, y para la propagación de la ruta del rio con el método de Muskingum ecuación (3.3.5), con variables de entrada K y X. Todas aquellas metodologías de proceso de la cuenca subdividido en 3 subcuencas de estudio como se aprecia en la figura N ° 4.4.1.14.



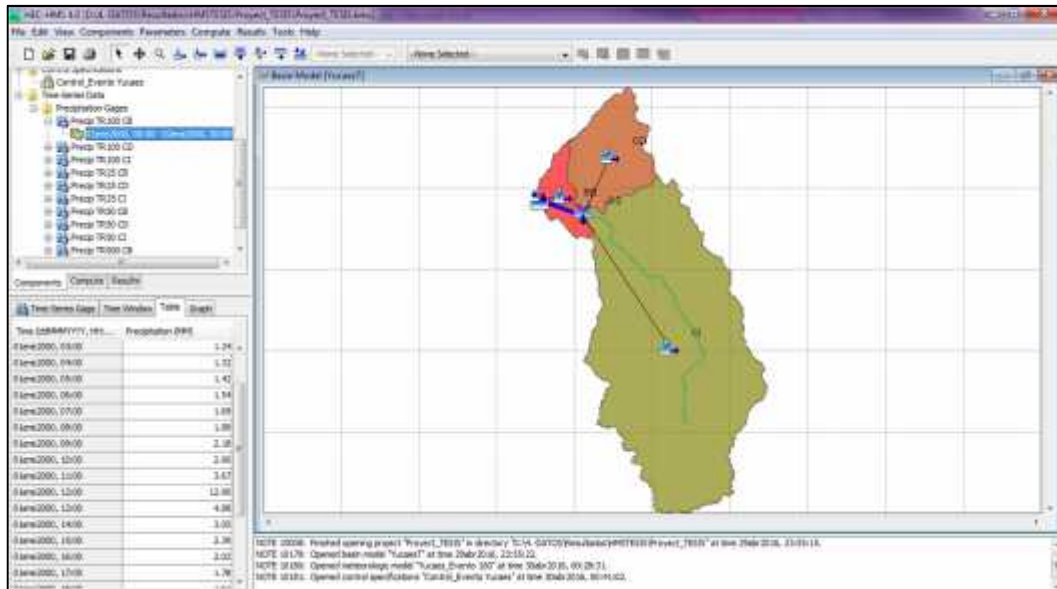


Fig. N° 4.4.1.15. Datos entrada de Lluvia de diseño cada una hora, de la cuenca Yucaes para un periodo de retorno especifico

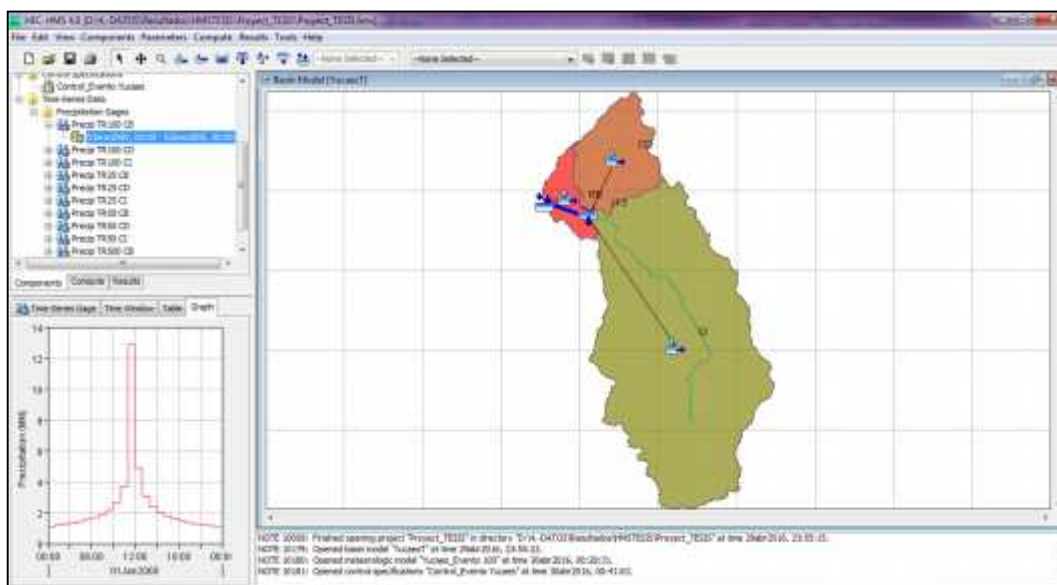


Fig. N° 4.4.1.16. Histograma de precipitación de la cuenca Yucaes

## **4.4.2. SIMULACIÓN HIDRÁULICA CON EL MODELO IBER 2.3.2**

### **4.4.2.1. ELABORACIÓN DE DATOS GEOMÉTRICOS**

#### **4.4.2.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL SECTOR DE ESTUDIO**

Se procedió a realizar el levantamiento topográfico realizando una poligonal de apoyo abierta con control de cierre para el levantamiento de detalles y posterior elaboración y procesamiento de datos con software Civil 3D, identificando el área de inundación afectada en el año 2011. Los trabajos desarrollados en campo son procedimientos con la finalidad de observar y registrar las características geométricas del sector en estudio, como datos para el cálculo y representación del coeficiente de rugosidad y plasmar en la elaboración de este valor en las de mapas que se requieran.

#### **4.4.2.1.2. PROCESAMIENTO DEL MDT CON EL SOFTWARE ArcGIS 10.2.2**

Antes de efectuar la modelación hidráulica del río Yucaes sector Muyurina, se preparó datos en formato ASCII de las curvas de nivel levantado topográficamente del sector de estudio y del coeficiente de rugosidad. Para el cálculo del coeficiente de "n" en la zona de estudio se utilizó la tabla N° 3.4.1 (Cowan) y de la referencias **ALARCON 2014, Ref. [10], [Capítulo II, Pg. 7]**; del coeficiente de "n" realizada en dicha tesis.

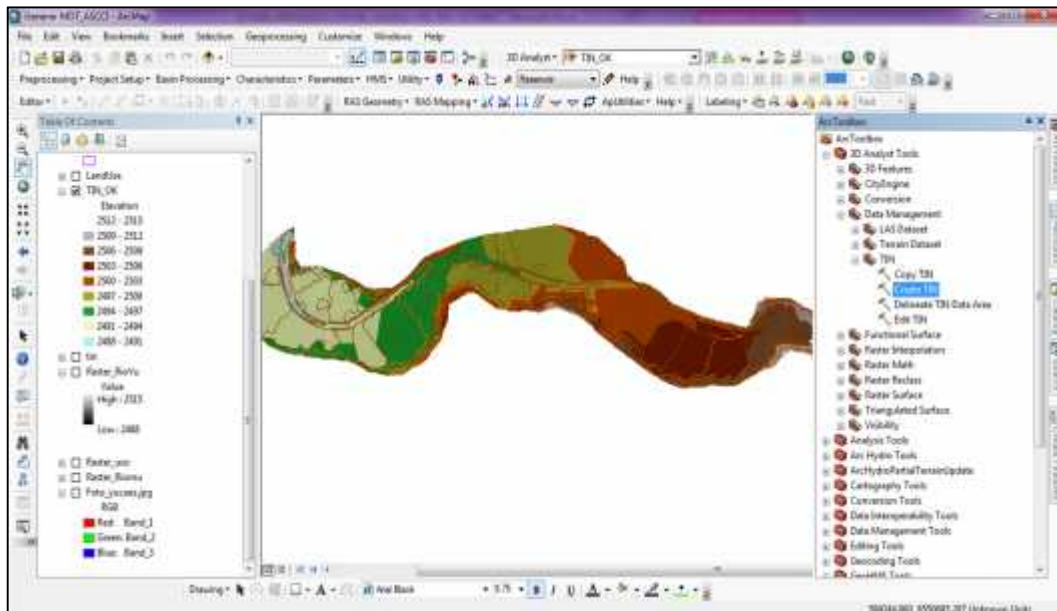
Para tener datos en formato ASCII se sigue la metodología de convertir las curvas de nivel aun modelo digital de terreno (MDT), seguidamente este MDT convertir en formato Raster y finalmente el Raster del MDT convertir en formato ASCII. Todo esto con las herramientas del Software ArcGIS de forma siguiente:

- Primero; convertir las curvas de nivel en MDT con la herramienta Arc Toolbox 3D Analyst Tools Data Management TIN Create TIN.

- Segundo; convertir en formato Raster el MDT con la herramienta Arc Toolbox 3D Analyst Tools Conversion From TIN TIN to Raster.
- Tercero, finalmente convertir el Raster en formato ASCII con la herramienta Arc Toolbox Conversion Tools From Raster Raster to ASCII.

De igual forma se siguió la misma metodología para convertir en formato ASCII el coeficiente de rugosidad “n”, para éste caso lo primero hacer una elaboración de delimitar en sectores el “n” representativo de la zona de río, arboles, hierbas, arbustos, urbano, cultivo, esto con la ortofoto en el programa ArcGIS.

En las figura N° 4.4.2.1, se representa curvas de nivel convertido en MDT, en la figura 4.4.2.2., se representa el proceso de convertir en formato Raster el coeficiente de rugosidad, y en la figura 4.4.2.3, se representa la forma de convertir el Raster en formato ASCII para el uso en la modelación hidráulica del sector de estudio.



**Fig. N° 4.4.2.1.** Curvas de nivel convertido en formato de modelo digital de elevación.

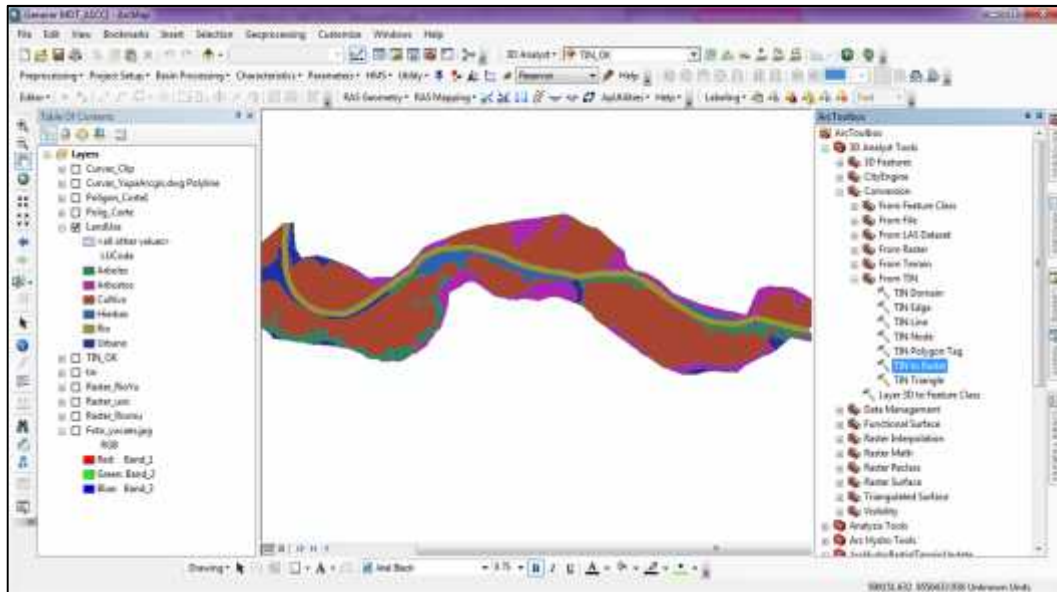


Fig. N° 4.4.2.2. Proceso de conversión el Coeficiente “n” en formato Raster

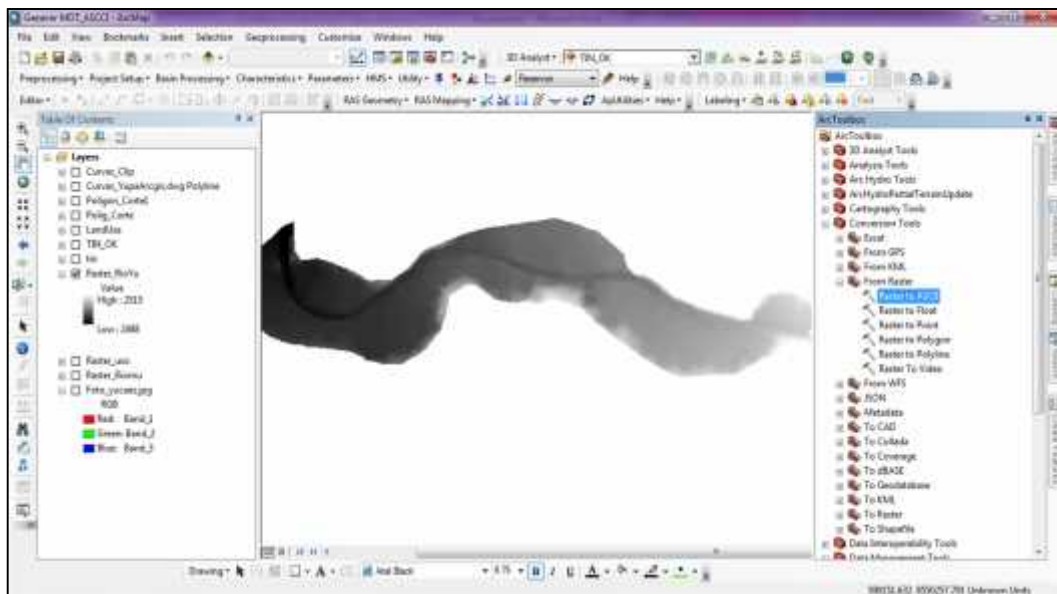


Fig. N° 4.4.2.3. Proceso de conversión el formato Raster a formato ASCII

#### 4.4.2.2. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO YUCAES CON IBER 2.3.2

Una vez realizado y procesado los datos de la topografía y del coeficiente “n” en formato ASCII, formato que reconoce el modelo bidimensional Iber, se continuó la metodología de simulación hidráulica del río Yucaes sector Muyurina mediante el pre – proceso y post – proceso de la forma siguiente.

##### a). PRE – PROCESO

En esta interface del software Iber se ingresan todos los datos necesarios para una simulación hidráulica, de carácter siguiente:

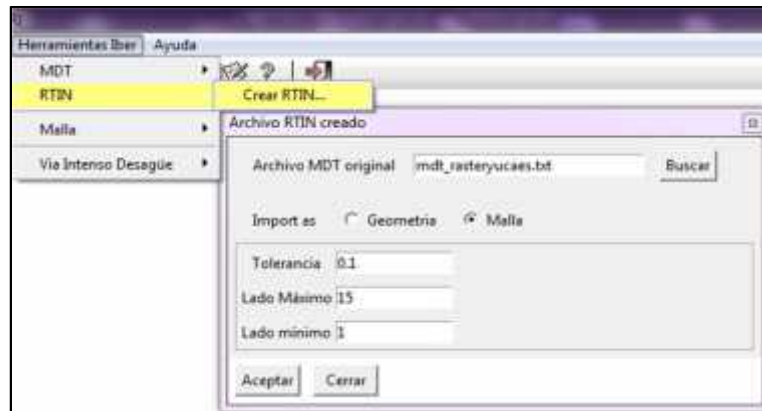
- Primer paso es abrir el software y guardar el proyecto en un directorio conocido que elijamos, seguidamente insertar la ortofoto realizado en el Google Earth y SAS Planet, con el menú Vista Imagen de fondo Tamaño real, si la foto no se observa realizar un zum todo.



**Fig. N° 4.4.2.4.** Ortofoto de la zona de estudio en el río Yucaes

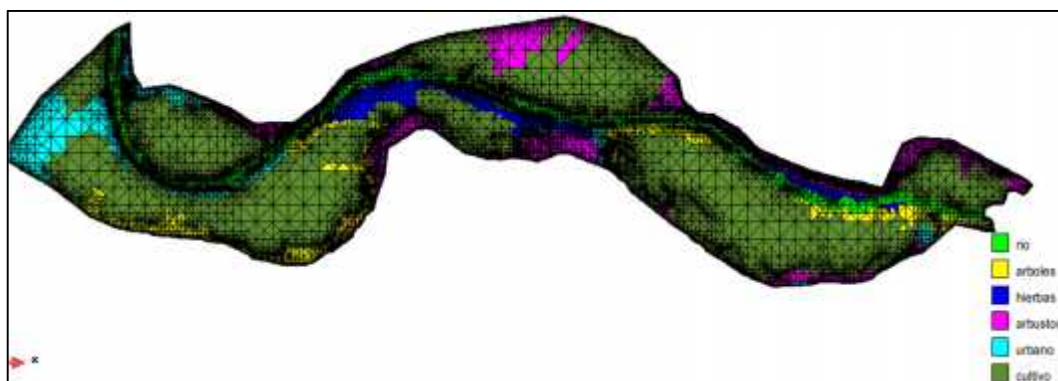
- En un segundo lugar es crear la malla utilizando el algoritmo RTN: a partir de un RTIN y del Raster en formato ASCII, poniendo parámetros de la RTIN como: la tolerancia, cuanto más pequeño se obtendrá triángulos menores; el lado máximo con un valor de 15 y el lado mínimo igual al pixel del Raster generado en el ArcGIS. Este procedimiento se realiza

con el menú Herramienta RTIN crear RTIN, se representa en la figura N° 4.4.2.5.



**Fig. N° 4.4.2.5.** Parámetros para crear la malla RTIN

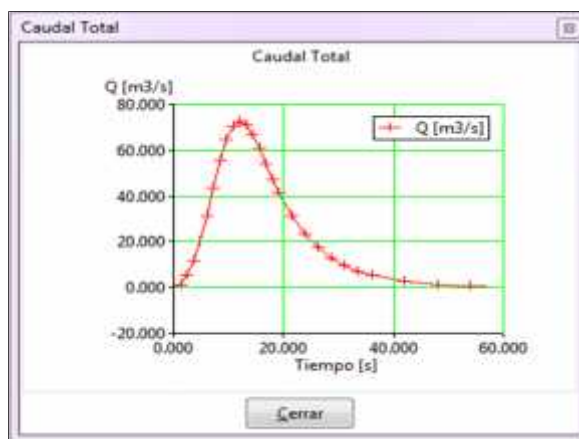
- Tercero Asignar el coeficiente de rugosidad automática utilizando el modelo digital de usos de suelos antes desarrollados en formato ASCII, cual se realiza con el menú Datos Rugosidad Asignación Automática Archivo ASCII Grid Seleccionamos el archivo en txt. El archivo si no completa en asignar se deberá acompañar con un archivo csv. Se representa en la figura siguiente. la asignación de la rugosidad.



**Fig. N° 4.4.2.6.** Asignación del coeficiente de rugosidad a la zona de estudio.

- Cuarto establecer los datos en la condición hidrodinámicas, Asignamos las condición de contorno de entrada, es decir por donde ingresara el

hidrograma del caudal de diseño calculado. Este proceso mediante la herramienta del menú Datos Hidrodinámica Condiciones de Contorno, ponemos la entrada del hidrograma del caudal en régimen Subcritico. el hidrograma se muestra en la siguiente figura siguiente.

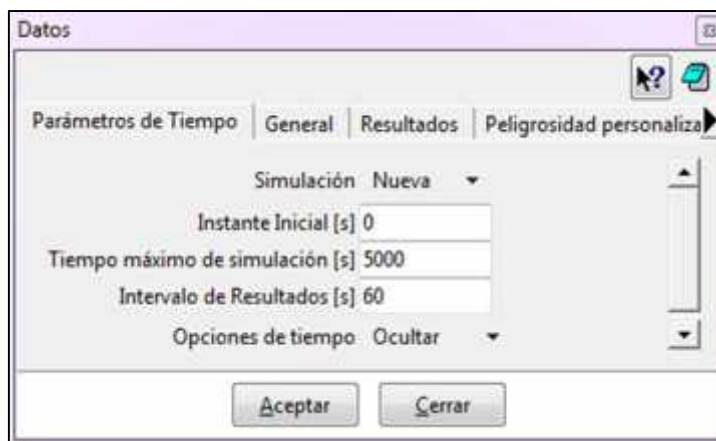


**Fig. N° 4.4.2.7.** Hidrograma del caudal de entrada para un TR específico.

Seguidamente asignamos la condición de contorno de salida, especificando la condición de flujo en régimen supercrítico/critico en la zona de salida del río de estudio, quedando una sola salida, esto mediante herramienta del menú Datos Hidrodinámica Condiciones de contorno salida 2D.

- Quinto asignar las condiciones Iniciales a todo el dominio de la malla, se escogen en asignar de acuerdo un calado de agua o a una cota de agua. Para nuestro caso de estudio ponemos la condición de calado que sea igual a cero, por que al momento de modelar el río no sabemos la cantidad de agua tiene el río, en ríos grandes si es necesario colocar una altura de calado porque siempre llevara una cierta cantidad de caudal. Este dato pondremos con la herramienta del menú Dato hidrodinámica Condiciones iniciales Calado.
- Sexto ponemos los tiempos de cálculo en el menú Datos Datos del problema Parámetros de tiempo, en tiempo máximo de simulación de

acuerdo al hidrograma de entrada y en el intervalo de resultados cada 30 - 60 segundo. Para realizar el cálculo más rápido se aumentará el número de procesadores que se establece en General luego número de procesadores.



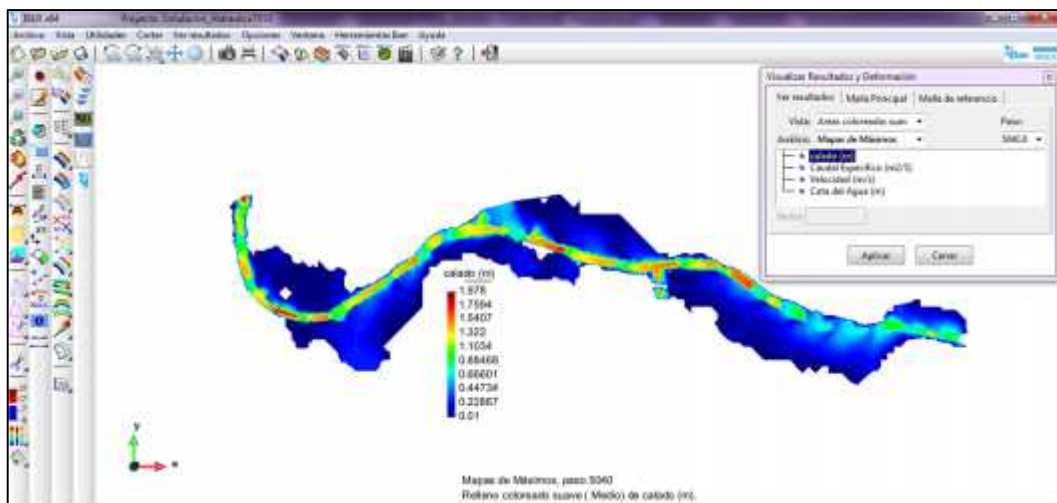
**Fig. N° 4.4.2.8.** Parámetros de tiempos de cálculo del preproceso

- Séptimo Guardar y Calcular en el menú Calcular Calcular, seguidamente ver información del proceso de la ejecución. terminado el cálculo aceptar y luego pasar al Post – Proceso.

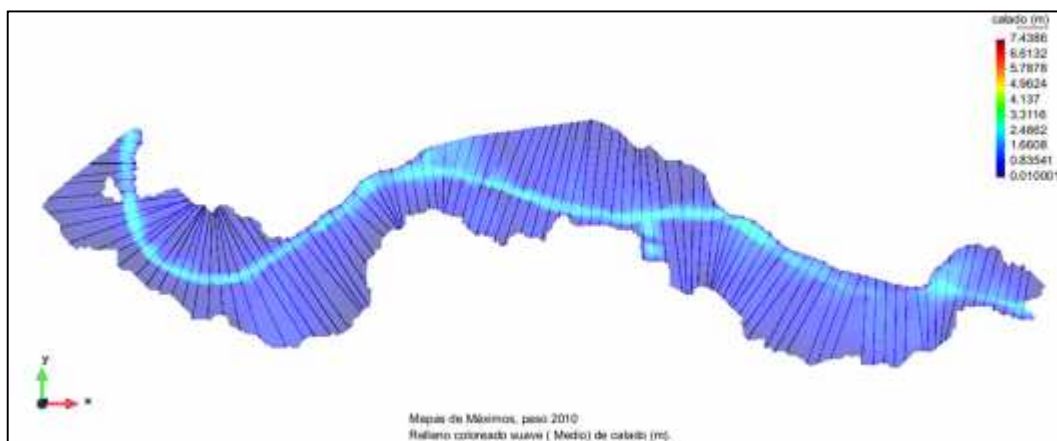
#### b). POST – PROCESO

En esta interface final del post – proceso se analizan los resultados, del calado, caudal específico, velocidad, cota de agua, Froude; de la hidráulica y mapa de máximos o inundación en un instante de tiempo que se requiera. Además de ello se puede analizar los resultados de los hidrogramas de caudal de salida o en cualquier punto que se requiera. Mientras para delimitar el área de inundación el Iber tiene interconexión con el ArcGIS mediante el menú exportar resultados a Raster ya en el ArcGIS se puede trabajar cómodamente la delimitación del área de inundación.

Para el intercambio de las interfaces del pre – proceso y post – proceso se realiza el procedimiento de cambiar entre pre y post – proceso, o simplemente en el menú Archivo post – proceso y Archivo preproceso.



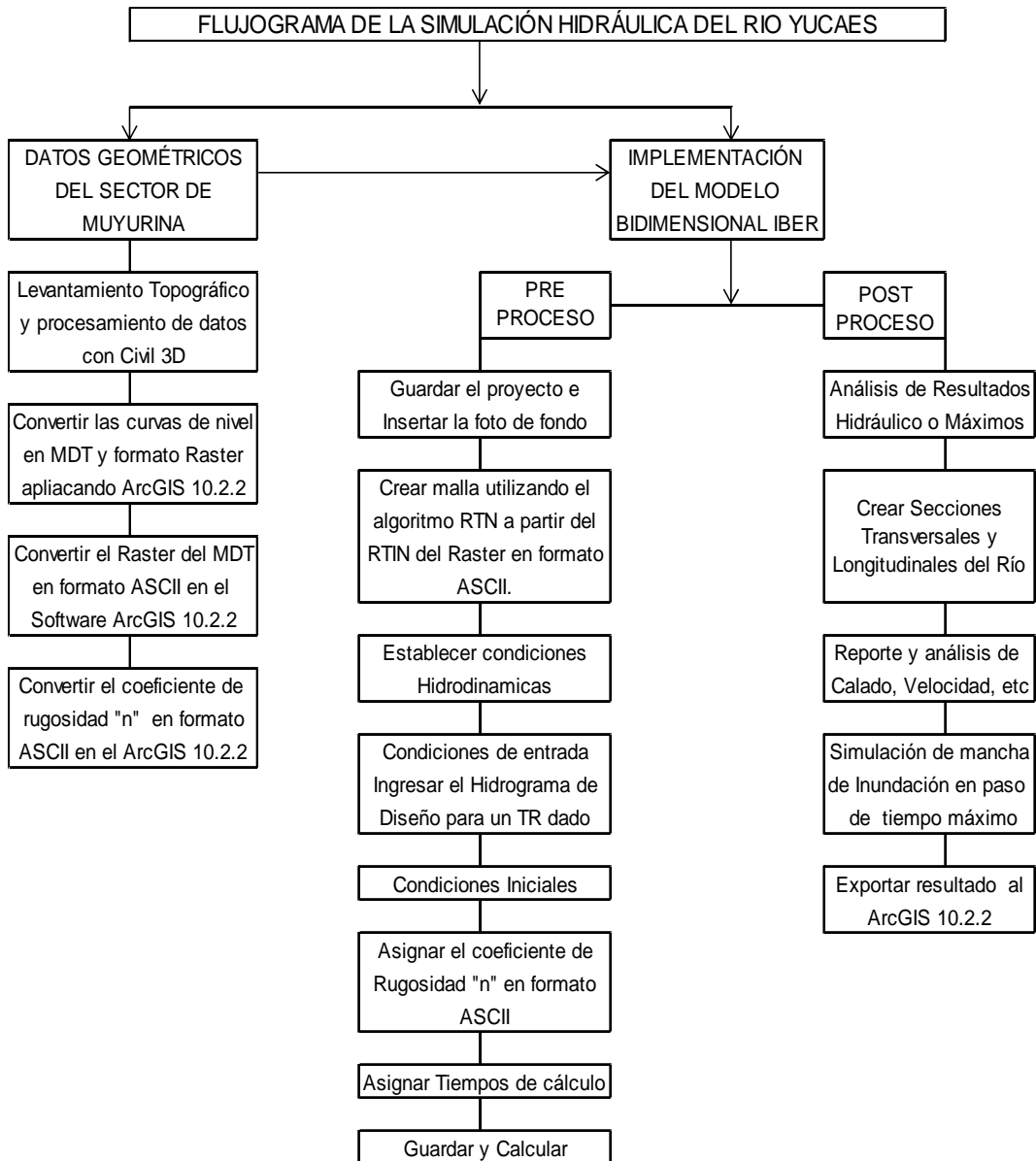
**Fig. N° 4.4.2.9.** Interface del Post–proceso y ventana de visualización de resultados



**Fig. N° 4.4.2.10.** Interface del Post – proceso y ventana de crear secciones transversales y longitudinales del rio para el análisis Hidráulico.

**Gráfico N° 4.4.2.1.** Flujoograma de la simulación Hidráulica con el modelo Iber

2.3.2



#### **4.4.3. DELIMITACIÓN DE LAS ÁREAS DE INUNDACIÓN Y CÁLCULO DEL RIESGO POR INUNDACIÓN**

De acuerdo al resultado de la simulación hidráulica y en función hidrogramas de caudales para un determinado tiempo de retorno, se reportan los niveles de agua (calado), velocidades, N° Froude y se determinaran las áreas críticas de inundación enmarcado en las manchas de inundación de máximos. Para realizar la metodología de la delimitación del área de inundación se hace uso del software ArcGIS 10.2.2 con los datos exportados de mapa de máximos desarrollados en la simulación hidráulica. Mientras para el cálculo del riesgo por inundación se sigue la metodología de la ecuación (3.6.1) y de la tabla número (3.6.3), esto de acuerdo a los resultados de la modelación hidráulica en el software Iber 3.2.2.

##### **4.4.3.1. NORMATIVAS SOBRE FAJAS MARGINALES, LINDEROS EN EL CAUCE Y CAMINOS DE VIGILANCIA**

Según el Artículo 113° del capítulo III del reglamento de la Ley de Recursos Hídricos Ley N° 29338 las fajas marginales son bienes de dominio público hidráulico, que están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, natural o artificial. Para su delimitación de la faja marginal se tomará los criterios y metodologías del Artículo 114° de la misma ley. Donde se delimitan de acuerdo a los siguientes criterios.

- El espacio necesario para la construcción, conservación y de las defensas ribereñas y de los cauces.
- La máxima crecida o avenida de los ríos, lagunas y otras fuentes naturales de agua. No se considerarán las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

Para su definición de estos temas de fajas marginales, linderos y caminos de vigilancia es necesario documentarse en la ley de recursos hídricos y decretos.

## V. RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 5.1. RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 5.1.1. RESULTADO DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA YUCAES Y SUBCUENCAS

La cuenca del río Yucaes se subdividieron en 3 subcuencas principales, para lo cual se obtuvieron las características geomorfológicas principales como: el área, la longitud, la pendiente y el tiempo de concentración de la cuenca Yucaes como de las Subcuencas y se muestran en la tabla N° 5.1.1 y 5.1.2.

Tabla N° 5.1.1. Resultado de características morfológicas principales de las Subcuencas tributarias

Nombre	Area (m2)	Area (Km2)	L (Km)	J (Pendiente)	Tc (hr)	Tlag (min)	NC
C_derecha	100013498.28	100.01	22.22	0.082353	2.484	52	80.310
C_izquierda	559682251.96	559.68	55.78	0.029779	6.469	136	79.971
C_Bajo	34168856.31	34.17	10.57	0.074851	1.458	31	78.794

El resultado de la delimitación de las subcuencas de la cuenca del río Yucaes se muestran en los mapas del anexo N° 09.

Tabla N° 5.1.2. Características Geomorfológicas de la cuenca del río Yucaes

ITEM	PARAMETRO GEOMORFOLÓGICO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
1.01	Área de la cuenca	A =	693.86	Km <sup>2</sup>
1.02	Perimetro de la cuenca	P =	203.10	Km
1.03	Longitud del Cauce principal/ Quebrada	L =	62.74	Km
1.04	Coef. de Compac. ó Indice de Gravelious	Kc =	2.18	Adim
1.05	Altitud mas baja de la cuenca	C <sub>M</sub> =	2,506.00	m.s.n.m.
1.06	Altitud mas alta de la cuenca	C <sub>m</sub> =	4,399.00	m.s.n.m.
1.07	Altitud alta del curso del río principal	C <sub>R</sub> =	4,230.00	m.s.n.m.
1.08	Altitud media simple de la cuenca	H <sub>MS</sub> =	3,452.50	m.s.n.m.
1.09	Desnivel de la cuenca	Hc =	1,893.00	m
1.10	Desnivel del cauce principal	Hr =	1,724.00	m
1.11	Rectangulo Equivalente: Lado Mayor	L =	94.22	Km
1.12	Pendiente de la microcuenca: H/L	S =	0.020	m/m
1.13	Pendiente de la cuenca:	S =	2.01	%
1.14	Pendiente del cauce principal	Sc =	0.02748	m/m
1.15	Tiempo de Concentración: Temez	Tc =	7.22	Hr

En el anexo N° 09 se muestra el mapa de delimitación de la cuenca Yucaes.

### 5.1.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PRUEBA DE AJUSTE DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MEDIANTE EL PROGRAMA HIDROESTA 2

Para el análisis de los datos históricos de la precipitación en 24 horas, se seleccionó las máximas precipitaciones de las estaciones cercanas a la cuenca hidrográfica que ocurrieron en cada año, esto de acuerdo distancia y radio de acción de las estaciones según la OMM tabla 4.3.2. A dichos datos de precipitaciones máximas en 24 horas se le realiza la distribución de probabilidades, la selección de la función de distribución de probabilidad y la prueba de bondad de ajuste. En el cuadro 5.1.3 se muestra las precipitaciones máximas en 24 horas adoptadas para la cuenca Yucaes y subcuencas.

Tabla N° 5.1.3. Precipitación máxima en 24 horas adoptada para la cuenca Yucaes

Estacion	1.-	2.-	3.-	4.-	5.-	6.-	7.-	8.-	9.-	10.-	PP24hr
Año	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	Pmax24hr	MAX
1991	19.5	21.9	19.1	40.0	30.0	-	-	-	26.0	19.0	40.0
1992	19.5	16.2	18.4	25.7	35.3	-	-	19.5	36.0	26.5	36.0
1993	40.5	37.3	14.2	24.3	37.9	-	25.0	23.2	31.0	31.7	40.5
1994	23.5	36.7	15.5	31.1	52.2	-	28.0	38.0	30.3	31.7	52.2
1995	42.0	35.2	17.7	30.7	24.5	53.6	20.6	21.3	22.4	51.6	53.6
1996	29.0	29.7	19.1	34.9	28.3	38.5	35.0	29.0	27.9	29.5	38.5
1997	23.2	37.8	25.4	26.9	41.7	51.7	30.0	18.0	23.7	38.7	51.7
1998	27.3	43.6	22.4	25.8	31.2	29.2	17.3	33.2	23.9	39.7	43.6
1999	24.8	28.4	26.2	20.6	28.6	24.4	12.4	28.0	24.4	42.6	42.6
2000	35.2	26.7	34.2	27.3	41.5	26.0	13.5	19.0	19.1	35.3	41.5
2001	23.3	28.7	23.2	27.0	48.5	42.2	26.9	27.0	38.0	26.0	48.5
2002	27.6	27.0	31.0	36.8	41.1	80.0	31.2	31.7	27.3	22.7	80.0
2003	16.7	32.4	50.4	31.6	38.4	37.9	19.5	26.5	30.2	32.5	50.4
2004	14.6	23.0	40.3	18.1	27.9	29.6	19.7	24.7	25.5	25.2	40.3
2005	29.0	32.7	21.5	24.2	47.0	30.7	19.8	15.0	27.3	55.1	55.1
2006	24.0	21.1	32.3	21.1	21.5	36.3	27.5	20.8	26.0	28.1	36.3
2007	23.5	33.2	19.6	30.5	27.0	30.8	24.0	20.0	22.0	25.0	33.2
2008	31.5	24.6	23.0	25.4	18.3	56.7	25.0	23.6	19.0	24.2	56.7
2009	29.6	46.8	29.0	27.5	25.4	40.2	26.0	26.6	35.0	23.4	46.8
2010	24.5	28.5	18.7	34.7	25.5	43.6	30.0	31.5	28.1	22.0	43.6
2011	46.7	32.1	32.3	38.3	41.6	-	31.0	30.0	-	22.6	46.7
2012	24.7	28.7	27.6	30.0	28.4	-	34.0	-	-	21.6	34.0

- |                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| 1.- Estacion Huamanga    | 6.- Estacion Sachabamba |
| 2.- Estacion Quinua      | 7.- Estacion Pampas     |
| 3.- Estacion Wayllapampa | 8.- Estacion San Miguel |
| 4.- Estacion Chontaca    | 9.- Estacion Bellavista |
| 5.- Estacion Tambillo    | 10.- Estacion Huanta    |

Para cada estación hidrometeorológica y de la precipitación total en 24 horas adoptada para la cuenca Yucaes se obtuvieron resultados del ajuste de la serie de datos de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, Log Pearson y Log Gumbel o Fréchet mediante el programa Hidroesta. Adoptando como resultado último de la prueba de bondad de ajuste con momentos ordinarios que el delta teórico sea menor entre los demás distribuciones analizadas mediante el programa Hidroesta. En las siguientes tablas se muestran la prueba de bondad de ajuste y la selección de la distribución de probabilidad. Y en el anexo N° 06 se muestran el resultado de la prueba de bondad de ajuste de las demás estaciones seleccionadas.

Tabla N° 5.1.4. Ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Tambillo.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.3	0.0435	0.0089	0.0163	0.0346
2	21.5	0.0870	0.0481	0.0658	0.0389
3	24.5	0.1304	0.1346	0.1577	0.0042
4	25.4	0.1739	0.1701	0.1931	0.0038
5	25.5	0.2174	0.1743	0.1973	0.0431
6	27.0	0.2609	0.2417	0.2626	0.0191
7	27.9	0.3043	0.2854	0.3041	0.0190
8	28.3	0.3478	0.3053	0.3229	0.0426
9	28.4	0.3913	0.3103	0.3276	0.0810
10	28.6	0.4348	0.3203	0.3370	0.1145
11	30.0	0.4783	0.3913	0.4035	0.0870
12	31.2	0.5217	0.4516	0.4596	0.0702
13	35.3	0.5652	0.6368	0.6327	0.0716
14	37.9	0.6087	0.7297	0.7210	0.1210
15	38.4	0.6522	0.7452	0.7359	0.0930
16	41.1	0.6957	0.8166	0.8054	0.1210
17	41.5	0.7391	0.8256	0.8143	0.0864
18	41.6	0.7826	0.8278	0.8164	0.0451
19	41.7	0.8261	0.8299	0.8185	0.0038
20	47.0	0.8696	0.9142	0.9040	0.0447
21	48.5	0.9130	0.9297	0.9202	0.0167
22	52.2	0.9565	0.9572	0.9497	0.0007

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1210, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 29.5388

Parámetro de escala (alfa)= 7.2406

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 29.2498

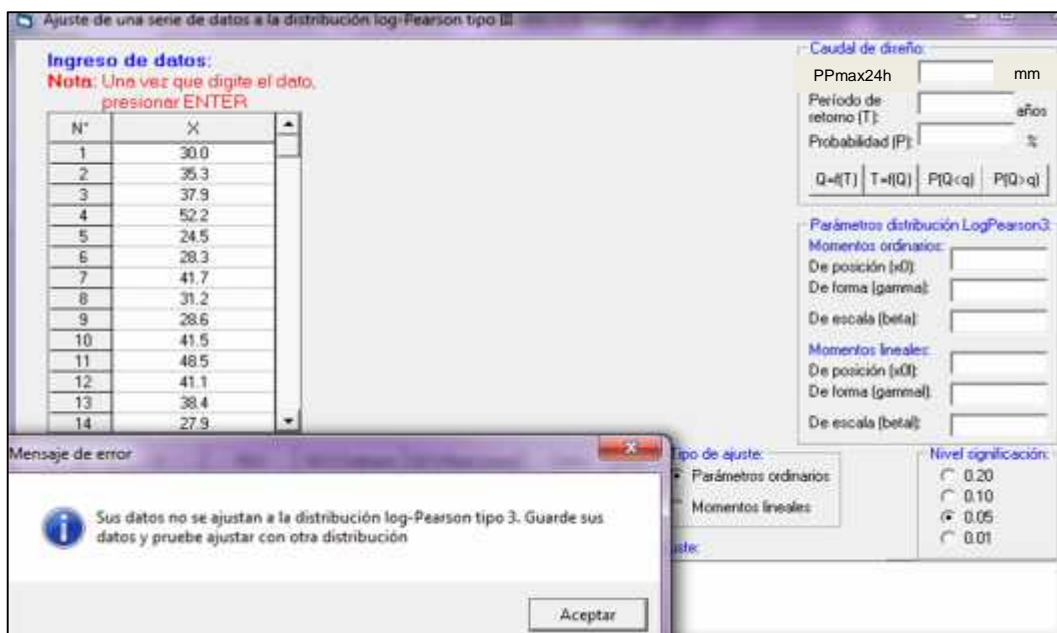
Parámetro de escala (alfal)= 7.7412

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 62.85 mm



**Gráfico N° 5.1.1.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Tambillo con el programa Hidroesta.



**Gráfico N° 5.1.2.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Tambillo con el programa Hidroesta.

Tabla N° 5.1.5. Ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Tambillo.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.3	0.0435	0.0004	0.0014	0.0431
2	21.5	0.0870	0.0235	0.0371	0.0634
3	24.5	0.1304	0.1278	0.1521	0.0027
4	25.4	0.1739	0.1749	0.1992	0.0010
5	25.5	0.2174	0.1805	0.2046	0.0369
6	27.0	0.2609	0.2680	0.2887	0.0072
7	27.9	0.3043	0.3222	0.3397	0.0179
8	28.3	0.3478	0.3462	0.3621	0.0017
9	28.4	0.3913	0.3521	0.3677	0.0392
10	28.6	0.4348	0.3640	0.3787	0.0708
11	30.0	0.4783	0.4442	0.4533	0.0340
12	31.2	0.5217	0.5078	0.5122	0.0139
13	35.3	0.5652	0.6809	0.6741	0.1157
14	37.9	0.6087	0.7579	0.7476	0.1492
15	38.4	0.6522	0.7703	0.7595	0.1181
16	41.1	0.6957	0.8261	0.8141	0.1305
17	41.5	0.7391	0.8330	0.8210	0.0939
18	41.6	0.7826	0.8347	0.8226	0.0521
19	41.7	0.8261	0.8363	0.8243	0.0102
20	47.0	0.8696	0.9020	0.8907	0.0324
21	48.5	0.9130	0.9146	0.9037	0.0015
22	52.2	0.9565	0.9383	0.9288	0.0182

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1492, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.3557

Parámetro de escala (alfa)= 0.2177

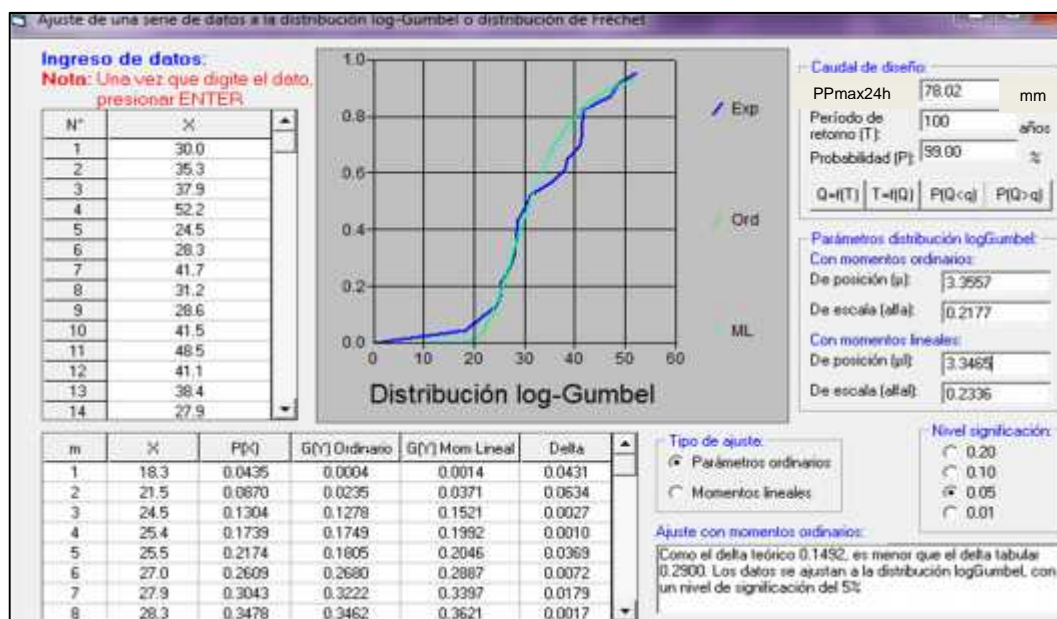
Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.3465

Parámetro de escala (alfal)= 0.2336

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 78.02



**Gráfico N° 5.1.3.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel, estación Tambillo con el programa Hidroesta.

Los resultados de ajuste de la función de probabilidad y de la prueba de bondad se adopta el menor del delta teórico de las distribuciones analizadas dando a lugar que la distribución Gumbel es representativo mientras las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel obtienen deltas teóricos mayores que la del Gumbel, Optando que la serie de datos se ajustan a la distribución Gumbel con un nivel de significación del 5%.

Los resultados de la selección de la función de probabilidad y ajuste de la serie de datos de las estaciones se ciñe en la misma metodología de la aplicación del Hidroesta 2 y analizados por las funciones de distribución, el resumen del resultado se muestra en la tabla N° 5.1.9.

Tabla N° 5.1.6. Ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel de las estaciones adoptadas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	33.2	0.0435	0.0621	0.0546	0.0186
2	34.0	0.0870	0.0809	0.0726	0.0061
3	36.0	0.1304	0.1411	0.1315	0.0106
4	36.3	0.1739	0.1516	0.1420	0.0223
5	38.5	0.2174	0.2387	0.2297	0.0213
6	40.0	0.2609	0.3049	0.2973	0.0441
7	40.3	0.3043	0.3186	0.3113	0.0142
8	40.5	0.3478	0.3277	0.3207	0.0201
9	41.5	0.3913	0.3736	0.3678	0.0177
10	42.6	0.4348	0.4240	0.4197	0.0108
11	43.6	0.4783	0.4690	0.4660	0.0092
12	43.6	0.5217	0.4690	0.4660	0.0527
13	46.7	0.5652	0.5982	0.5990	0.0330
14	46.8	0.6087	0.6020	0.6029	0.0067
15	48.5	0.6522	0.6635	0.6659	0.0113
16	50.4	0.6957	0.7236	0.7272	0.0280
17	51.7	0.7391	0.7596	0.7638	0.0205
18	52.2	0.7826	0.7724	0.7767	0.0102
19	53.6	0.8261	0.8051	0.8097	0.0210
20	55.1	0.8696	0.8355	0.8402	0.0341
21	56.7	0.9130	0.8632	0.8679	0.0499
22	80.0	0.9565	0.9920	0.9929	0.0355

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0527, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 41.3751

Parámetro de escala (alfa)= 7.9967

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 41.5013

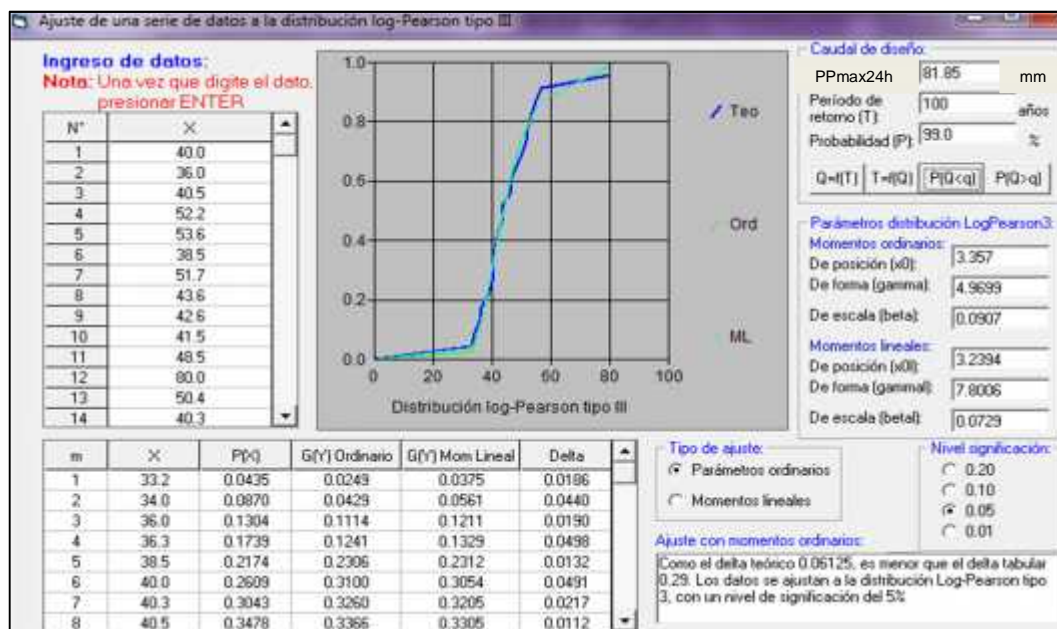
Parámetro de escala (alfal)= 7.7781

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 78.16



**Gráfico N° 5.1.4.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima total en 24 hr de las estaciones a la distribución Gumbel mediante el programa Hidroesta.



**Gráfico N° 5.1.5.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima total de las estaciones a la distribución Log Pearson tipo III con el programa Hidroesta

Tabla N° 5.1.7. Ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson Tipo III de las estaciones adoptadas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	33.2	0.0435	0.0249	0.0375	0.0186
2	34.0	0.0870	0.0429	0.0561	0.0440
3	36.0	0.1304	0.1114	0.1211	0.0190
4	36.3	0.1739	0.1241	0.1329	0.0498
5	38.5	0.2174	0.2306	0.2312	0.0132
6	40.0	0.2609	0.3100	0.3054	0.0491
7	40.3	0.3043	0.3260	0.3205	0.0217
8	40.5	0.3478	0.3366	0.3305	0.0112
9	41.5	0.3913	0.3893	0.3808	0.0020
10	42.6	0.4348	0.4454	0.4350	0.0107
11	43.6	0.4783	0.4941	0.4825	0.0158
12	43.6	0.5217	0.4941	0.4825	0.0277
13	46.7	0.5652	0.6265	0.6149	0.0613
14	46.8	0.6087	0.6302	0.6188	0.0215
15	48.5	0.6522	0.6897	0.6795	0.0375
16	50.4	0.6957	0.7460	0.7378	0.0503
17	51.7	0.7391	0.7789	0.7722	0.0398
18	52.2	0.7826	0.7904	0.7843	0.0078
19	53.6	0.8261	0.8198	0.8150	0.0063
20	55.1	0.8696	0.8467	0.8434	0.0228
21	56.7	0.9130	0.8711	0.8691	0.0420
22	80.0	0.9565	0.9881	0.9898	0.0315

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.06125, es menor que el delta tabular 0.29. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 3.357

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 4.9699

Parámetro de escala ( $\beta$ )= 0.0907

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 3.2394

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 7.8006

Parámetro de escala ( $\beta$ )= 0.0729

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 81.85

Tabla N° 5.1.8. Ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel de las estaciones adoptadas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	33.2	0.0435	0.0204	0.0259	0.0231
2	34.0	0.0870	0.0352	0.0426	0.0517
3	36.0	0.1304	0.0974	0.1083	0.0330
4	36.3	0.1739	0.1098	0.1210	0.0641
5	38.5	0.2174	0.2185	0.2294	0.0011
6	40.0	0.2609	0.3031	0.3121	0.0423
7	40.3	0.3043	0.3204	0.3288	0.0160
8	40.5	0.3478	0.3318	0.3399	0.0160
9	41.5	0.3913	0.3887	0.3949	0.0026
10	42.6	0.4348	0.4491	0.4533	0.0143
11	43.6	0.4783	0.5011	0.5034	0.0228
12	43.6	0.5217	0.5011	0.5034	0.0207
13	46.7	0.5652	0.6396	0.6374	0.0743
14	46.8	0.6087	0.6434	0.6412	0.0347
15	48.5	0.6522	0.7035	0.6997	0.0514
16	50.4	0.6957	0.7591	0.7542	0.0635
17	51.7	0.7391	0.7910	0.7856	0.0519
18	52.2	0.7826	0.8020	0.7966	0.0194
19	53.6	0.8261	0.8299	0.8242	0.0038
20	55.1	0.8696	0.8551	0.8494	0.0145
21	56.7	0.9130	0.8776	0.8720	0.0354
22	80.0	0.9565	0.9854	0.9836	0.0289

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0743, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.7168

Parámetro de escala (alfa)= 0.1577

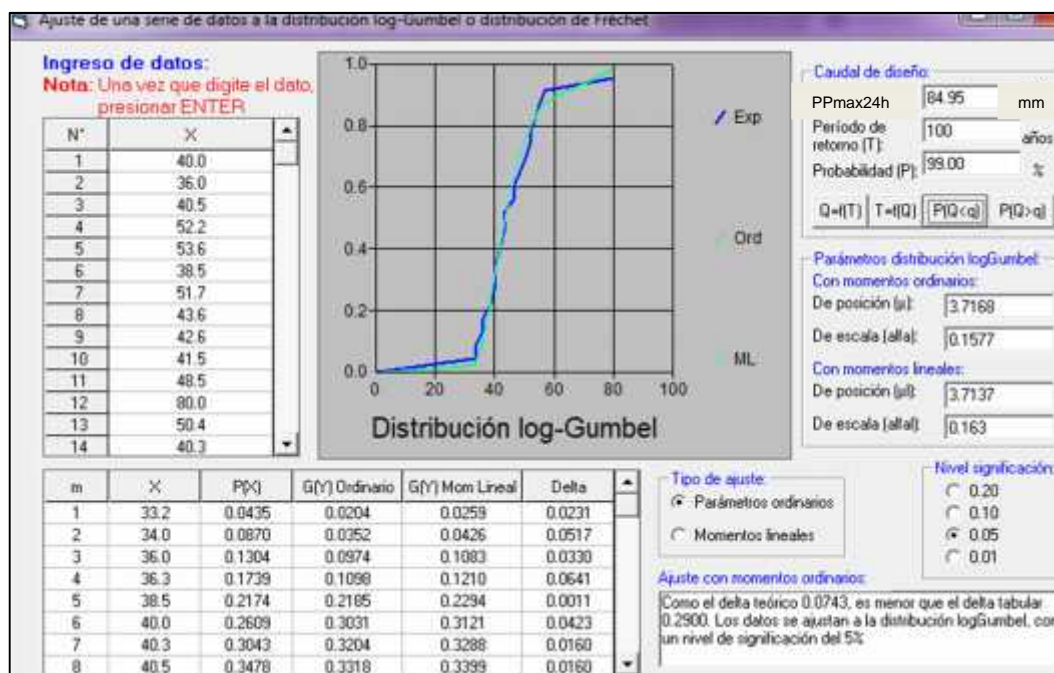
Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.7137

Parámetro de escala (alfal)= 0.163

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 84.95



**Gráfico N° 5.1.6.** Ajuste gráfico y estadístico de la Precipitación máxima total de las estaciones a la distribución Log Gumbel mediante el programa Hidroesta.

Los resultados de la selección de la función de probabilidad de la precipitación máxima total de las estaciones se adopta La distribución Gumbel por tener el delta teórico menor a los de Log Pearson tipo III y Log Gumbel o Fréchet. Antes de realizar la prueba de bondad de ajuste se realizó la test de datos atípicos de la serie de cada estación que se muestra el resultado en el anexo N° 06.

### 5.1.3. ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE

Para la estimación de la precipitación máxima probable se utilizó la distribución Gumbel por ajustarse a dicha función, para cada estación con radio influencia representada según la tabla N° 5.1.9; para lo cual se realizaron la estimación de parámetros por el método de la máxima verosimilitud, y la prueba de bondad de ajuste por Smirnov Kolmogorov. En las tablas siguientes se muestran la precipitación máxima probable para cada estación y para la precipitación máxima total de las estaciones por la distribución Gumbel.

Tabla N° 5.1.9. Precipitación máxima en 24 horas de cada estación por la distribución Gumbel.

Precipitación maxima probable (mm)									
TR	P	1	2	3	4	5	6	7	8
2	0.500	25.97	29.36	24.07	27.81	32.19	38.36	23.77	24.37
5	0.800	33.04	35.80	31.77	32.89	40.40	51.00	29.43	29.57
10	0.900	37.73	40.07	36.87	36.26	45.83	59.36	33.18	33.01
25	0.960	43.65	45.46	43.31	40.52	52.70	69.93	37.92	37.37
50	0.980	48.04	49.45	48.09	43.67	57.79	77.77	41.44	40.60
75	0.987	50.59	51.78	50.87	45.61	60.75	82.33	43.48	42.47
100	0.990	52.40	53.42	52.83	46.81	62.85	85.56	44.93	43.80
300	0.997	59.28	59.68	60.31	51.76	70.83	97.84	50.43	48.86
500	0.998	62.47	62.59	63.79	54.05	74.53	103.54	52.99	51.21
1000	0.999	66.80	66.53	68.50	57.17	79.55	111.28	56.46	54.39

TR = Tiempo de retorno  
P = Porbabilidad de ocurrencia

- |                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| 1.- Estacion Huamanga    | 5.- Estacion Tambillo   |
| 2.- Estacion Quinua      | 6.- Estacion Sachabamba |
| 3.- Estacion Wayllapampa | 7.- Estacion Pampas     |
| 4.- Estacion Chontaca    | 8.- Estacion San Miguel |

Tabla N° 5.1.10. Precipitación máxima total en 24 horas de las estaciones adoptadas por la distribución Gumbel

Precipitación maxima probable (mm)		
TR	P	1
2	0.500	44.30
5	0.800	53.37
10	0.900	59.37
25	0.960	66.95
50	0.980	72.58
75	0.987	75.85
100	0.990	78.16
300	0.997	59.28
500	0.998	91.06
1000	0.999	96.61

TR = Tiempo de retorno  
P = Porbabilidad de ocurrencia

- 1.- Total de Ppmax24 horas

#### 5.1.4. SELECCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

Para adoptar el periodo de retorno a utilizar atendemos a la tabla 3.3.1 periodo de retorno de diseños recomendados, donde establece que la el periodo de 50 años es para muros de encauzamiento esto puede aumentar si estas obras protegen centros poblados o comunidades. También nos acogemos según los lineamientos del ANA donde describe un tiempo de retorno de 100 años para zonas urbanas y 50 Años para zonas agrícolas, esto de acuerdo a la Normativa Nacional (SNIP, ANA) sobre tiempos de retorno en zonas de inundación, plasmado en el anexo N° 03.

#### 5.1.5. RESULTADO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA AREAL EN 24 HORAS SOBRE LA CUENCA YUCAES Y SUBCUENCAS

Para el caso del cálculo caudal de diseño mediante el modelo Hec – HMS se requiere lluvias para cada subcuenca y para el método hidrograma triangular se requiere la información de precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca lo cual se realizó mediante los Polígonos Thiessen para un tiempo de retorno dado, se plasma los resultados de en las siguientes tablas.

Tabla N° 5.1.11. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca baja para TR=50 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca baja						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr50años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	48.04	13.415	644.470
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	49.45	11.437	565.561
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	55.16	5.557	306.532
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	57.79	3.759	217.256
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						A <sub>T</sub>	34.169	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr50años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		1733.82
Precipitación max24hr_promedio sobre la subcuenca baja						Ppmax24hr_Tr50 =		<b>50.74</b>

Tabla N° 5.1.12. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca baja para TR=100 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca baja						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr100años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	52.4	13.415	702.961
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	53.42	11.437	610.966
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	65.54	5.557	364.215
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	62.85	3.759	236.279
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						AT	34.169	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr100años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		1914.42
Precipitación max24hr_promedio sobre la subcuenca baja						Ppmax24hr_Tr100 =		<b>56.03</b>

Tabla N° 5.1.13. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca derecha para TR=50 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca derecha						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr50años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	48.04	0.128	6.137
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	49.45	96.935	4793.426
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	57.79	0.462	26.718
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	40.6	2.489	101.038
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						AT	100.013	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr50años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		4927.32
Precipitación max24hr promedio sobre la subcuenca derecha						Ppmax24hr_Tr50 =		<b>49.27</b>

Tabla N° 5.1.14. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca derecha para TR=100 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca derecha						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr100años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	52.4	0.128	6.694
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	53.4	96.935	5178.258
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	62.9	0.462	29.057
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	43.8	2.489	109.001
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						AT	100.013	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr100años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		5323.01
Precipitación max24hr_promedio sobre la subcuenca derecha						Ppmax24hr_Tr100 =		<b>53.22</b>

Tabla N° 5.1.15. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca izquierda para TR=50 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca Izquierda						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr50años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	48.04	0.000003	0.00014
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	49.45	7.822	386.794
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	43.67	320.876	14012.645
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	57.79	176.048	10173.824
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	77.77	40.907	3181.329
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	37.92	0.514	19.487
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	40.60	13.516	548.732
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						AT	559.682	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr50años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		28324.62
Precipitación max24hr_promedio sobre la subcuenca izquierda						$P_{pmax24hr\_Tr50} =$		<b>50.61</b>

Estos resultados de las precipitaciones máximas en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes realizados mediante el método de Polígonos Thiessen para diferentes tiempos de retorno, es para realizar hietogramas de diseño, y utilizar para el programa Hec-HMS. En la tabla 5.1.17 se muestra el resumen de la precipitación máxima áreal en 24 horas sobre las subcuencas para un periodo de retorno dado.

Tabla N° 5.1.16. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la subcuenca izquierda para TR=100 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la Subcuenca Izquierda						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr100años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	52.40	0.000003	0.00016
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	53.42	7.822	417.847
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	46.81	320.876	15020.195
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	62.85	176.048	11064.627
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	85.56	40.907	3499.994
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	37.92	0.514	19.487
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	43.80	13.516	591.982
Sumatoria de área total subcuenca (Por Thiessen)						AT	559.682	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr100años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		30617.74
Precipitación max24hr_promedio sobre la subcuenca izquierda						$P_{pmax24hr\_Tr100} =$		<b>54.71</b>

Tabla N° 5.1.17. Resumen de Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre las subcuencas para diferentes periodos de retorno por método de polígono Thiessen

PRECIPITACIÓN MÁXIMA AREAL EN 24 HORAS SOBRE LAS SUBCUENCAS DE LA CUENCA YUCAES MEDIANTE THIESSEN									
Sub_Cuencas	TR_2años	TR_5años	TR_10años	TR_25años	TR_50años	TR_75años	TR_100años	TR_500años	TR_1000años
Cuenca Baja	27.31	34.36	39.23	45.69	50.74	53.80	56.03	69.56	76.10
Cuenca Derecha	29.24	35.66	39.92	45.29	49.27	51.59	53.22	62.36	66.30
Cuenca Izquierda	29.89	36.53	40.93	46.49	50.61	53.06	54.71	64.16	68.23

Tabla N° 5.1.18. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para TR=25 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la cuenca						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr25años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	43.65	13.543	591.153
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	45.46	116.194	5282.168
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	46.36	5.557	257.629
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	40.52	320.876	13001.887
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	52.7	180.270	9500.224
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	69.93	40.907	2860.619
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	37.92	0.514	19.487
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	37.37	16.004	598.076
Sumatoria de área total cuenca (Por Thiessen)						AT	693.865	
Sumatoria de Ppmax24hr_Tr25años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		32111.24
Precipitación max24hr_promedio sobre la cuenca Yucaes						Ppmax24hr_Tr25 =		<b>46.28</b>

Tabla N° 5.1.19. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para TR=50 años, por el método de Polígonos Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la cuenca						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr50años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	48.04	13.543	650.607
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	49.45	116.194	5745.781
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	55.16	5.557	306.532
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	43.67	320.876	14012.645
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	57.79	180.270	10417.798
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	77.77	40.907	3181.329
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	41.44	0.514	21.296
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	40.60	16.004	649.770
Sumatoria de área total cuenca (Por Thiessen)						AT	693.865	
Sumatoria de Ppmax24hr_Tr50años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		34985.76
Precipitación max24hr_promedio sobre la cuenca Yucaes						Ppmax24hr_Tr50 =		<b>50.42</b>

Tabla N° 5.1.20. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para TR=100 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la cuenca						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr100años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	52.40	13.543	709.655
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	53.42	116.194	6207.071
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	65.54	5.557	364.215
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	46.81	320.876	15020.195
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	62.85	180.270	11329.963
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	85.56	40.907	3499.994
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	44.93	0.514	23.090
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	43.80	16.004	700.983
Sumatoria de área total cuenca (Por Thiessen)						A <sub>T</sub>	693.865	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr100años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		37855.17
Precipitación max24hr_promedio sobre la cuenca Yucaes						Ppmax24hr_Tr100 =		<b>54.56</b>

Tabla N° 5.1.21. Precipitación máxima en 24 horas promedio sobre la cuenca Yucaes para TR=500 años, por el método de polígono Thiessen.

Estaciones climatológicas al entorno de la cuenca						Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr500años	(km2)	Pp x Ai
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	62.47	13.543	846.033
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	62.59	116.194	7272.567
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	97.63	5.557	542.544
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	54.05	320.876	17343.336
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	74.53	180.270	13435.516
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	103.54	40.907	4235.500
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	52.99	0.514	27.232
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	51.21	16.004	819.574
Sumatoria de área total cuenca (Por Thiessen)						A <sub>T</sub>	693.865	
Sumatoria de PPmax24hr_Tr500años x área de Influencia						$\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i =$		44522.30
Precipitación max24hr_promedio sobre la cuenca Yucaes						Ppmax24hr_Tr500 =		<b>64.17</b>

Los resultados de las precipitaciones máximas en 24 horas sobre la cuenca Yucaes por el método de Polígonos Thiessen para un periodo de retorno dado, es para realizar los cálculos de caudales máximos por el método de hidrograma unitario.

### 5.1.6. ANÁLISIS DE LA CURVA INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA

Debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente se pueden elaborar las curvas IDF. Ordinariamente solo contamos con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima se estimará a partir del modelo de discretización Grobe conocido como el modelo Dyck Peschke. En las siguientes figuras se muestran los resultados de la curva IDF para cuenca Yucaes y subcuencas

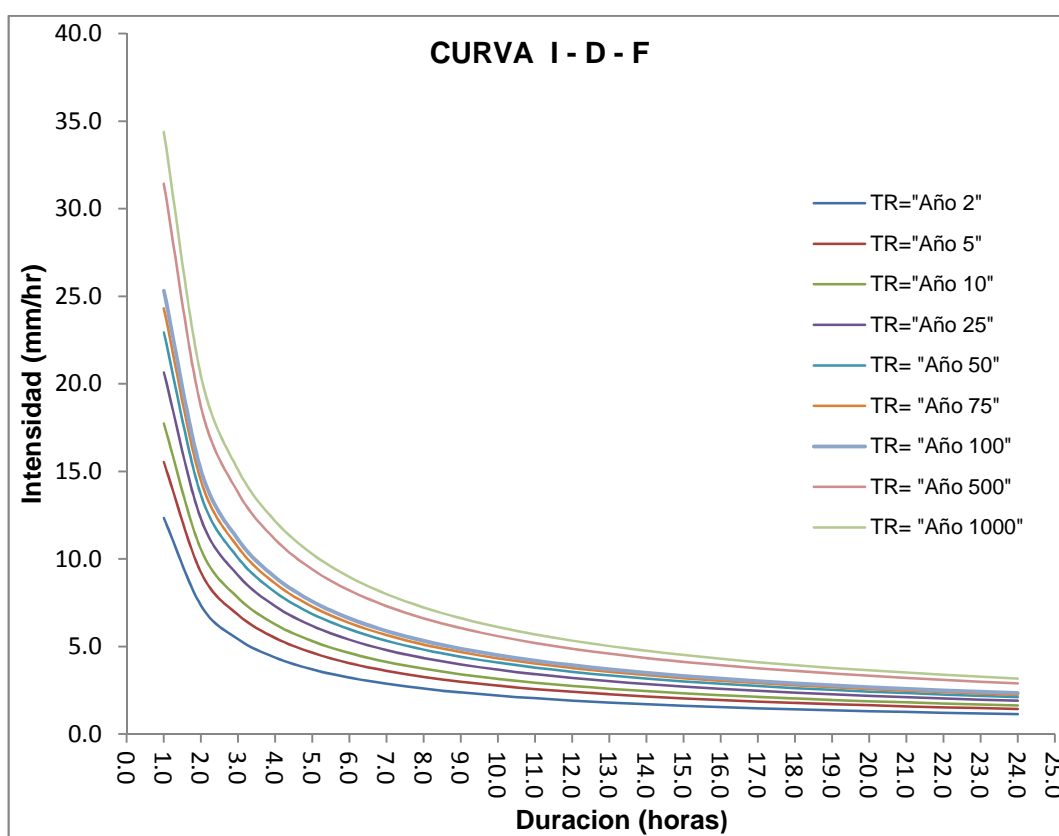
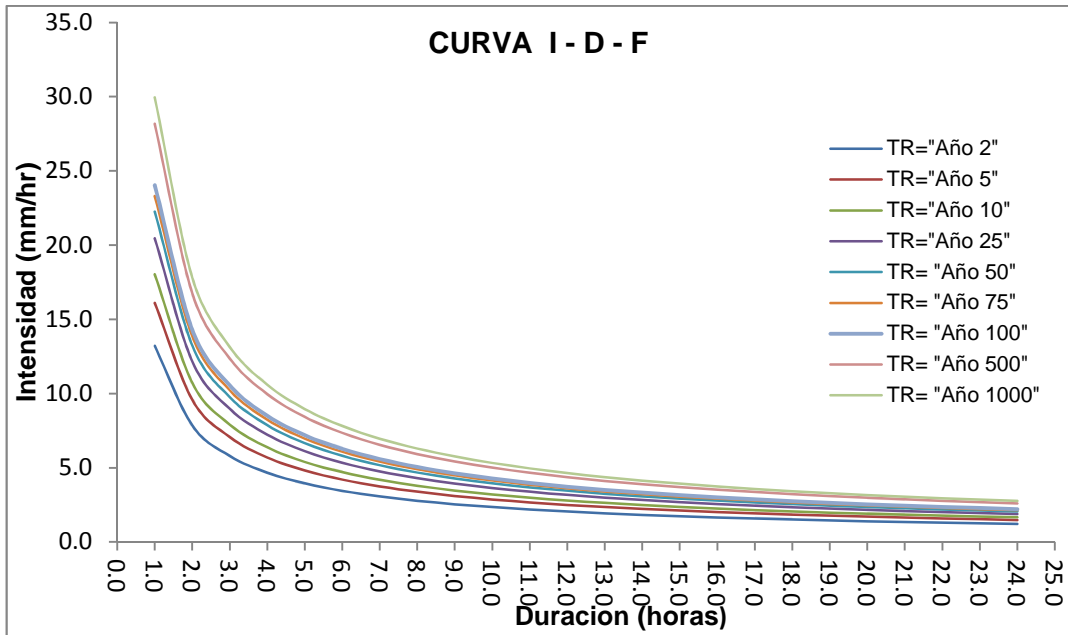
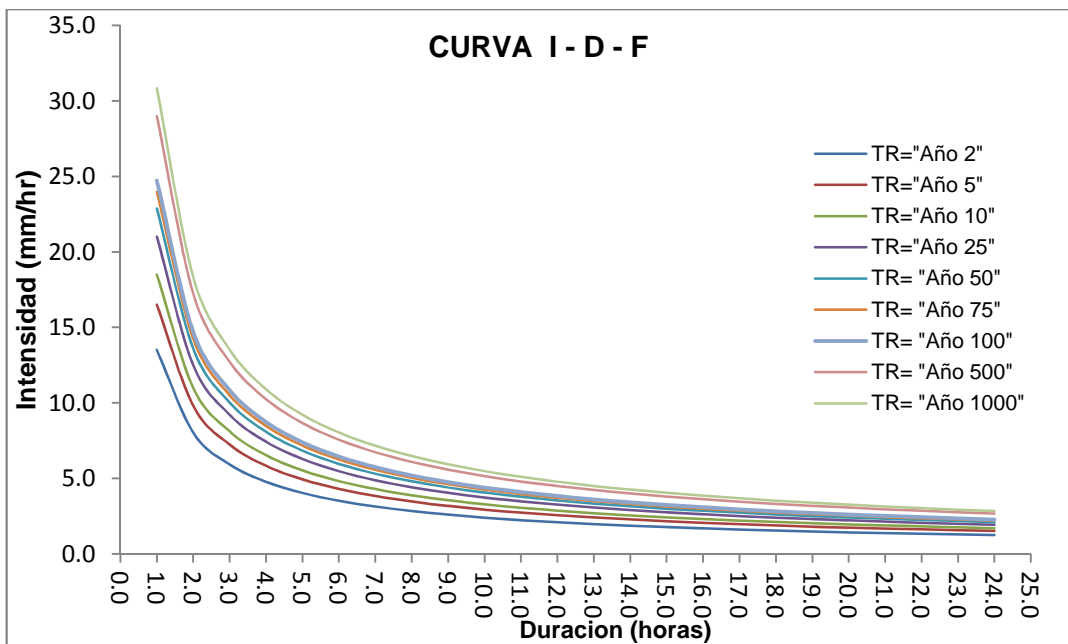


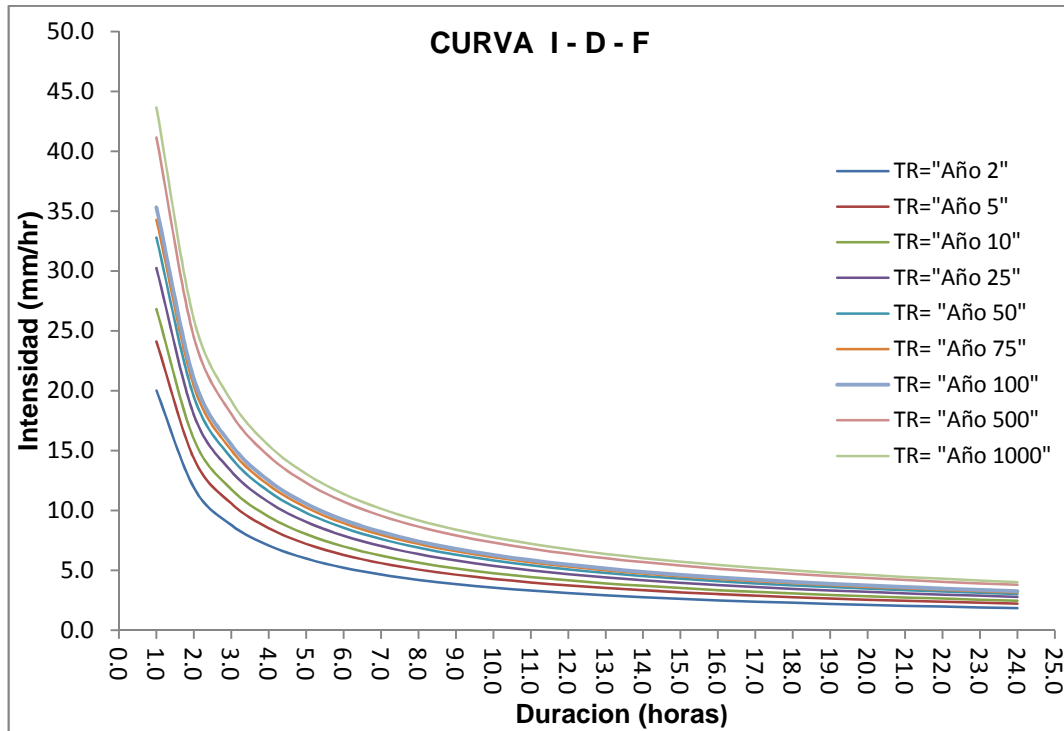
Fig. N° 5.1.1. Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la Subcuenca baja.



**Fig. N° 5.1.2.** Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la Subcuenca Derecha.



**Fig. N° 5.1.3.** Curva IDF para una duración de tormenta de 24 horas de la Subcuenca Izquierda.

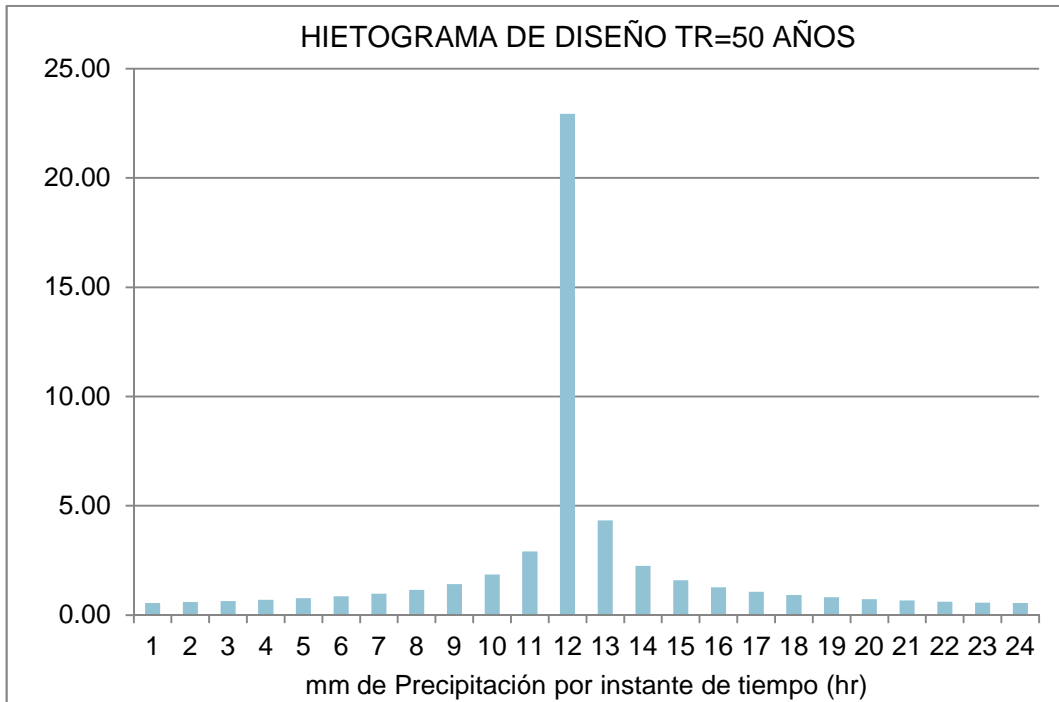


**Fig. N° 5.1.4.** Curva IDF para duración de tormenta de 24 hr de la Cuenca Yucaes.

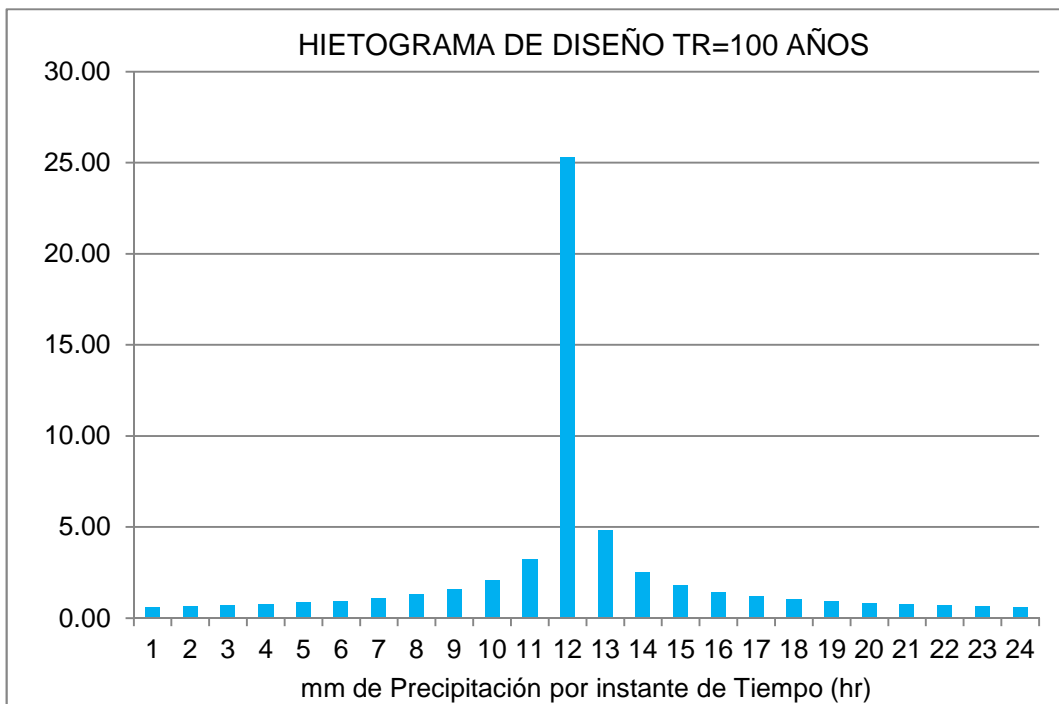
Para la determinación de la curva IDF se realizó mediante la fórmula empírica Dyck Peschke. La ecuación utilizada es la 3.3.27 de la sección literatura.

### 5.1.7 ANÁLISIS DE LA TORMENTA DE DISEÑO A PARTIR DE LAS CURVAS I – D - F

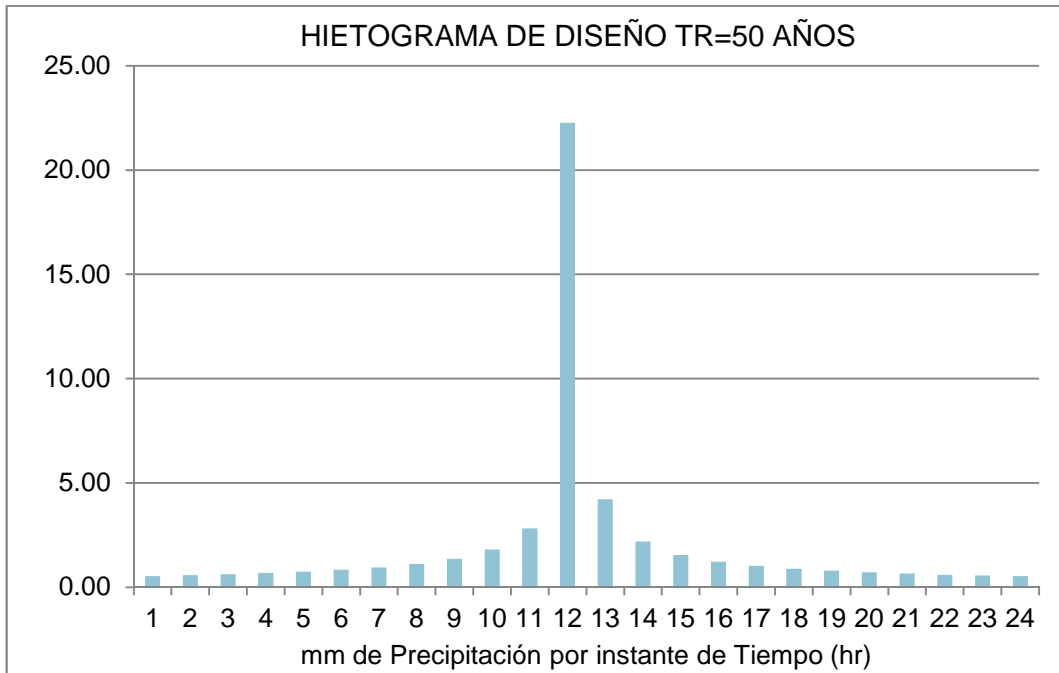
A partir de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia, construiremos un hietograma de diseño de la variación de lluvia, con la asistencia de la metodología de los bloques alternados; dichas hietogramas de precipitación utilizaremos como dato de entrada en el programa Hec – HMS para el cálculo del hidrograma de caudal. Estos hietogramas de diseño se realizaron para una duración de tormenta de 24 horas y para un TR= 50, 100, las cuales se muestran en las figuras del 5.1.5 al 5.1.10



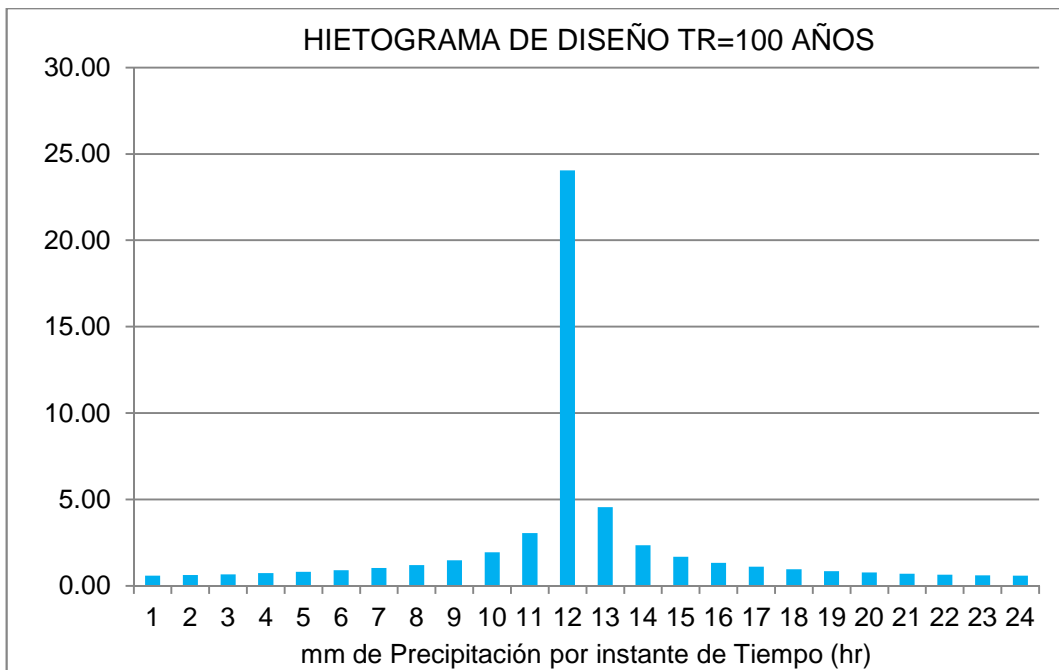
**Fig. N° 5.1.5.** Hietograma de diseño para un TR = 50 Años de la subcuenca baja



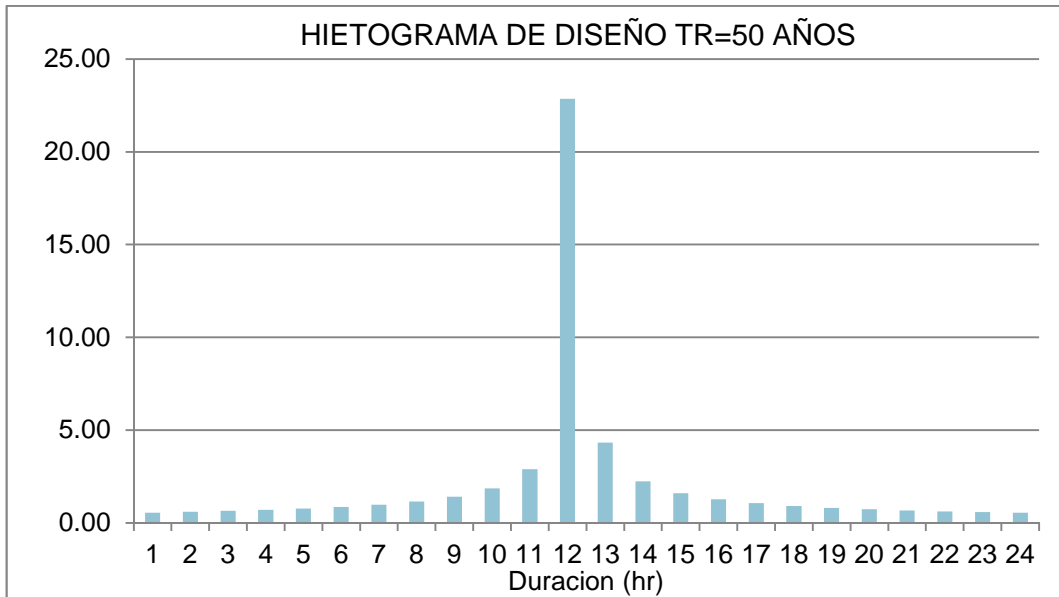
**Fig. N° 5.1.6.** Hietograma de diseño para un TR = 100 Años de la subcuenca baja



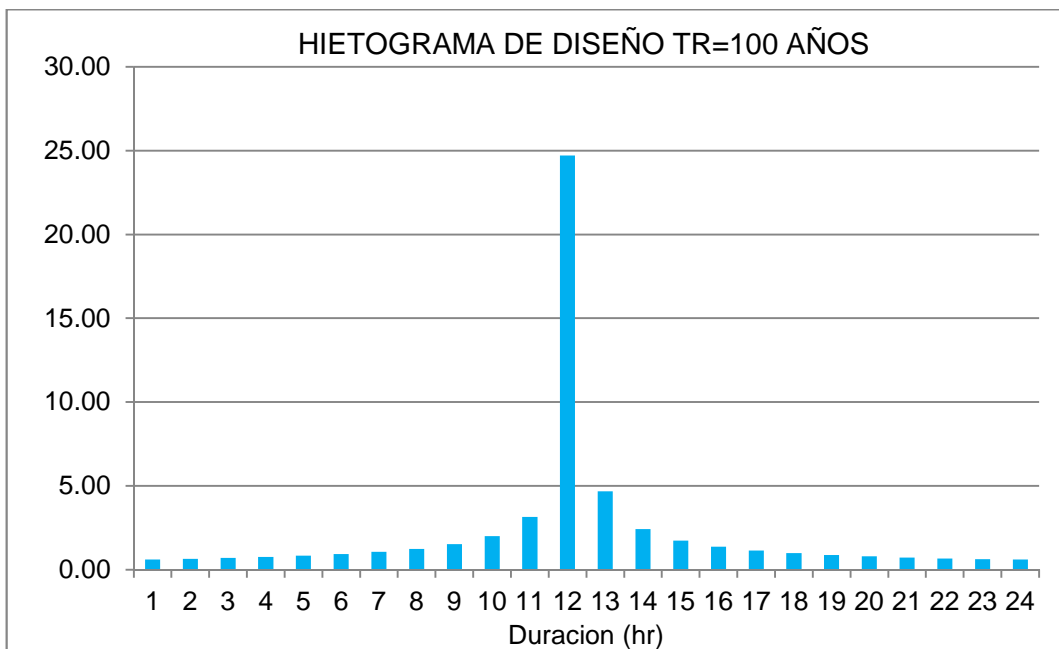
**Fig. N° 5.1.7.** Hietograma de diseño para un TR = 50 Años de la subcuena derecha



**Fig. N° 5.1.8.** Hietograma de diseño para un TR = 100 Años de la subcuena Derecha



**Fig. N° 5.1.9.** Hietograma de diseño para un TR = 100 Años de la subcuenca Izquierda



**Fig. N° 5.1.10.** Hietograma de diseño para un TR = 100 Años de la subcuenca Izquierda

### 5.1.8. TRANSFORMACIÓN LLUVIA ESCORRENTIA Y PROPAGACIÓN DEL RIO YUCAES

Para la transformación lluvia escorrentía se utilizó el método SCS como también para las pérdidas de las subcuencas, parámetros calculados en la tabla N° 5.1.22. Mientras para la propagación del rio se utilizó el método Muskingum.

Tabla N° 5.1.22. Resumen de la propagación del rio por el método Muskingum

Rio	Método	L (m)	J (Rio)	Tv (hr)	K	x	n	Tlag min
Rio_ID	Muskingum	6958.78	0.00905	1.86	1.11	0.48	7	39

### 5.1.9. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO O DE AVENIDA

Los caudales de máximos de crecida se calcularon por los métodos: directo, empírico, hidrograma unitario y la aplicación del modelo hidrológico Hec – HMS. En la tabla 5.3.23 se muestran el resultado de los caudales máximos calculados por diferentes métodos y en tablas que continúan se detallan el cálculo por cada método

Tabla N° 5.1.23. Resumen de cálculo del caudal de diseño de la cuenca Yucaes.

MÉTODOS DE CÁLCULO DEL CAUDAL CRECIENTE O AVENIDA	CAUDAL MÁXIMO O DE DISEÑO. (m3/s)				
	TR 25años	TR 50años	TR 100años	TR 500años	
MÉTODO DE NIVEL DE HUELLAS	Directo	Qmin =	5.96	Qmax =	302.40
MÉTODO REGIONAL (CREAGER)	Empírico	352.90	428.89	504.88	681.33
MÉTODO RACIONAL MODIFICADO (TEMEZ)	Empírico	322.59	381.29	442.44	593.81
MÉTODO DEL NUMERO DE CURVA (CN)	Empírico	356.32	426.43	499.49	468.40
MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR	Hidr. Unitario	313.99	380.78	451.18	626.90
MODELO HIDROLOGICO HEC-HMS V. 4.0	Aplicación	316.80	390.20	468.40	662.20
CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO (m3/seg)		332.52	<b>401.52</b>	<b>473.28</b>	606.528

El caudal de diseño se optará el valor promedio de los diferentes métodos utilizados.

Tabla N° 5.1.24. Cálculo del caudal máximo por el método directo.

<b>CALCULO DE CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS</b>							
<b>MÉTODO DE NIVELES MÁXIMOS (HUELLAS)</b>							
PROYECTO	: ANALISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA						
UBICACIÓN	: MUYURINA / TAMBILLO/ AYACUCHO						
ELABORADO	: HGF		<b>UNSCH</b>				
<b>1.0 CALCULO CAUDAL MINIMO</b>							
<b>1.1 TEST DE AFORAMIENTO</b>							
<b>AREA DE SECCION N° 01</b>							
<b>LONG. SECCION (m)</b>		<b>TIRANTE (m)</b>					
<b>SIMB</b>	<b>VALOR</b>	<b>SIMB</b>	<b>VALOR</b>				
L	0.00	y <sub>1</sub>	0.00				
L	2.00	y <sub>2</sub>	0.92				
L	4.00	y <sub>3</sub>	1.55				
L	6.00	y <sub>4</sub>	1.80				
L	8.00	y <sub>5</sub>	1.95				
L	10.00	y <sub>6</sub>	2.35				
L	12.00	y <sub>7</sub>	2.05				
L	14.00	y <sub>8</sub>	1.90				
L	16.00	y <sub>9</sub>	1.75				
L	18.00	y <sub>10</sub>	1.67				
L	20.00	y <sub>11</sub>	1.55				
L	22.00	y <sub>12</sub>	1.35				
L	24.00	y <sub>13</sub>	0.00				
<b>AREA DE SECCION N° 02</b>							
<b>LONG. SECCION (m)</b>		<b>TIRANTE (m)</b>					
<b>SIMB</b>	<b>VALOR</b>	<b>SIMB</b>	<b>VALOR</b>				
L	0.00	y <sub>1</sub>	1.25				
L	2.00	y <sub>2</sub>	1.34				
L	4.00	y <sub>3</sub>	1.92				
L	6.00	y <sub>4</sub>	2.05				
L	8.00	y <sub>5</sub>	2.25				
L	10.00	y <sub>6</sub>	1.95				
L	12.00	y <sub>7</sub>	1.76				
L	14.00	y <sub>8</sub>	1.65				
L	16.00	y <sub>9</sub>	1.42				
L	18.00	y <sub>10</sub>	1.35				
L	20.00	y <sub>11</sub>	1.15				
L	22.00	y <sub>12</sub>	0.00				
<b>1.3 AREAS PARCIALES DE CADA SECCION TRANSVERSAL DEL RIO</b>							
$A = L(y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + \dots + y_n)$							
<b>N° 01</b>	<b>A1 =</b>	<b>37.680</b>	<b>m2</b>				
<b>N° 02</b>	<b>A2 =</b>	<b>36.180</b>	<b>m2</b>				
<b>1.4 CALCULO DE PARAMETROS</b>							
<b>Coef. Rugosidad: Según Cowan</b>		<b>Calculo de la pendiente.(Campo)</b>		<b>Calculo del Perimetro.(Aforado en Campo) (m)</b>		<b>Calculo del Radio Hidraulico (A/P)</b>	
n =	0.034	S =	0.0400	Secc-1 P1 =	23.687	R1 =	1.591
				Secc-2 P2 =	21.421	R2 =	1.689
<b>1.4 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO SEGÚN HUELLAS</b>				DONDE: Q <sub>max</sub> = Caudal maximo (m3/Seg)			
$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow Q_{max} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A_{max}$				n = Coeficiente de rugosidad			
				R = Radio Hidraulico			
				S = Pendiente (m/m)			
				A = Area hidraulica (m2)			
<b>CAUDAL HUELLAS SECC - 1 (m<sup>3</sup>/seg)</b>						<b>Q1 =</b>	<b>302.511</b>
<b>CAUDAL AFORADO SECC - 2 (m<sup>3</sup>/seg)</b>						<b>Q1 =</b>	<b>302.366</b>
<b>CAUDAL MAXIMO PROMEDIO (m3/seg)</b>						<b>Qmax =</b>	<b>302.4</b>

Tabla N° 5.1.25. Cálculo del caudal máximo por el método Envolventes (CREAGER)

DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS MÉTODO REGIONAL (CREAGER) - CUENCA DEL RIO YUCAES									
$Q = (C1 + C2) * \text{Log}(T) * A^{(m * A^{(-n)})}$									
Donde: Qmax : Caudal máximo para un periodo de retorno seleccionado, en m3/s A : Área de la cuenca aportante, en km2 T : Periodo de retorno, en años C1, C2 : Coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulica m, n : Exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas									
Periodo de retorno T (años)	Área de la cuenca (Km2)	Coeficiente				Log(T)	A <sup>(m*A<sup>(-n)</sup>)</sup>	Qmax (m3/s)	
		C1	C2	m	n				
5	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	0.699	515.186	176.45	
10	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	1.000	515.186	252.44	
25	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	1.398	515.186	352.90	
50	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	1.699	515.186	428.89	
100	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	2.000	515.186	504.88	
300	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	2.477	515.186	625.33	
500	693.86	0.18	0.31	1.24	0.04	2.699	515.186	681.33	
Tabla : COEFICIENTES DE LA ECUACION REGIONAL DE DESCARGAS EN EL PERU									
Región	C1	C2	m	n					
1	1.01	4.37	1.02	0.04					
2	0.10	1.28	1.02	0.04					
3	0.27	1.48	1.02	0.04					
4	0.09	0.36	1.24	0.04					
5	0.11	0.26	1.24	0.04					
<b>6</b>	<b>0.18</b>	<b>0.31</b>	<b>1.24</b>	<b>0.04</b>					
7	0.22	0.37	1.24	0.04					

Los coeficientes de la ecuación Regional en el Perú para nuestra zona de estudio se encuentran en el número 6, por lo tanto utilizaremos los datos de c1, c2, m y n que corresponde a la zona 6.

En el anexo 7.1 Se muestras, Mapa de siete regiones hidráulicas diferenciables, para el uso de coeficientes y exponentes adimensionales en el método Creager.

Tabla N° 5.1.26. Cálculo del caudal máximo por el método Racional Modificado

METODO RACIONAL MODIFICADO - TEMEZ - CUENCA DEL RIO YUCAES												
$Q = \frac{C * I * A * K}{3.6}$												
<p>Q: Descarga máxima de diseño (m3/s)                      C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I                      I: Intensidad máxima de precipitación horaria (mm/hr).                      A: Área de la cuenca (Km2)                      K: Coeficiente de uniformidad</p>												
<p>A: 693.86 Km2                      CN: 79.70 Adi                      L: 62.74 Km                      S: 0.027 m/m</p>												
Tr (años)	A (Km2)	Tc (Horas)	K	Ka	Ppmax 24h (mm)	Pd (mm)	I1/Id	I (mm/hr)	Po	C	Qmax (m3/s)	
5	693.9	7.22	1.458	0.811	53.37	43.261	3.4	3.12	16.556	0.223	195.25	
10	693.9	7.22	1.458	0.811	59.37	48.124	3.4	3.47	16.556	0.255	248.85	
25	693.9	7.22	1.458	0.811	66.95	54.268	3.4	3.91	16.556	0.294	322.59	
50	693.9	7.22	1.458	0.811	72.58	58.832	3.4	4.24	16.556	0.320	381.29	
100	693.9	7.22	1.458	0.811	78.16	63.355	3.4	4.56	16.556	0.345	442.44	
300	693.9	7.22	1.458	0.811	86.97	70.496	3.4	5.08	16.556	0.381	544.42	
500	693.9	7.22	1.458	0.811	91.06	73.812	3.4	5.32	16.556	0.397	593.81	
<p>1.- Tiempo de concentración</p> $Tc = 0.126 * \left( \frac{L}{S^{0.35}} \right)^{0.75}$ <p>L: Longitud del cause (Km) S: Pendiente del rio (m/m)</p>												
<p>2.- Coeficiente de uniformidad (K)</p> $K = 1 + \frac{Tc^{1.25}}{Tc^{1.25} + 14}$												
<p>3.- Coeficiente de simultaneidad o facto reductor (Ka)</p> $Ka = 1 - \frac{\text{Log} (A)}{15}$												
<p>4.- Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (Pd)</p> $Pd = Ka * PP_{max24hr}$ <p>Ppmax 24h: Precipitación máxima diaria (mm)</p>												
<p>5.- Intensidad de precipitación I (mm/hr)</p> $I = \frac{Pd}{24} * \left( \frac{I1/Id}{28^{0.1} - 1} \right)^{\frac{28^{0.1} - Tc^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$												
<p>6.- Umbral de escorrentia, Po</p> $Po = \frac{5000}{CN} - 50$ <p>Po se debe multiplicar por un factor regional de r = 1.3</p>												
<p>7.- Coeficiente de escorrentia, C</p> $C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2}$												

Tabla N° 5.1.27. Cálculo del caudal máximo por el método Numero Curva (CN)

CAUDALES MAXIMOS METODO DEL NUMERO DE CURVA - CUENCA DEL RIO YUCAES						
$Q_{max} = q * P_e * A$						
<p>Qmax = Caudal maximo, en (m3/s)                      q = Gasto unitario, en (m3/s/mm/km2)                      Pe = escorrentia, en (mm)                      A = Area de la cuenca, en (Km2)</p>						
<p>Datos: Tiempo de concentración: 7.22 hr                      Área de cuenca: 693.86 km2</p>						
Periodo de retorno T (años)	Imax6h (mm/hr)	Ppmax 6h (mm)	Numero de curva	Pe (mm)	q (m3/s/mm/km2)	Qmax (m3/s)
5	6.29	37.738	79.7	6.8720	0.0430	205.03
10	7.00	41.981	79.7	8.9979	0.0430	268.46
25	7.89	47.341	79.7	11.9427	0.0430	356.32
50	8.55	51.322	79.7	14.2925	0.0430	426.43
100	9.21	55.267	79.7	16.7411	0.0430	499.49
300	9.81	58.860	79.7	19.0636	0.0430	568.78
500	10.73	64.389	79.7	22.7914	0.0430	680.01
Tabla : valores de q en función del Tc						
Tc (Hr)	q	Tc (Hr)	q	Tc (Hr)	q	
0.1	0.337	1.0	0.158	8	0.039	
0.2	0.300	1.5	0.120	10	0.034	
0.3	0.271	2.0	0.100	12	0.030	
0.4	0.246	2.5	0.086	14	0.027	
0.5	0.226	3.0	0.076	16	0.025	
0.6	0.208	4.0	0.063	18	0.023	
0.7	0.195	5.0	0.054	20	0.021	
0.8	0.190	6.0	0.048	22	0.020	
0.9	0.168	<b>7.0</b>	<b>0.043</b>	24	0.019	
Fuente: Máximo Villon, Hidrología						
La escorrentia: Pe						
$P_e = \frac{[N (P + 50.8) - 5080]^+}{N [N (P - 203.2) + 20320]}$						
<p>N: número de curva                      P: Lluvia de duracion 6 horas (mm)</p>						

Tabla N° 5.1.28. Cálculo del caudal máximo por el método Hidrograma Unitario

UNSCH		
<b>CALCULO DE CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS</b>		
<b>METODO HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO</b>		
<b>PROYECTO</b>	:"ANALISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA"	
<b>UBICACIÓN</b>	:MUYURINA / TAMBILLO / AYACUCHO	
<b>ELABORADO</b>	:HGF	
<b>1. DATOS GENERALES:</b>		
1.1 NUMERO CURVA		CN = 79.7
1.2 PRECIPITACION DE DISEÑO Tr	TR= 25 Años	P <sub>max</sub> = 46.28 mm
1.3 PRECIPITACION DE DISEÑO Tr	TR= 50 Años	P <sub>max</sub> = 50.42 mm
1.4 PRECIPITACION DE DISEÑO Tr	TR= 100 Años	P <sub>max</sub> = 54.56 mm
1.5 PRECIPITACION DE DISEÑO Tr	TR= 500 Años	P <sub>max</sub> = 64.17 mm
1.6 AREA DE LA CUENCA		A = 693.86 Km <sup>2</sup>
1.7 TIEMPO DE CONCENTRACION		T <sub>c</sub> = 7.22 Hr
<b>2. CALCULO DE EXCESOS DE PRECIPITACIONES</b>		
2.1 ESCORRENTIA POTENCIAL (mm)	$hpe = \frac{[NC (P_{max} + 50.8) - 5080]^2}{NC [NC (P_{max} - 203.2) + 20320]}$	
2.2 ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA TR1	TR= 25 Años	hpe <sub>1</sub> = 11.34 mm
2.3 ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA TR2	TR= 50 Años	hpe <sub>2</sub> = 13.75 mm
2.4 ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA TR3	TR= 100 Años	hpe <sub>3</sub> = 16.29 mm
2.5 ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA TR4	TR= 500 Años	hpe <sub>3</sub> = 22.64 mm
<b>3. CALCULO DE DURACION, TIEMPOS TR, TP, TP</b>		
3.1 DURACION EN EXCESO (Hr)	de = 2√T <sub>c</sub>	de = 5.37 Hr
3.2 TIEMPO DE RETRASO	Tr = 0.6T <sub>c</sub>	Tr = 4.33 Hr
3.3 TIEMPO PICO	T <sub>p</sub> = 0.5de + 0.35T <sub>c</sub>	T <sub>p</sub> = 5.21 Hr
3.4 TIEMPO BASE	T <sub>b</sub> = 2.67T <sub>p</sub>	T <sub>b</sub> = 13.91 Hr
<b>4. CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS O PICOS</b>		
4.1 CAUDAL MAXIMO O PICO	$Q_{max} = \frac{0.208 * hpe * A}{T_p}$	
4.2 CAUDAL MAXIMO PARA Tr1	TR= 25 Años	Q <sub>max</sub> = 313.99 m <sup>3</sup> /seg
4.3 CAUDAL MAXIMO PARA Tr2	TR= 50 Años	Q <sub>max</sub> = 380.78 m <sup>3</sup> /seg
4.4 CAUDAL MAXIMO PARA Tr3	TR= 100 Años	Q <sub>max</sub> = 451.18 m <sup>3</sup> /seg
4.5 CAUDAL MAXIMO PARA Tr4	TR= 500 Años	Q <sub>max</sub> = 626.90 m <sup>3</sup> /seg

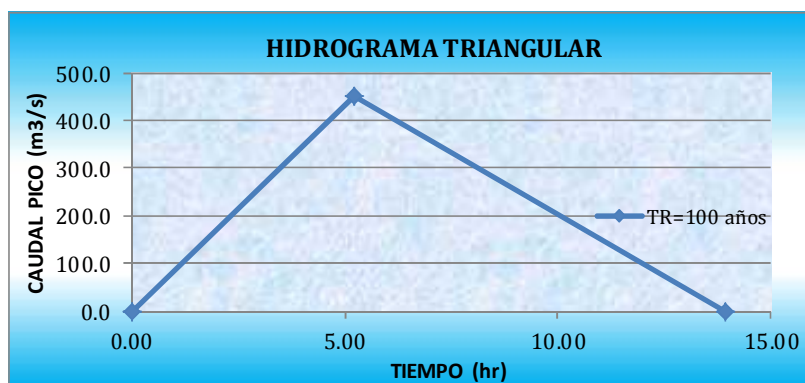
## CALCULO DE CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS

### HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

PROYECTO	: "ANALISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA"
UBICACIÓN	: MUYURINA / TAMBILLO / AYACUCHO
ELABORADO	: HGF

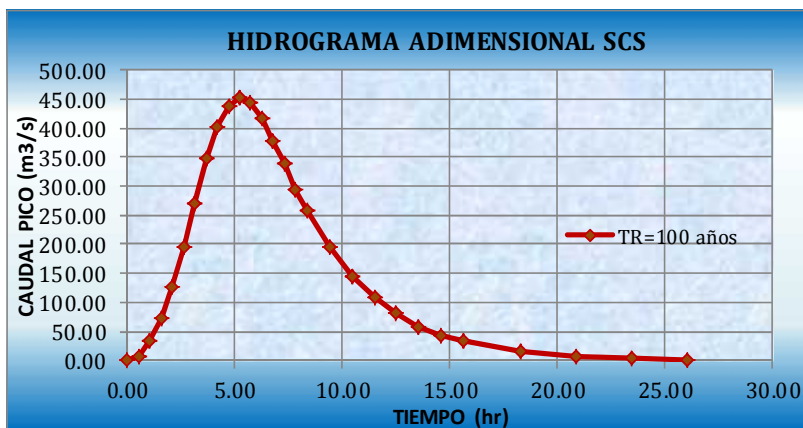
#### 1. HIDROGRAMA TRIANGULAR

TIEMPOS	TR=100 años
Ti = 0.00 Hr	0.0
Tp = 5.21 Hr	Qp= 451.18 m <sup>3</sup> /s
Tb = 13.91 Hr	0.0



HIDROGRAMA	
X=T	Y=Q
0.00	0.00
0.52	6.77
1.04	33.84
1.56	72.19
2.08	126.33
2.61	194.01
3.13	270.71
3.65	347.41
4.17	401.55
4.69	437.64
5.21	451.18
5.73	442.15
6.25	415.08
6.78	378.99
7.30	338.38
7.82	293.26
8.34	257.17
9.38	194.01
10.42	144.38
11.47	108.28
12.51	81.21
13.55	58.65
14.59	44.22
15.63	33.84
18.24	16.24
20.85	8.12
23.45	4.06
26.06	1.80

#### 2. HIDROGRAMA ADIMENSIONAL SCS



#### 3. VOLUMEN DE AGUA ESCURRIDA

3.1 ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA TR1

TR = 100 Años

hpe = 16.29 mm

3.2 AREA DE LA CUENCA

A = 693.86 Km<sup>2</sup>

3.3 VOLUMEN DE AGUA ESCURRIDA

$V_T = A * hpe =$

11,304,461.04 m<sup>3</sup>

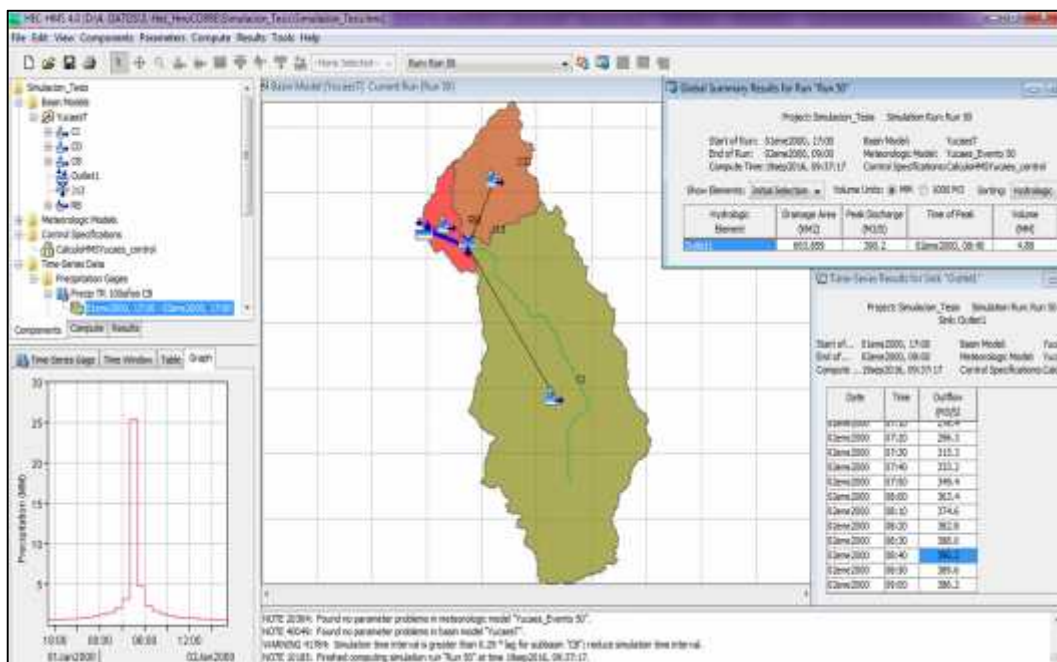
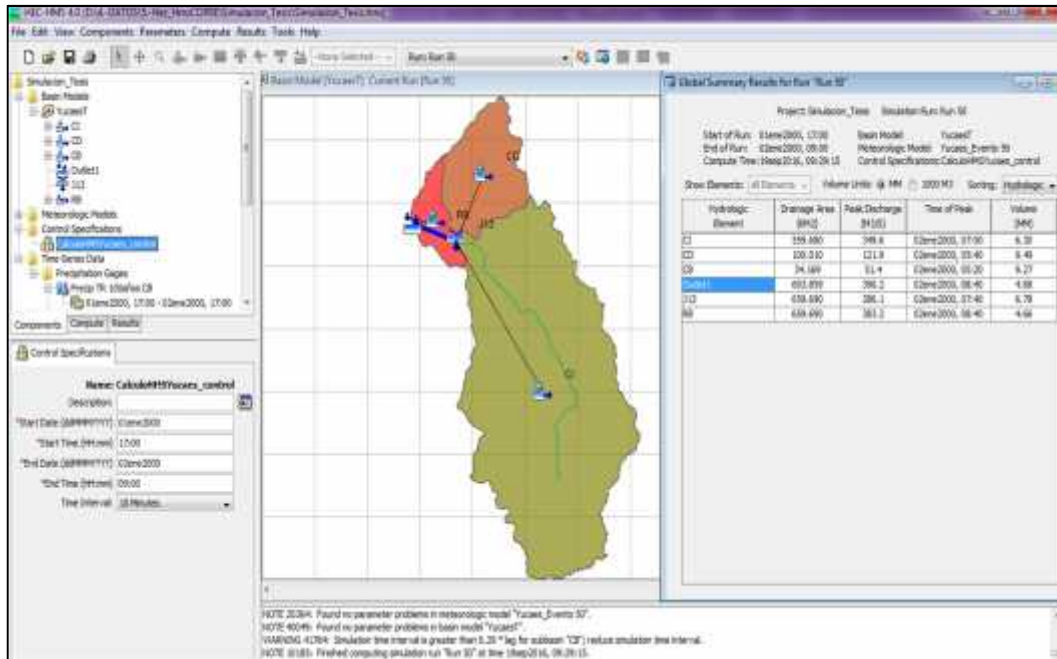


Fig. N° 5.1.11. Resultado del caudal máximo por el modelo Hec – HMS para un periodo de retorno de 50 años.

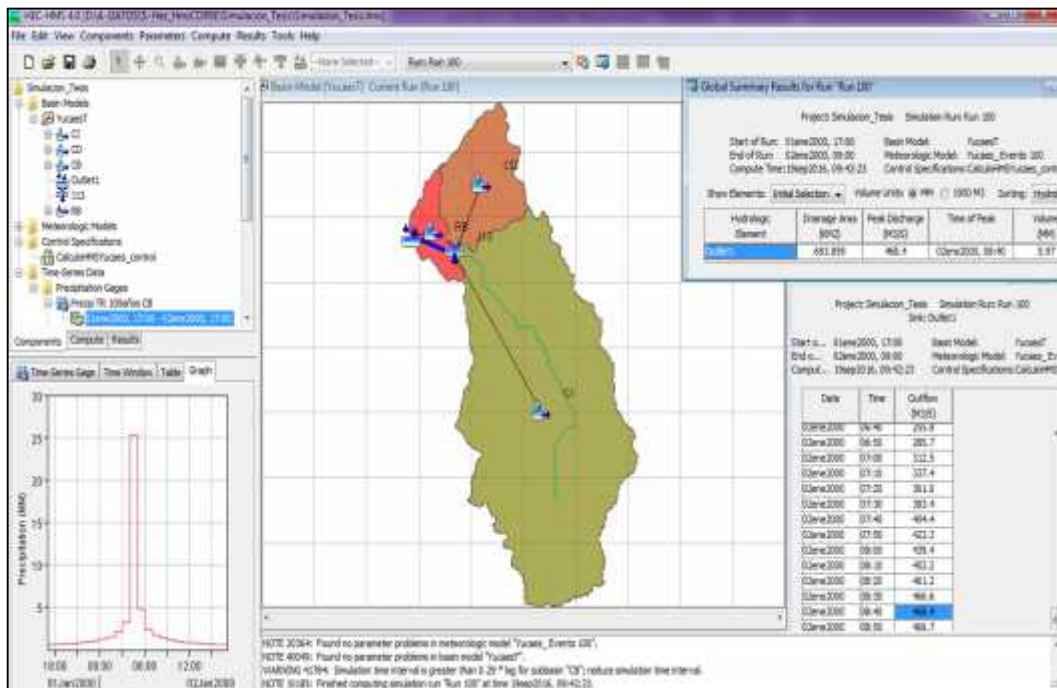
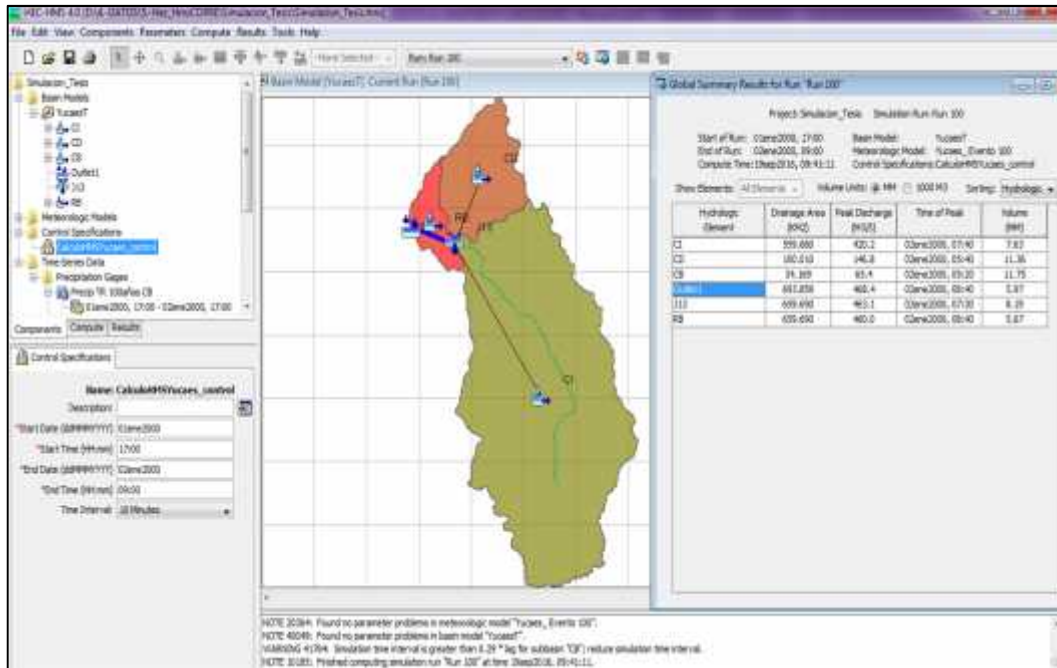


Fig. N° 5.1.12. Resultado del caudal máximo por el modelo Hec – HMS para un periodo de retorno de 100 años

## **5.2. RESULTADO DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO MEDIANTE IBER 2.3.2**

### **5.2.1. RESULTADOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL CAUCE DEL RIO SECTOR MUYURINA**

Para realizar el estudio hidráulico es necesario tener la información de la topografía del cauce del río de la zona de estudio. Para lo cual se hizo el levantamiento topográfico del sector Muyurina obteniendo la geometría del río como ancho promedio del río de 20.0 mt., pendiente promedio 0.93% y la longitud del río de la zona de estudio es 2.100 km a curvas de nivel de la zona de estudio. También se tiene como resultado las coordenadas del punto de inicio del levantamiento topográfico: 589400.037 E, 8549979.566 N, 2507.75 m.s.n.m.

Se muestran en el anexo N° 01 las fotografías del levantamiento topográfico y en el anexo N° 09 los mapas a curvas de nivel de la zona de estudio.

### **5.2.2. RESULTADOS DE LA SELECCIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD**

Para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning se adecuó a la tabla 3.4.1, lo cual se plasma en el cálculo del coeficiente de rugosidad por tabla de Cowan que se muestra en la tabla N° 5.2.1 y de los resultados de trabajos de investigación, donde el material del lecho del río tiene un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.034 para nuestro sector de estudio. También se consideró que las zonas de: árboles, hierbas, arbustos, Urbano y cultivos tienen un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.055, 0.035, 0.068, 0.25, 0.040 respectivamente a lo antecedido según la tabla del anexo N° 02.

Tabla N° 5.2.1. Resultado del cálculo de coeficiente de rugosidad “n”

**COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR TABLA**  
**RÍO YUCAES - SECTOR MUYURINA**

<b>Condición del canal o cauce</b>		<b>Valores</b>		<b>Descripción</b>
Material involucrado	Tierra	$n_0$	0.020	Cauces de arcilla
	Corte en roca		0.025	Cauces en roca
	Grava fina		0.024	Cauces de grava
	Grava gruesa		0.028	
Grado de irregularidad	Suave	$n_1$	0.000	Canales excavados lisos
	Menor		0.005	Canales excavados en buenas condiciones
	Moderado		0.010	Canales con alguna erosión en márgenes
	Severo		0.020	Canales naturales con secuencias de rápidos y remansos, raíces descubiertas
Variación de la sección transversal	Gradual	$n_2$	0.000	Casi uniforme
	Ocasionalmente alternante		0.005	Contracciones y expansiones infrecuentes
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015	Contracciones y expansiones frecuentes
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000	Ocupan menor al 5% del cauce
	Menor		0.010-0.015	Ocupan entre el 5 - 15% del cauce
	Apreciable		0.020-0.030	Ocupan entre el 15 - 50% del cauce
	Severo		0.040-0.060	Ocupan mayor al 50% del cauce
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010	El calado es mayor que tres veces la altura de la vegetación
	Media		0.010-0.025	El calado es entre una y tres veces la altura de la vegetación
	Alta		0.025-0.050	La altura de la vegetación es la del calado
	Muy alta		0.050-0.100	La altura de la vegetación es el doble del calado o la vegetación es muy densa
Grado de los efectos por meandros	Menor	$m_5$	1.000	Sinuosidad entre 10 y 12
	Apreciable		1.150	Sinuosidad entre 12 y 15
	Severo		1.300	Sinuosidad entre 15

**Cálculo del Coeficiente de Manning Según Fórmula de Cowan**

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

$$n_0 \quad 0.024$$

$$n_1 \quad 0.005$$

$$n_2 \quad 0.000$$

$$n_3 \quad 0.000$$

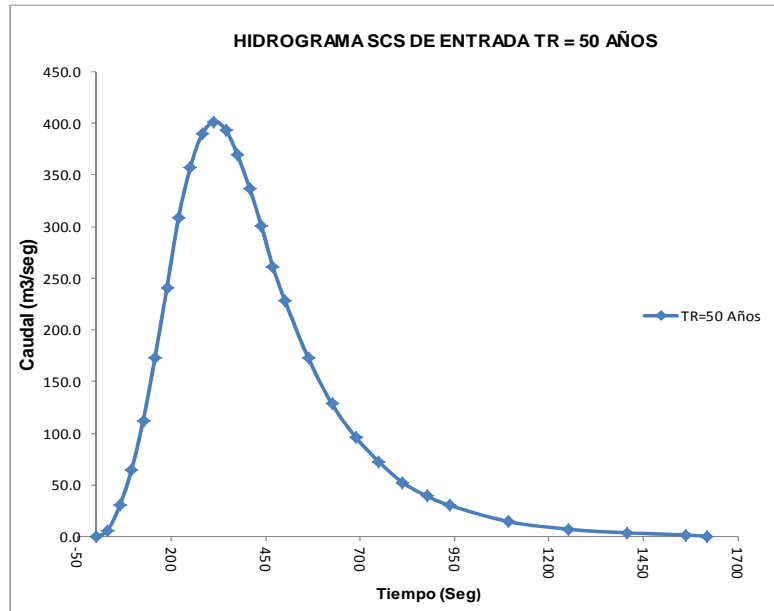
$$n_4 \quad 0.005$$

$$m_5 \quad 1.000$$

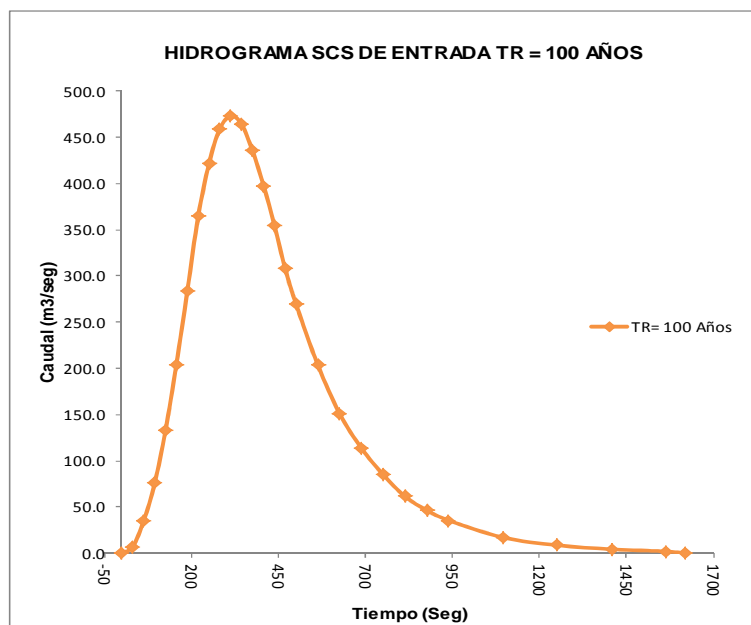
<b>n =</b>	<b>0.034</b>
------------	--------------

### 5.2.3. HIDROGRAMAS DE ENTRADA PARA EL ESTUDIO HIDRÁULICO DE TR=50 Y 100 AÑOS

Tiempo (seg)	Caudal (m3/seg)
0	0.0
31	6.0
63	30.1
94	64.2
125	112.4
156	172.7
188	240.9
219	309.2
250	357.4
281	389.5
<b>313</b>	<b>401.52</b>
344	393.5
375	369.4
407	337.3
438	301.1
469	261.0
500	228.9
563	172.7
625	128.5
688	96.4
750	72.3
813	52.2
876	39.3
938	30.1
1094	14.5
1251	7.2
1407	3.6
1563	1.6
1620	0.0

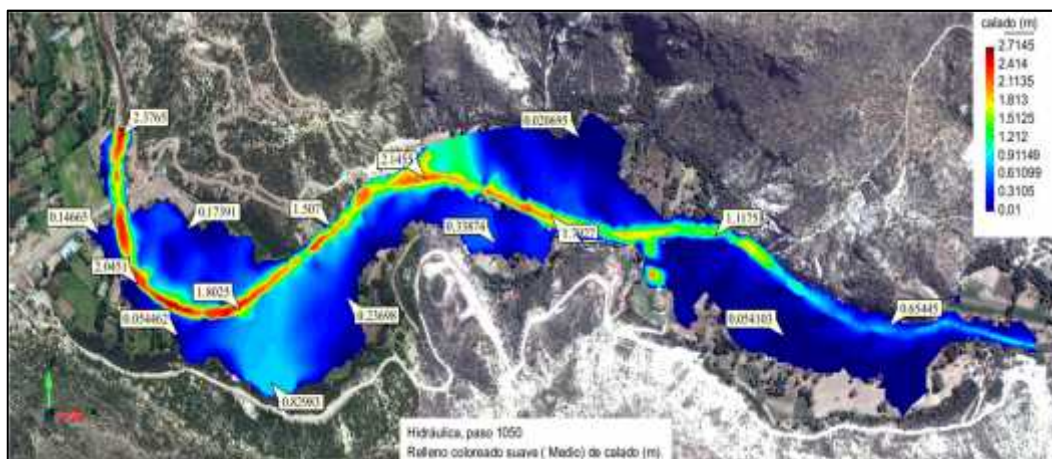


Tiempo (seg)	Caudal (m3/seg)
0	0.0
31	7.1
63	35.5
94	75.7
125	132.5
156	203.5
188	284.0
219	364.4
250	421.2
281	459.1
<b>313</b>	<b>473.28</b>
344	463.8
375	435.4
407	397.6
438	355.0
469	307.6
500	269.8
563	203.5
625	151.4
688	113.6
750	85.2
813	61.5
876	46.4
938	35.5
1094	17.0
1251	8.5
1407	4.3
1563	1.9
1620	0.0



#### 5.2.4. RESULTADOS DEL MODELAMIENTO HIDRÁULICO DEL CAUCE DEL RÍO YUCAES SECTOR MUYURINA

Los resultados del análisis hidráulico es reflejado en la simulación realizada con el modelo bidimensional Iber 2.3.2., representándose en las figuras 5.2.1 a 5.2.11., la altura de calados y velocidades alcanzados en la zona de estudio sector Muyurina, observándose que ambas márgenes del río son vulnerables al riesgo por inundación para un caudal de crecida de 50 y 100 años de retorno. Afectando así a las áreas de cultivo, infraestructuras de riego existente y a la población de la comunidad de Muyurina.



**Fig. N° 5.2.1.** Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un TR=50 años en paso de tiempo 1050

En la figura N° 5.2.1 se tiene que los calados en las áreas de inundación varían desde 0.01 a 0.90 mientras en la sección longitudinal del río alcanzan un calado de 2.7 metros.



Los niveles de agua en las áreas de inundación alcanzan de 0.05 – 0.95 metros según el paso de tiempo del hidrograma, llegando a un calado máximo de 2.8 metros, para un caudal de tiempo de retorno 100 años.



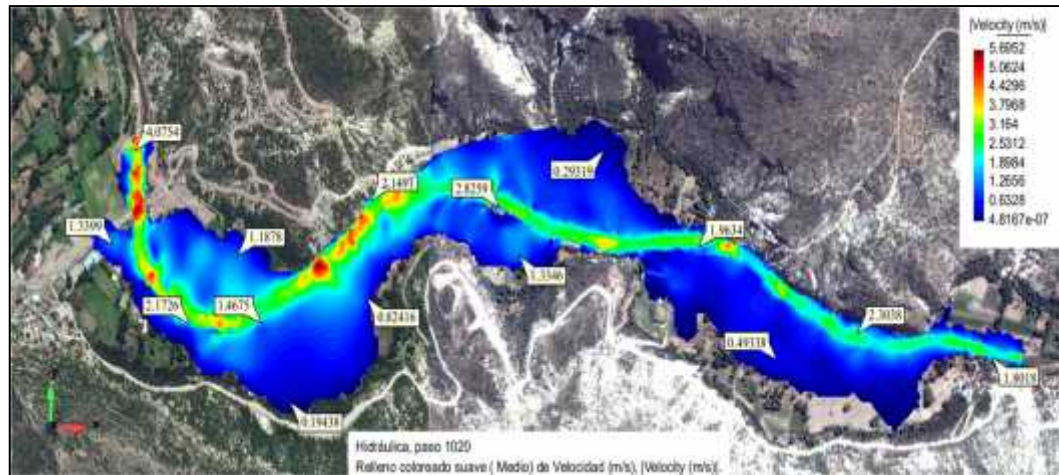
**Fig. N° 5.2.4.** Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un TR=100 años en paso de tiempo 1020.



**Fig. N° 5.2.5.** Niveles de agua que adquiere el caudal máximo para un TR=100 años en paso de tiempo máximo

Los resultados de los niveles de agua en las áreas de inundación aumenta en forma progresiva alcanzando de 0.05 – a 1.66 metros, mientras en el río alcanzan hasta 3.3 metros según el paso del hidrograma, llegando a inundar la zona urbana.

Los vectores de velocidades en la zona de estudio alcanzan de 0.005 – 5.69 m/seg, para el paso del hidrograma en tiempo 1020, para 100 años de tiempo de retorno.



**Fig. N° 5.2.6.** Velocidades que adquiere el caudal máximo para un TR=100 años en paso de tiempo 1020.

El número de Froude en la zona de estudio alcanzan de 0.06 – 1.70, para el paso del hidrograma en tiempo 1020, para un caudal de tiempo de retorno 100 años



**Fig. N° 5.2.7.** Número de Froude que adquiere el caudal máximo para un TR=100 años en paso de tiempo 1020

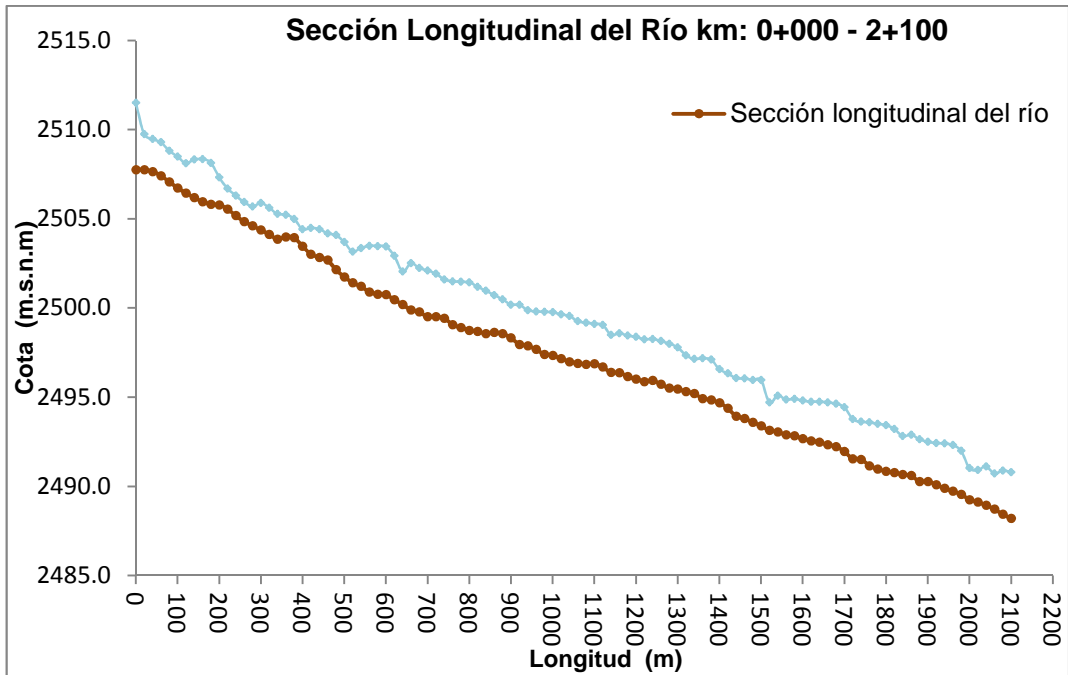


Fig. N° 5.2.8. Resultado de la simulación hidráulica para un caudal TR=50 años

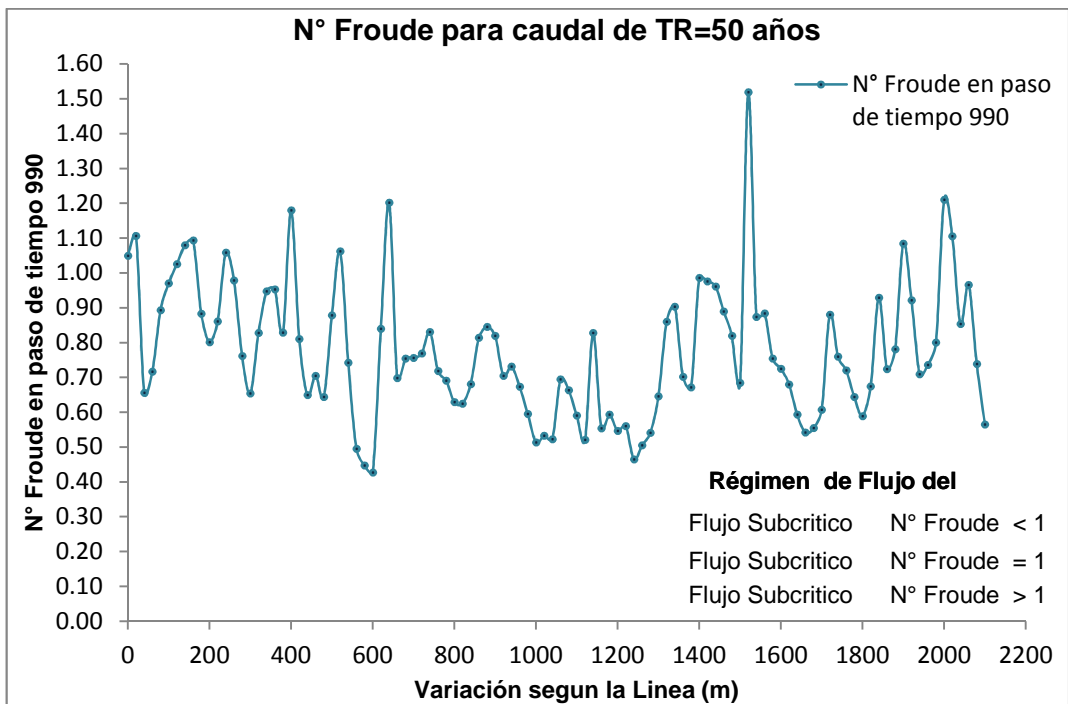
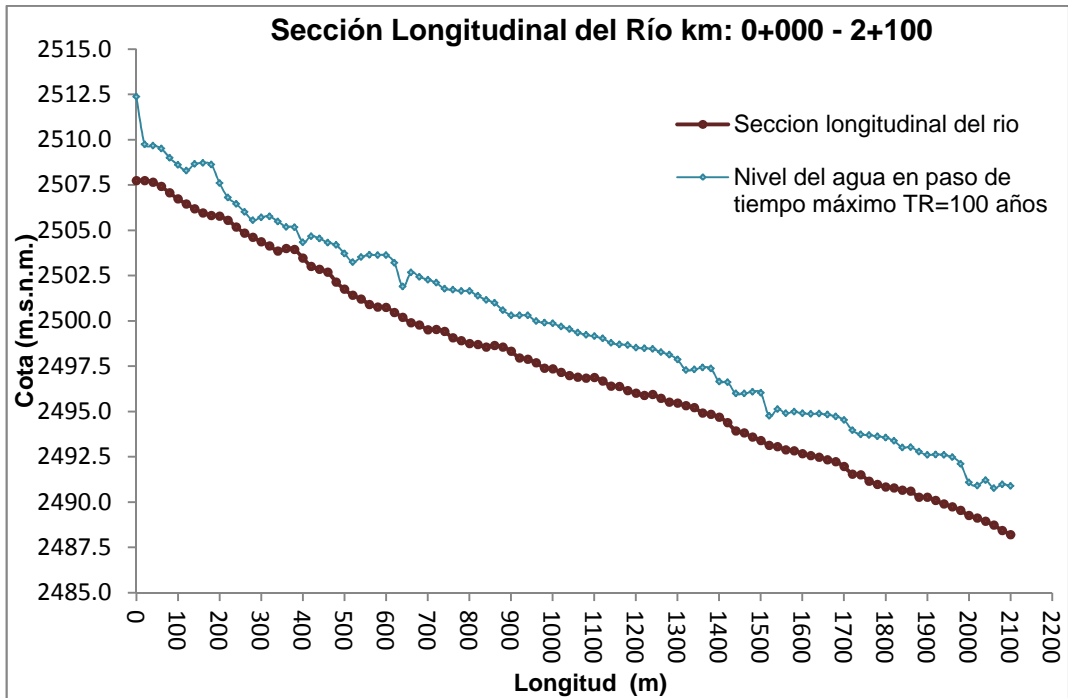
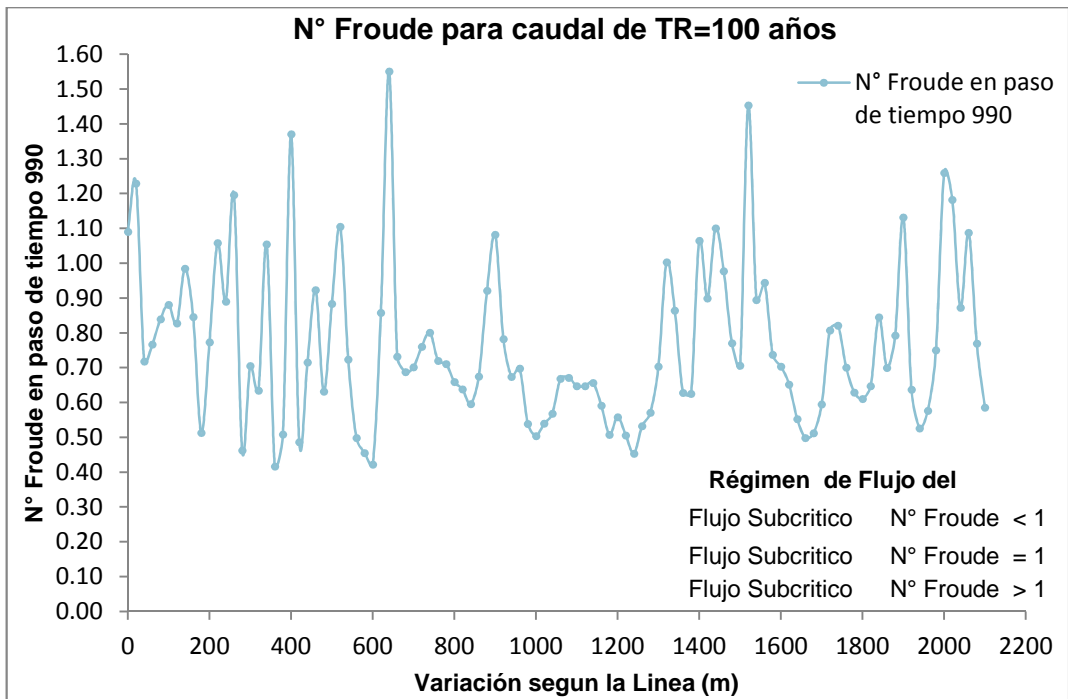


Fig. N° 5.2.9. Resultado del Régimen del flujo de agua para un caudal TR=50 años



**Fig. N° 5.2.10.** Resultado de la simulación hidráulica para un caudal TR=100 años



**Fig. N° 5.2.11.** Resultado Régimen del flujo de agua para un caudal TR=100 años

Tabla. N° 5.2.2. Reporte de resultados de la simulación hidráulica para un caudal

TR=50 años

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
2+100	401.52	2488.21	2490.80	2.59	0.0113	3.079	2.694	0.565
2+080	401.52	2488.44	2490.88	2.44	0.0145	3.743	3.408	0.738
2+060	401.52	2488.73	2490.73	2.00	0.0109	4.660	4.141	0.965
2+040	401.52	2488.94	2491.11	2.17	0.0088	4.021	3.738	0.854
2+020	401.52	2489.12	2490.92	1.80	0.0067	4.790	4.404	1.105
2+000	401.52	2489.25	2491.02	1.77	0.0148	5.140	4.730	1.210
1+980	401.52	2489.55	2491.99	2.44	0.0093	3.575	3.519	0.801
1+960	401.52	2489.74	2492.31	2.57	0.0077	3.332	3.325	0.736
1+940	401.52	2489.89	2492.41	2.51	0.0100	3.272	3.209	0.709
1+920	401.52	2490.09	2492.43	2.34	0.0089	4.348	3.811	0.922
1+900	401.52	2490.27	2492.49	2.23	0.0000	4.426	4.372	1.084
1+880	401.52	2490.27	2492.64	2.37	0.0170	3.763	3.685	0.781
1+860	401.52	2490.61	2492.89	2.28	0.0025	3.704	3.381	0.724
1+840	401.52	2490.66	2492.82	2.16	0.0059	4.091	4.085	0.929
1+820	401.52	2490.78	2493.22	2.44	0.0032	3.269	3.251	0.674
1+800	401.52	2490.84	2493.44	2.60	0.0067	2.991	2.965	0.589
1+780	401.52	2490.98	2493.50	2.52	0.0092	3.619	3.161	0.643
1+760	401.52	2491.16	2493.59	2.43	0.0174	3.632	3.385	0.720
1+740	401.52	2491.51	2493.62	2.11	0.0016	3.860	3.392	0.760
1+720	401.52	2491.54	2493.78	2.24	0.0210	4.025	3.996	0.880
1+700	401.52	2491.96	2494.43	2.47	0.0135	3.718	2.950	0.607
1+680	401.52	2492.23	2494.64	2.41	0.0054	3.095	2.557	0.555
1+660	401.52	2492.34	2494.71	2.37	0.0071	3.339	2.521	0.542
1+640	401.52	2492.48	2494.75	2.27	0.0040	3.149	2.766	0.593
1+620	401.52	2492.56	2494.75	2.19	0.0059	3.324	3.121	0.680
1+600	401.52	2492.68	2494.81	2.13	0.0077	3.453	3.249	0.725
1+580	401.52	2492.83	2494.90	2.07	0.0029	3.534	3.376	0.754
1+560	401.52	2492.89	2494.87	1.98	0.0081	4.030	3.844	0.884
1+540	401.52	2493.05	2495.09	2.04	0.0044	4.222	3.898	0.874
1+520	401.52	2493.14	2494.70	1.56	0.0128	5.618	5.495	1.519
1+500	401.52	2493.40	2495.96	2.56	0.0098	3.454	3.300	0.684
1+480	401.52	2493.59	2495.96	2.37	0.0112	3.970	3.729	0.819
1+460	401.52	2493.82	2496.05	2.24	0.0057	4.175	4.008	0.889
1+440	401.52	2493.93	2496.07	2.14	0.0228	4.461	4.247	0.961
1+420	401.52	2494.39	2496.33	1.95	0.0146	4.423	4.122	0.976
1+400	401.52	2494.68	2496.57	1.89	0.0086	4.295	4.113	0.986

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
1+380	401.52	2494.85	2497.11	2.26	0.0035	3.253	3.102	0.672
1+360	401.52	2494.92	2497.18	2.26	0.0147	4.079	3.174	0.702
1+340	401.52	2495.21	2497.15	1.93	0.0051	4.024	3.779	0.903
1+320	401.52	2495.32	2497.34	2.02	0.0069	4.033	3.771	0.860
1+300	401.52	2495.45	2497.79	2.34	0.0033	3.202	2.959	0.646
1+280	401.52	2495.52	2498.00	2.48	0.0101	2.830	2.516	0.541
1+260	401.52	2495.72	2498.14	2.42	0.0112	2.788	2.273	0.505
1+240	401.52	2495.95	2498.26	2.32	-0.0033	2.910	2.125	0.464
1+220	401.52	2495.88	2498.25	2.37	0.0069	3.498	2.559	0.560
1+200	401.52	2496.02	2498.38	2.36	0.0070	3.105	2.429	0.546
1+180	401.52	2496.16	2498.45	2.30	0.0112	3.496	2.567	0.593
1+160	401.52	2496.38	2498.58	2.20	0.0008	3.581	2.453	0.554
1+140	401.52	2496.40	2498.49	2.10	0.0147	5.068	3.350	0.827
1+120	401.52	2496.69	2499.05	2.36	0.0090	3.545	2.463	0.520
1+100	401.52	2496.87	2499.10	2.23	-0.0013	3.354	2.708	0.590
1+080	401.52	2496.84	2499.18	2.34	0.0030	3.733	3.016	0.663
1+060	401.52	2496.90	2499.26	2.36	0.0044	3.781	3.153	0.694
1+040	401.52	2496.99	2499.55	2.56	0.0086	3.101	2.479	0.523
1+020	401.52	2497.16	2499.64	2.48	0.0093	3.241	2.453	0.532
1+000	401.52	2497.35	2499.76	2.41	0.0021	3.269	2.345	0.513
0+980	401.52	2497.39	2499.79	2.40	0.0150	3.709	2.583	0.595
0+960	401.52	2497.69	2499.81	2.12	0.0093	4.052	2.834	0.673
0+940	401.52	2497.88	2499.88	2.00	0.0042	4.304	3.049	0.731
0+920	401.52	2497.96	2500.18	2.22	0.0186	3.934	2.965	0.705
0+900	401.52	2498.33	2500.19	1.85	0.0113	4.620	3.246	0.819
0+880	401.52	2498.56	2500.48	1.92	0.0040	4.072	3.397	0.845
0+860	401.52	2498.64	2500.72	2.08	-0.0040	4.163	3.055	0.814
0+840	401.52	2498.56	2500.97	2.41	0.0065	3.841	2.547	0.681
0+820	401.52	2498.69	2501.19	2.50	0.0029	3.851	2.524	0.625
0+800	401.52	2498.75	2501.44	2.69	0.0080	3.945	2.571	0.629
0+780	401.52	2498.91	2501.47	2.56	0.0075	4.627	2.898	0.691
0+760	401.52	2499.06	2501.49	2.43	0.0183	4.160	2.932	0.718
0+740	401.52	2499.43	2501.60	2.18	0.0047	4.465	3.172	0.830
0+720	401.52	2499.52	2501.93	2.41	-0.0006	3.804	2.942	0.769
0+700	401.52	2499.51	2502.10	2.59	0.0136	3.836	3.089	0.756
0+680	401.52	2499.78	2502.24	2.46	0.0060	3.995	3.047	0.754
0+660	401.52	2499.90	2502.50	2.60	0.0145	3.836	2.823	0.698
0+640	401.52	2500.19	2502.05	1.86	0.0139	5.358	4.281	1.202
0+620	401.52	2500.47	2502.92	2.45	0.0139	4.020	3.107	0.839
0+600	401.52	2500.74	2503.44	2.70	0.0013	2.811	1.832	0.427
0+580	401.52	2500.77	2503.47	2.70	0.0064	3.903	1.878	0.447
0+560	401.52	2500.90	2503.48	2.58	0.0157	4.156	1.999	0.495
0+540	401.52	2501.21	2503.36	2.15	0.0099	4.477	2.649	0.743
0+520	401.52	2501.41	2503.16	1.75	0.0167	4.983	3.324	1.062

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
0+500	401.52	2501.74	2503.70	1.96	0.0202	4.041	2.925	0.878
0+480	401.52	2502.15	2504.09	1.94	0.0269	3.473	2.267	0.644
0+460	401.52	2502.69	2504.18	1.49	0.0078	3.511	2.319	0.705
0+440	401.52	2502.84	2504.42	1.58	0.0084	3.421	2.089	0.649
0+420	401.52	2503.01	2504.48	1.47	0.0230	3.807	2.314	0.810
0+400	401.52	2503.47	2504.41	0.94	0.0235	4.385	3.057	1.180
0+380	401.52	2503.94	2504.99	1.05	0.0025	3.559	2.407	0.828
0+360	401.52	2503.99	2505.23	1.24	-0.0063	3.898	2.425	0.953
0+340	401.52	2503.86	2505.27	1.41	0.0134	4.114	2.603	0.947
0+320	401.52	2504.13	2505.62	1.49	0.0119	3.931	2.329	0.827
0+300	401.52	2504.37	2505.89	1.52	0.0119	3.990	1.857	0.654
0+280	401.52	2504.61	2505.69	1.08	0.0120	4.440	1.933	0.761
0+260	401.52	2504.85	2505.93	1.08	0.0165	4.966	2.353	0.979
0+240	401.52	2505.18	2506.30	1.12	0.0186	5.054	2.402	1.058
0+220	401.52	2505.55	2506.70	1.15	0.0112	5.373	2.445	0.861
0+200	401.52	2505.77	2507.32	1.55	0.0020	4.869	2.222	0.801
0+180	401.52	2505.81	2508.14	2.32	0.0074	3.966	2.112	0.882
0+160	401.52	2505.96	2508.34	2.38	0.0115	4.639	2.515	1.093
0+140	401.52	2506.19	2508.33	2.14	0.0128	5.451	2.675	1.080
0+120	401.52	2506.45	2508.12	1.67	0.0140	5.916	2.657	1.025
0+100	401.52	2506.73	2508.49	1.76	0.0170	6.245	2.731	0.970
0+080	401.52	2507.07	2508.81	1.74	0.0175	6.552	2.714	0.893
0+060	401.52	2507.42	2509.29	1.87	0.0115	6.807	2.355	0.716
0+040	401.52	2507.65	2509.47	1.82	0.0049	7.487	1.975	0.655
0+020	401.52	2507.75	2509.75	2.00	0.0001	8.101	3.031	1.107
0+000	401.52	2507.75	2511.51	3.76	0.0000	6.490	3.136	1.049

Tabla. N° 5.2.3. Reporte de resultados de la simulación hidráulica para un caudal

TR=100 años

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
2+100	473.28	2488.21	2490.89	2.68	0.0113	3.440	2.912	0.586
2+080	473.28	2488.44	2490.98	2.54	0.0145	3.845	3.709	0.769
2+060	473.28	2488.73	2490.76	2.04	0.0109	4.816	4.630	1.088
2+040	473.28	2488.94	2491.20	2.26	0.0088	4.086	3.975	0.872
2+020	473.28	2489.12	2490.90	1.78	0.0067	5.127	4.843	1.183
2+000	473.28	2489.25	2491.08	1.83	0.0148	5.314	5.168	1.259
1+980	473.28	2489.55	2492.11	2.55	0.0093	3.608	3.562	0.751
1+960	473.28	2489.74	2492.48	2.74	0.0077	3.204	2.810	0.577
1+940	473.28	2489.89	2492.60	2.71	0.0100	3.037	2.541	0.527
1+920	473.28	2490.09	2492.62	2.53	0.0089	4.010	2.935	0.637
1+900	473.28	2490.27	2492.61	2.34	0.0000	4.842	4.648	1.132
1+880	473.28	2490.27	2492.78	2.51	0.0170	3.906	3.891	0.792
1+860	473.28	2490.61	2493.03	2.42	0.0025	3.612	3.363	0.700
1+840	473.28	2490.66	2493.01	2.35	0.0059	4.115	3.994	0.845
1+820	473.28	2490.78	2493.38	2.60	0.0032	3.272	3.247	0.647
1+800	473.28	2490.84	2493.55	2.71	0.0067	3.158	3.128	0.610
1+780	473.28	2490.98	2493.63	2.65	0.0092	3.507	3.187	0.629
1+760	473.28	2491.16	2493.69	2.53	0.0174	3.605	3.460	0.701
1+740	473.28	2491.51	2493.73	2.23	0.0016	4.100	3.775	0.822
1+720	473.28	2491.54	2493.96	2.42	0.0210	4.000	3.939	0.808
1+700	473.28	2491.96	2494.53	2.57	0.0135	3.694	2.985	0.595
1+680	473.28	2492.23	2494.73	2.50	0.0054	2.963	2.534	0.512
1+660	473.28	2492.34	2494.82	2.48	0.0071	3.088	2.457	0.499
1+640	473.28	2492.48	2494.88	2.40	0.0040	3.245	2.673	0.552
1+620	473.28	2492.56	2494.86	2.30	0.0059	3.535	3.094	0.652
1+600	473.28	2492.68	2494.90	2.23	0.0077	3.782	3.285	0.704
1+580	473.28	2492.83	2494.98	2.15	0.0029	3.821	3.377	0.738
1+560	473.28	2492.89	2494.91	2.02	0.0081	4.376	4.119	0.944
1+540	473.28	2493.05	2495.13	2.07	0.0044	4.525	3.978	0.895
1+520	473.28	2493.14	2494.75	1.61	0.0128	5.789	5.607	1.454
1+500	473.28	2493.40	2496.04	2.64	0.0098	3.703	3.501	0.706
1+480	473.28	2493.59	2496.08	2.49	0.0112	4.054	3.720	0.770
1+460	473.28	2493.82	2495.99	2.18	0.0057	4.670	4.376	0.978
1+440	473.28	2493.93	2495.99	2.06	0.0228	5.215	4.824	1.101
1+420	473.28	2494.39	2496.62	2.23	0.0146	4.481	4.001	0.899
1+400	473.28	2494.68	2496.65	1.97	0.0086	4.615	4.393	1.065

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
1+380	473.28	2494.85	2497.37	2.52	0.0035	3.161	2.975	0.625
1+360	473.28	2494.92	2497.42	2.50	0.0147	3.612	2.986	0.629
1+340	473.28	2495.21	2497.31	2.10	0.0051	4.090	3.735	0.865
1+320	473.28	2495.32	2497.29	1.97	0.0069	4.571	4.223	1.004
1+300	473.28	2495.45	2497.86	2.40	0.0033	3.582	3.261	0.703
1+280	473.28	2495.52	2498.13	2.61	0.0101	3.095	2.756	0.571
1+260	473.28	2495.72	2498.27	2.55	0.0112	2.950	2.523	0.533
1+240	473.28	2495.95	2498.45	2.51	-0.0033	2.899	2.124	0.454
1+220	473.28	2495.88	2498.48	2.60	0.0069	3.390	2.407	0.506
1+200	473.28	2496.02	2498.51	2.49	0.0070	3.481	2.583	0.558
1+180	473.28	2496.16	2498.67	2.51	0.0112	3.391	2.365	0.508
1+160	473.28	2496.38	2498.70	2.32	0.0008	4.154	2.628	0.592
1+140	473.28	2496.40	2498.78	2.38	0.0147	4.994	2.973	0.656
1+120	473.28	2496.69	2499.03	2.34	0.0090	3.289	2.898	0.647
1+100	473.28	2496.87	2499.15	2.28	-0.0013	3.504	2.848	0.647
1+080	473.28	2496.84	2499.23	2.39	0.0030	3.837	3.025	0.672
1+060	473.28	2496.90	2499.35	2.45	0.0044	3.677	3.043	0.668
1+040	473.28	2496.99	2499.55	2.56	0.0086	3.342	2.675	0.569
1+020	473.28	2497.16	2499.68	2.52	0.0093	3.438	2.513	0.540
1+000	473.28	2497.35	2499.85	2.51	0.0021	3.187	2.320	0.505
0+980	473.28	2497.39	2499.89	2.50	0.0150	3.535	2.473	0.539
0+960	473.28	2497.69	2499.99	2.30	0.0093	4.350	3.024	0.698
0+940	473.28	2497.88	2500.30	2.42	0.0042	3.828	2.887	0.674
0+920	473.28	2497.96	2500.30	2.33	0.0186	4.632	3.308	0.783
0+900	473.28	2498.33	2500.31	1.97	0.0113	4.814	3.935	1.082
0+880	473.28	2498.56	2500.59	2.03	0.0040	4.434	3.528	0.921
0+860	473.28	2498.64	2500.99	2.35	-0.0040	3.814	2.825	0.675
0+840	473.28	2498.56	2501.16	2.60	0.0065	3.738	2.642	0.596
0+820	473.28	2498.69	2501.38	2.69	0.0029	4.119	2.789	0.638
0+800	473.28	2498.75	2501.65	2.90	0.0080	4.279	2.913	0.660
0+780	473.28	2498.91	2501.65	2.74	0.0075	4.755	3.030	0.711
0+760	473.28	2499.06	2501.71	2.65	0.0183	4.188	3.044	0.720
0+740	473.28	2499.43	2501.76	2.34	0.0047	4.264	3.102	0.801
0+720	473.28	2499.52	2502.11	2.59	-0.0006	3.894	3.060	0.760
0+700	473.28	2499.51	2502.27	2.76	0.0136	3.911	3.008	0.702
0+680	473.28	2499.78	2502.43	2.65	0.0060	3.978	2.841	0.688
0+660	473.28	2499.90	2502.67	2.77	0.0145	4.075	2.997	0.732
0+640	473.28	2500.19	2501.89	1.70	0.0139	5.746	4.668	1.552
0+620	473.28	2500.47	2503.20	2.73	0.0139	3.729	2.716	0.858
0+600	473.28	2500.74	2503.62	2.88	0.0013	2.948	1.792	0.422
0+580	473.28	2500.77	2503.63	2.86	0.0064	3.804	1.931	0.456
0+560	473.28	2500.90	2503.64	2.74	0.0157	4.098	2.051	0.499
0+540	473.28	2501.21	2503.52	2.30	0.0099	4.449	2.630	0.724
0+520	473.28	2501.41	2503.24	1.83	0.0167	5.166	3.513	1.106

Progr.	Q Total TR=100años	Cota Terreno	Elevación del agua	Tirante	Pendiente	Velocidad Máxima	Velocidad en paso 990	N° Froude en paso 990
(Km)	(m3/s)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	
0+500	473.28	2501.74	2503.71	1.97	0.0202	4.169	2.897	0.883
0+480	473.28	2502.15	2504.18	2.04	0.0269	3.460	2.014	0.632
0+460	473.28	2502.69	2504.32	1.63	0.0078	3.568	2.309	0.923
0+440	473.28	2502.84	2504.54	1.70	0.0084	3.014	1.869	0.716
0+420	473.28	2503.01	2504.67	1.66	0.0230	2.493	1.231	0.487
0+400	473.28	2503.47	2504.34	0.87	0.0235	3.847	1.737	1.371
0+380	473.28	2503.94	2505.16	1.22	0.0025	2.151	0.852	0.508
0+360	473.28	2503.99	2505.18	1.19	-0.0063	3.129	0.648	0.416
0+340	473.28	2503.86	2505.48	1.62	0.0134	2.894	1.450	1.055
0+320	473.28	2504.13	2505.76	1.63	0.0119	2.007	1.220	0.635
0+300	473.28	2504.37	2505.72	1.35	0.0119	1.694	1.057	0.705
0+280	473.28	2504.61	2505.55	0.94	0.0120	1.735	0.781	0.462
0+260	473.28	2504.85	2506.00	1.16	0.0165	2.605	1.128	1.197
0+240	473.28	2505.18	2506.46	1.28	0.0186	3.834	1.412	0.890
0+220	473.28	2505.55	2506.80	1.25	0.0112	5.293	2.352	1.058
0+200	473.28	2505.77	2507.59	1.82	0.0020	4.721	1.951	0.773
0+180	473.28	2505.81	2508.62	2.81	0.0074	2.885	1.497	0.513
0+160	473.28	2505.96	2508.71	2.75	0.0115	4.023	2.307	0.846
0+140	473.28	2506.19	2508.65	2.46	0.0128	5.342	2.657	0.985
0+120	473.28	2506.45	2508.29	1.84	0.0140	6.205	2.425	0.827
0+100	473.28	2506.73	2508.60	1.87	0.0170	6.782	2.607	0.881
0+080	473.28	2507.07	2508.99	1.92	0.0175	7.069	2.427	0.840
0+060	473.28	2507.42	2509.51	2.09	0.0115	7.236	2.139	0.767
0+040	473.28	2507.65	2509.67	2.02	0.0049	7.960	2.013	0.718
0+020	473.28	2507.75	2509.74	1.99	0.0001	9.234	3.241	1.229
0+000	473.28	2507.75	2512.37	4.62	0.0000	6.203	3.434	1.090

Los resultados de secciones transversales de la simulación hidráulica se muestran en el anexo N° 04, realizados cada 100 metros sobre el área de zona de estudio (áreas agrícolas y urbanos)

### 5.3. RESULTADO DE ÁREAS CRÍTICAS CON RIESGO A LA INUNDACIÓN

De acuerdo al análisis de simulación hidráulica del río Yucaes sector Muyurina se obtuvieron áreas vulnerables a inundaciones para el caudal de tiempo de retorno de 50 y 100 años que se detalla en las tablas 5.3.1 y 5.3.2, y las áreas de riesgo a la inundación se muestran en la mapa del anexo N° 09 para cada tiempo de retorno.

Tabla N° 5.3.1. Áreas inundables del sector Muyurina para un caudal TR=50 años

ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:50 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m2)	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	96679.334	9.67
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	83239.767	8.32
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	59634.018	5.96
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28451.308	2.85
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11050.210	1.11
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>279054.638</b>	<b>27.91</b>

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 5.3.2. Áreas inundables del sector Muyurina para un caudal TR=100 años

ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:100 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Área Inundada (m2)	Área Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Área N° 1	105957.838	10.60
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Área N° 2	84475.765	8.45
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 3	60460.064	6.05
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 4	28997.683	2.90
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 5	11671.610	1.17
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>291562.961</b>	<b>29.16</b>

Fuente: Elaboración Propia

### 5.3.1. RESULTADO DEL CÁLCULO DEL RIESGO DE INUNDACIÓN

El riesgo por inundación de la zona de estudio para un caudal máximo de 50 y 100 años de retorno, se detalla según la matriz de peligro y vulnerabilidad de la tabla N° 5.3.3 en aquello la intersección de ambos valores nos estima el nivel de riesgo esperado. Para tal efecto se ha determinado los niveles de probabilidad de ocurrencia del peligro y del análisis de vulnerabilidad, dando como resultado de la tabla 3.6.1 que el estrato es Peligro medio (PM) con características de

inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad, porcentaje de 26% - 50%, seguidamente de la tabla 3.6.2 el nivel de vulnerabilidad es media (VM) con características de viviendas asentadas en suelos de calidad intermedia, inundaciones muy esporádicas de tirante y velocidad baja, población con un nivel de ingreso medio, cultura de prevención en desarrollo y con cobertura parcial de servicios básicos, valor de 26% - 50 %. Dicha intersección de niveles nos estima el Riesgo medio con valor de 50%.

Tabla N° 5.3.3. Resultado del riesgo según la matriz de Peligro y Vulnerabilidad

<b>Peligro Muy alto</b>	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo muy Alto	Riesgo muy Alto
<b>Peligro Alto</b>	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo muy Alto
<b>Peligro medio</b>	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
<b>Peligro Bajo</b>	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad muy Alta

Donde: Riesgo bajo (de 25%); Riesgo medio (26% al 50%); Riesgo alto (51% al 75%); Riesgo muy alto (75% al 100%).

Para fortalecer a este resultado nos apoyamos en la definición (3.4.4.6), que considera que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulica durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios: que el calado sea superior a 1 m., que la velocidad sea superior a 1 m/s y que el producto de ambas variables sea superior a 0.5 m<sup>2</sup>/s y en nuestro análisis de simulación hidráulica los calados y velocidades superan a estas condiciones y criterios por lo que el riesgo por inundación es de porcentaje medio.

## VI. CONCLUSIONES

En este trabajo de tesis se han estudiado desde obtener los caudales máximos o caudales de diseño para un determinado tiempo de retorno, pasando a realizar la simulación hidráulica, delimitando las áreas con riesgo por inundaciones y estimar el riesgo de acuerdo a la matriz de peligro y vulnerabilidad, y afianzar el resultado con criterios y condiciones hidráulicas (calado, velocidad y producto de ambos) que puedan producir graves daños de las personas, bienes y áreas agrícolas de cultivo de la zona de estudio. Todo lo antecedido no permite concluir los siguientes:

1. Para obtener caudales máximos se realizó por métodos de: Creager, Racional Modificado, Numero curva, hidrograma unitario triangular y la aplicación del modelo Hec – HMS, resultando el caudal de diseño el valor promedio de cada método, obteniéndose caudales de 332.5, 401.52, 473.28 y 606.53 m<sup>3</sup>/ seg. para periodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años respectivamente. Para conseguir objetivo es necesario tener resultados de parámetros importantes de la cuenca como: área 693.86 km<sup>2</sup>, la longitud del río principal es 62.64 km y la pendiente del cauce principal es de 0.02748 m/m.

2. El caudal máximo para el análisis de riesgo por inundaciones se toma el caudal de periodo retorno 100 años lo cual es 473.28 m<sup>3</sup>/seg para zonas urbanas y caudales de 50 años de retorno lo cual es 401.52 m<sup>3</sup>/seg para zonas de cultivo.
3. Del análisis hidráulico con el modelo matemático bidimensional Iber 2.3.2. y para un caudal de 100 años de retorno se obtuvieron calados que alcanzan de 0.05 – 1.66 metros y velocidades que adquieren de 0.05 – 3.08 m/seg todo aquello zonas de inundación, y un caudal de 50 años de retorno se obtuvieron calados que alcanzan de 0.05 – 1.40 metros y velocidades que adquieren de 0.05 – 2.86 m/seg en zonas de inundación. El régimen de flujo en el rio varia de 0.42 – 1.55 y de 0.42 – 1.52 para caudales de 100 y 50 años de retorno respectivamente.
4. La determinación de las áreas con riesgo por inundaciones para un caudal de 100 años de periodo de retorno es de 29.30 ha áreas inundables y para un caudal de 50 años periodo de retorno el área inundada es de 27.30 ha.
5. El riesgo por inundación de la zona de estudio es de nivel medio, esto de acuerdo a las condiciones hidráulica durante las avenidas del rio Yucaes. y de acuerdo a la matriz de peligro y vulnerabilidad estimándose que la interrelación de la vulnerabilidad media y peligro medio nos representa un nivel de 50% de riesgo.

## VII. RECOMENDACIONES

1. A las instituciones encargadas involucradas al estudio de riesgo por inundaciones identificar y determinar mapa de riesgos de las zonas y áreas vulnerables a inundaciones y así prevenir los peligros ocasionados por la crecida de máximas avenidas utilizando el mapa de riesgo.
2. Para realizar un buen análisis hidráulico hacer un estudio de campo detallado con levantamientos topográficos a detalle por no existir modelos digitales de elevación a pixeles menores o levantamientos topográficos aéreos que lo realizan en otros países.
3. Involucrar a los estudiantes realizar estudios de ajuste de coeficientes de rugosidad y de número de curva para la zona para tener como base datos y aplicar en el estudio hidrológico e hidráulico.
4. Implicar a la utilización del Software Iber 2.3.2 en el análisis hidráulico para diferentes obras de arte y estructuras de protección.
5. Hacer conocer a la población aledaña en los márgenes de ríos Yucaes el riesgo por inundaciones y hacer conocer las leyes de las fajas marginales, con el único fin de prevenir desastres en el sector Muyurina.

6. Involucrar a los estudiantes de la Escuela de Ingeniería Agrícola realizar estudio de erosión y sedimentación implementado el modelo Iber para calibrar con otras fórmulas.

## VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. APARICIO F.J. (1992). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Editorial LIMUSA, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.
2. ALARCON D. J. (2013). Simulación hidráulica del río Cachi para diseño de obras de defensa ribereña en el área urbana de Vinchos-Ayacucho". Tesis-Biblioteca – UNSCH.
3. CAYO L. (2007). "Modelación de Cuencas con HEC-HMS y SIG (HEC – GeoHMS). Facultad de Ingeniería Agrícola – UNALM. Lima.
4. Decreto Supremo N° 12 – 94 - AG
5. CHEREQUE W. (1993). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, obra auspiciada por CONCYTEC. Lima.
6. CHOW V. (1994). Hidrología Aplicada. Editorial NOMOS S.A. Colombia.
7. CHOW V. (1994). Hidráulica de canales abiertos. Editorial NOMOS S.A. Colombia.
8. FATTORELLI & FERNADEZ, (2011). Diseño hidrológico. Edición digital Publicada en la biblioteca virtual dela WASA-GN. España 2011
9. GIAMA & FLUMEN, (2015). "IBER, modelación bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas". *Manual básico usuario*, Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino. Gobierno de España, España.
10. GEAMA & FLUMEN, (2014). "IBER, modelación bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas". *Manual de referencia hidráulico*, Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino. Gobierno de España.
11. GONZALEZ & AGUIRRE, (2012). "Simulación numérica de inundaciones en Villahermosa". Tesis de Grado de Maestro en Ciencias y Matemáticas Aplicadas, Universidad Juárez Autónoma de Tabasco.

12. INDECI (2006). Manual básico para la estimación del riesgo, Dirección Nacional de Prevención (DINAPRE), Lima – Perú.
13. MTC (2008). Manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje. Laboratorio DEE. Rímac – Lima, Perú.
14. MARTIN J.P. (2003) Ingeniería de Ríos. Ediciones UPC, ALFAOMEGA Grupo Editor. México.
15. NANIA L. (2007). Manual Básico de HEC-HMS 3.0 y HEC-GeoHMS. Granada.
16. NARANJO B. (2011). Estimación de caudales máximos en cuenca sin información. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
17. OMM. (1994). Guía de Prácticas Hidrológicas. “Adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones”. Quinta Edición – OMM – N° - 168
18. ROCHA A. (2003). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Primera Edición, facultad de Ingeniería Civil. UNI, Lima Perú.
19. TEMEZ J. (1978). Cálculo Hidrometeorológica de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Dirección General de Carreteras. Madrid-España.
20. TUESTA R. (2011). ArcGIS BASICO 10. Facultad de Recursos Naturales Renovables - UNAS - Tingo María – Perú.
21. VASQUEZ A. (2002). Manejo de cuencas alto andinas. Tomo I Universidad Agraria la Molina.
22. VILLÓN M. (2005). Hidrología. Editorial Villón. Lima –Perú.
23. VILLÓN M. (2005). Hidrología Estadística. Editorial Villón. Lima –Perú.
24. VILLÓN M. (2015). Hidroesta 2. Cálculos Hidrológicos. Editorial Villón. Lima –Perú.

25. YUGAR W. (2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Hidrología. Cochabamba – Bolivia.

# ANEXOS

1. Panel fotográfico
2. Tabla: Número Curva de esorrentía y valores de “n” recomendados
3. Normativa Nacional (SNIP, ANA) sobre tiempo de retorno en zonas de inundación
4. Tabla de datos de precipitación máxima en 24 horas de estaciones utilizadas
- 5.- Tabla de resultados de la test de datos atípicos en la serie
6. Tabla de resultados del análisis estadístico y prueba de ajuste de la precipitación máxima en 24 horas con Hidroesta
7. Mapa de siete regiones hidráulicas, para uso en el método Creager
8. Secciones transversales de la simulación hidráulica
9. Mapas de: Delimitación de la cuenca, Polígonos Thiessen y zonas de inundación

## **ANEXO N° 1. Panel Fotográfico**



Comunidad de Muyurina Inundada después de un caudal de crecida feb – 2011



Áreas Agrícolas del sector Muyurina inundadas en el paso de avenida de  
Febrero - 2011



Levantamiento topográfico del cauce del río Yucaes sector Muyurina.



Identificación de áreas de cultivo inundables en el sector Muyurina.

**ANEXO N° 2. Tabla: Número de curva de escorrentía y valores de coeficiente de rugosidad Manning recomendados**

Anexo N° 2.1. Tabla de Numero de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, la = 0.25S)

Descripción del uso de la tierra	Grupo Hidrológico de Suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: 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	45	66	77	83
hiervas	25	55	70	77
cubierta buena				
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.:				
óptimas condiciones: cubierta de pasto 75% o mas	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto 50 – 75%	49	69	79	84
Área comerciales de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promd.				
Imper.	77	85	90	92
1/8 acre o menos 65	61	75	83	87
1/4 acre 38	57	72	81	86
1/3 acre 30	54	70	80	85
1/2 acre 25	51	68	79	84
1 acre 20				
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cuneta y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven Te Chow, tabla 5.5.2. pag. 154

Anexo N° 2.2. Tabla de Valores del coeficiente de rugosidad n recomendados para el diseño hidráulico del rio Yucaes.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Corrientes naturales			
1.- limpia, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2.- Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0.030	0.035	0.040
3.- Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4.- Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.050
5.- Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.040	0.048	0.055
6.- Igual al # 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.066

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow) Tabla 5 - 6 pag.108.

**ANEXO N° 3. Normativa Nacional (SNIP, ANA) sobre tiempo  
de retorno en zonas de inundación**

## **Anexo CME 25**

### **CONTENIDOS MÍNIMOS ESPECÍFICOS DE ESTUDIOS DE PREINVERSIÓN A NIVEL DE PERFIL DE PROYECTOS DE INVERSIÓN PÚBLICA DE SERVICIOS DE PROTECCIÓN FRENTE A INUNDACIONES**

Los presentes contenidos mínimos se aplican a los estudios de pre-inversión a nivel de perfil de Proyectos de Inversión Pública (PIP) cuya naturaleza de intervención son los servicios de protección de Unidades Productoras<sup>1</sup> (UP) de bienes y servicios públicos en riesgo frente a inundaciones.

- ) Para el caso de los ríos que cuenten con estudios de “Tratamiento de Cauce para el Control de Inundaciones”, formulados por la Autoridad Nacional del Agua (ANA), se deberá tomar como referencia los parámetros hidráulicos, hidrológicos, geológicos y geotécnicos calculados y considerados en estos estudios. Asimismo, lo referido a la definición de ancho de cauce estable, pendiente de equilibrio y recomendaciones de diseño de las estructuras con la alineación determinación del eje del cauce.
- ) Las intervenciones se deben realizar en el marco del Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en cursos fluviales (Resolución Jefatural Nro. 300-2011 ANA). En ese marco, de acuerdo al artículo 9°, numeral 9.2 de la misma norma, es recomendable para los estudios técnicos, el empleo de un período de retorno de 50 años para estimar el caudal máximo de diseño, para tramos del curso de agua con asentamientos agrícolas (considerar también para el caso de área rural un valor igual) y un período de retorno de 100 años en áreas urbanas.

Se tiene la Resolución Jefatura N° 300 – 2011, y el artículo 9°, numeral 9.2 del reglamento para la delimitación y mantenimiento de Fajas Marginales la que se muestra a continuación.



00725

## RESOLUCIÓN JEFATURAL Nº 360 -2011-ANA

Lima, 23 MAYO 2011

### CONSIDERANDO:

Que, el literal 3) del artículo 15º de la Ley de Recursos Hídricos, Ley Nº 29338, establece que es función de esta Autoridad dictar normas y establecer procedimientos para asegurar la gestión integral y sostenible de los recursos hídricos;

Que, según el artículo 74º de la precitada Ley, en los terrenos aledaños a los cauces naturales o artificiales, se mantiene una faja marginal de terreno necesaria para la protección, el uso primario del agua, el libre tránsito, la pesca, caminos de vigilancia u otros servicios;

Que, por su parte el artículo 113º del Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos, aprobado por Decreto Supremo Nº 001-2010-AG, señala que las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, de acuerdo con los criterios establecidos en el Reglamento para la Delimitación de Fajas Marginales, respetando los usos y costumbres establecidos;

Que, la Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos mediante Memorándums Nº 265, 416 y 647-2011-ANA-DCPR/IASUP ha expresado su conformidad a la versión definitiva de la propuesta de Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales, correspondiendo disponer su aprobación;

Con los vistos de la Oficina de Asesoría Jurídica, de la Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos, de la Dirección de Administración de Recursos Hídricos, de la Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de la Secretaría General, y en uso de las funciones y atribuciones conferidas a este Despacho en el artículo 11º del Reglamento de Organización y Funciones de la Autoridad Nacional del Agua, aprobado por Decreto Supremo Nº 006-2010-AG;

### SE RESUELVE:

**ARTÍCULO 1º.-** Aprobar el Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales que consta de siete (07) títulos, veintidós (21) artículos, dos (02) disposiciones complementarias transitorias y una (01) disposición complementaria final con dos (02) anexos.

**ARTÍCULO 2º.-** Disponer la publicación del reglamento aprobado en el artículo precedente conjuntamente con sus anexos en el portal electrónico institucional, [www.ana.gob.pe](http://www.ana.gob.pe).

Regístrese, comuníquese y publíquese.



CARLOS JAVIER PAGADOR MOYA

Jefe

Autoridad Nacional del Agua



En el reglamento para la delimitación y mantenimiento de Fajas Marginales en cursos fluviales y cuerpos de agua naturales que consta de siete títulos, 21 artículos, dos disposiciones complementarias expresa claramente en su artículo 9° (En los cauces naturales con estructuras de encauzamiento o defensas ribereñas) que es recomendable, para los estudios técnicos, el empleo de un periodo de 50 años para estimar caudal máximo de diseño para tramos del curso de agua con asentamientos agrícolas y un periodo de retorno de 100 años en áreas urbanas.

**ANEXO N° 4. Tabla de Registro de precipitación máxima en  
24 horas de las estaciones seleccionadas**



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION :HUAMANGA REGION :AYACUCHO ALTITUD :2772 m.s.n.m.  
 TIPO :CO PROVINCIA :HUAMANGA LATITUD :13°08'51" S  
 CODIGO :005 DISTRITO :AYACUCHO LONGITUD :74°13'06" W  
 ESTADO :OPERATIVO OPERADOR :UNSCH - GRA REGISTRO :1970-2012

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	15.5	12	19.5	9.4	2.4	16.5	S/D	8.0	8.5	8.0	16.8	7.5	19.5
1992	S/D	S/D	19.5	12.0	S/D	6.0	4.0	10.0	3.0	9.0	10.5	3.5	19.5
1993	17.5	40.5	11.5	7.0	6.5	3.5	7.0	8.5	10.0	7.0	12.0	20.5	40.5
1994	23.3	23.5	19.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	4.0	6.8	15.5	17.5	23.5
1995	42.0	37.9	24.5	6.8	11.2	0.0	1.2	5.6	2.4	16.2	19.8	12.0	42.0
1996	11.2	14.1	29.0	19.5	1.4	0.0	0.0	4.5	9.5	7.9	11.2	12.5	29.0
1997	22.2	22.1	23.2	4.8	1.7	0.0	2.0	8.3	11.0	5.6	13.2	20.5	23.2
1998	24.5	27.3	17.8	2.8	0.4	2.7	0.0	1.5	16.8	13.0	10.7	14.4	27.3
1999	20.8	20.1	11.2	6.8	1.4	0.4	3.2	0.0	13.0	4.6	24.8	16.8	24.8
2000	25.6	35.2	S/D	2.4	S/D	5.6	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	35.2
2001	23.3	S/D	19.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	16.6	16.7	23.3
2002	27.6	16.9	19.2	4.4	7.4	3.2	7.0	3.6	18.1	4.7	11.8	22.5	27.6
2003	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7
2004	14.6	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	14.6
2005	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	29.0	29.0
2006	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	24.0	S/D	24.0
2007	S/D	23.5	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	11.2	17.0	17.5	23.5
2008	18.0	15.2	14.8	7.6	7.0	8.0	0.0	0.0	31.5	5.0	20.8	17.0	31.5
2009	24.4	29.6	18.2	11.0	8.0	0.0	3.8	1.0	2.8	6.2	20.7	S/D	29.6
2010	24.4	24.5	17.7	7.2	9.1	0.0	0.7	6.0	11.3	13.1	11.6	S/D	24.5
2011	20.5	46.7	18.7	10.6	10.1	0.3	5.7	0.6	11.9	10.3	19.4	10.3	46.7
2012	12.8	19.0	24.7	19.1	1.8	9.6	1.6	1.6	11.6	13.9	13.4	17.8	24.7
<b>MAXIMA</b>	<b>42.0</b>	<b>46.7</b>	<b>29.0</b>	<b>19.5</b>	<b>16.7</b>	<b>16.7</b>	<b>16.7</b>	<b>16.7</b>	<b>31.5</b>	<b>16.7</b>	<b>24.8</b>	<b>29.0</b>	<b>46.7</b>

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA

**REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)**

ESTACION : QUINUA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 3316 msnm  
 TIPO : CO PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°02'02" S  
 CÓDIGO : 663 DISTRITO : QUINUA LONGITUD : 74°08'07" W  
 ESTADO : OPERATIVO OPERADOR : SENAMHI REGISTRO : 1964-2012

<b>AÑO</b>	<b>ENE</b>	<b>FEB</b>	<b>MAR</b>	<b>ABR</b>	<b>MAY</b>	<b>JUN</b>	<b>JUL</b>	<b>AGO</b>	<b>SEP</b>	<b>OCT</b>	<b>NOV</b>	<b>DIC</b>	<b>MAX</b>
1991	21.9	8.0	11.9	4.5	4.3	20.4	3.5	0.0	20.2	11.0	9.1	12.7	21.9
1992	14.9	12.0	15.8	13.7	0.0	6.6	8.2	14.6	4.9	15.5	15.1	16.2	16.2
1993	17.0	37.3	14.7	10.5	6.8	7.2	9.2	9.1	17.6	19.5	10.7	18.2	37.3
1994	13.5	16.7	20.0	27.2	2.9	5.8	0.0	12.6	8.9	9.3	12.5	36.7	36.7
1995	35.2	14.0	27.9	5.8	18.8	1.3	1.2	1.0	6.5	18.6	28.6	21.8	35.2
1996	27.4	15.9	29.7	17.0	1.6	0.0	0.5	8.7	8.2	9.0	12.6	16.1	29.7
1997	29.2	24.5	37.8	12.7	3.9	0.0	4.0	10.0	16.1	4.0	12.3	26.1	37.8
1998	22.3	38.3	43.6	5.5	6.2	2.7	0.0	2.5	4.5	41.3	15.5	9.6	43.6
1999	22.6	24.0	23.7	6.2	0.5	3.5	6.4	0.0	28.4	11.2	24.2	22.4	28.4
2000	26.7	26.5	23.5	7.4	17.0	7.0	13.4	2.5	5.5	8.3	3.6	18.7	26.7
2001	19.5	21.2	28.5	12.0	16.0	1.8	18.0	6.7	21.3	28.7	19.9	18.5	28.7
2002	18.3	20.8	22.0	7.3	13.4	1.4	21.9	8.8	20.1	17.6	14.7	27.0	27.0
2003	7.0	32.4	25.8	31.5	9.5	2.6	0.3	14.3	10.8	1.0	10.8	27.4	32.4
2004	10.8	23.0	17.9	3.6	5.9	5.2	11.7	8.7	14.3	9.0	12.8	20.3	23.0
2005	9.7	28.2	32.7	21.7	10.7	0.6	6.4	0.6	9.0	12.1	21.8	31.0	32.7
2006	20.7	17.9	21.1	14.5	1.2	2.4	0.0	5.3	3.1	20.5	14.0	12.8	21.1
2007	17.8	23.4	33.2	28.2	5.5	0.0	7.7	1.3	13.0	16.2	14.5	21.0	33.2
2008	23.0	24.6	16.8	11.0	16.4	6.4	4.8	0.7	20.0	17.8	18.1	20.0	24.6
2009	27.6	46.8	7.8	14.9	9.0	0.4	2.0	4.4	9.2	8.4	21.4	14.2	46.8
2010	18.1	25.3	18.7	8.1	3.9	0.0	6.6	7.4	7.5	21.8	10.0	28.5	28.5
2011	19.3	18.6	32.1	22.1	9.9	4.2	3.1	2.1	23.6	13.4	16.6	14.0	32.1
2012	21.2	28.7	22.0	8.7	8.9	9.6	17.1	10.6	18.7	18.5	15.5	3.1	28.7
<b>MAX</b>	<b>35.2</b>	<b>46.8</b>	<b>43.6</b>	<b>31.5</b>	<b>18.8</b>	<b>20.4</b>	<b>21.9</b>	<b>14.6</b>	<b>28.4</b>	<b>41.3</b>	<b>28.6</b>	<b>36.7</b>	<b>46.8</b>

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HR (mm)

ESTACION : WAYLLAPAMPA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 2470 m.s.n.m.  
 TIPO : CO PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°04'00" S  
 CODIGO : 0664 DISTRITO : PACAYCASA LONGITUD : 74°13'00" W  
 ESTADO : OPERATIVO CUENCA : YUCAES REGISTRO : 2067-2011

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	19.1	19.1
1992	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	18.4	S/D	18.4
1993	S/D	S/D	S/D	9.0	3.0	4.0	3.2	4.0	14.2	13.9	7.4	14.2	14.2
1994	14.2	15.5	12.5	5.2	2.0	0.2	1.0	0.2	5.4	5.0	11.5	12.5	15.5
1995	14.5	11.5	12.4	3.3	13.5	1.4	2.8	2.7	4.6	12.5	17.7	11.6	17.7
1996	14.2	15.5	12.5	9.0	3.0	4.0	3.2	4.0	14.2	13.9	18.4	19.1	19.1
1997	25.4	12.2	12.4	13.2	1.2	0.0	2.3	6.8	11.0	0.4	12.2	18.4	25.4
1998	22.4	19.2	19.2	5.4	0.0	1.2	0.0	1.2	1.2	11.1	4.0	9.3	22.4
1999	16.3	26.2	15.1	5.3	0.0	0.0	1.8	0.0	16.4	3.4	22.7	17.4	26.2
2000	23.8	34.2	16.6	3.2	10.2	8.0	12.0	3.8	3.5	5.0	5.0	17.7	34.2
2001	17.6	23.2	18.3	9.8	8.3	2.0	15.2	6.4	7.0	12.3	12.6	8.8	23.2
2002	19.4	15.3	31.0	11.2	6.7	2.2	12.4	7.2	10.4	5.2	13.2	17.4	31.0
2003	10.0	50.4	22.2	31.4	3.7	1.0	0.0	6.2	5.4	0.0	11.0	17.2	50.4
2004	40.3	14.8	9.1	3.0	3.3	3.2	8.2	5.7	6.0	13.0	7.2	17.3	40.3
2005	21.5	19.0	9.1	4.1	17.0	0.0	2.5	4.9	1.9	16.0	10.5	11.0	21.5
2006	32.3	15.8	16.8	7.6	6.5	2.1	2.3	6.2	12.5	18.5	13.7	16.0	32.3
2007	13.9	18.5	19.6	14.4	14.5	9.6	3.2	4.4	3.9	17.9	S/D	13.1	19.6
2008	15.0	23.0	12.7	6.0	13.3	2.7	0.0	3.0	7.3	5.0	9.7	16.8	23.0
2009	27.3	25.7	10.0	11.9	9.0	0.4	2.2	4.0	3.2	18.0	14.0	29.0	29.0
2010	18.7	17.1	9.9	12.7	3.3	0.0	2.1	2.9	7.6	7.4	5.7	18.0	18.7
2011	22.4	32.3	26.8	10.0	8.8	0.1	4.7	0.5	13.3	11.4	26.0	17.0	32.3
2012	15.1	19.7	15.6	20.3	27.6	7.2	9.5	1.3	16.8	13.2	19.3	24.8	27.6
MAX	40.3	50.4	31.0	31.4	27.6	9.6	15.2	7.2	16.8	18.5	26.0	29.0	50.4

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm)

ESTACION : CHONTACA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 3,497 m.s.n.m.  
TIPO : C-METEOROLOGICA PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°17'44"  
CODIGO : 010 DISTRITO : ACOCRO LONGITUD : 74°01'33"  
OPERADOR : GOB. REG. AYAC. CUENCA : RIO YUCAES REGISTRO : 1992-2012

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	12.0	40.0	16.0	18.4	9.6	5.8	0.0	2.1	8.5	8.0	13.0	18.0	40.0
1992	21.6	25.7	14.2	7.4	0.7	4.7	0.7	14.2	1.4	8.1	S/D	8.1	25.7
1993	20.3	10.8	17.6	24.3	6.1	4.1	16.2	12.2	13.5	8.8	17.6	18.9	24.3
1994	31.1	19.6	20.3	9.5	3.4	4.7	0.0	3.4	10.8	22.3	14.2	20.4	31.1
1995	26.8	25.0	30.7	10.0	4.3	2.2	3.1	2.3	3.0	22.7	19.9	18.9	30.7
1996	10.8	29.2	34.9	23.4	6.2	0.5	0.0	10.8	8.9	11.5	25.4	16.1	34.9
1997	26.8	26.9	17.6	11.0	4.2	0.0	1.6	12.8	11.1	17.8	17.8	18.9	26.9
1998	20.6	25.8	23.4	14.1	5.7	17.0	0.0	0.0	8.9	20.0	7.3	17.8	25.8
1999	15.4	17.6	18.5	11.9	5.1	0.7	1.4	S/D	13.2	10.0	20.6	20.0	20.6
2000	27.3	25.4	17.6	13.7	4.1	6.8	8.4	4.3	7.7	24.1	8.4	19.2	27.3
2001	27.0	13.4	21.8	12.2	20.3	13.1	14.1	15.1	16.1	17.1	18.1	19.1	27.0
2002	16.8	23.9	20.8	11.1	9.1	2.4	20.7	5.1	10.1	14.1	36.8	17.8	36.8
2003	12.6	31.6	20.1	7.3	5.1	0.1	0.0	14.8	4.6	11.8	26.8	18.4	31.6
2004	11.4	18.1	4.8	3.1	1.2	2.8	8.7	5.7	14.5	4.0	9.5	18.0	18.1
2005	24.2	18.0	13.3	4.5	0.0	0.0	4.7	1.1	7.1	11.4	7.6	19.6	24.2
2006	16.5	19.4	21.1	13.6	1.8	4.0	0.0	3.5	7.0	20.6	14.1	16.3	21.1
2007	8.2	17.5	30.5	14.8	2.0	1.2	10.0	2.2	2.5	16.5	11.2	19.7	30.5
2008	25.4	25.1	19.0	24.7	8.0	3.9	0.0	4.0	5.7	8.6	15.6	8.8	25.4
2009	12.1	21.9	27.5	16.4	9.2	0.0	5.6	3.5	3.2	7.0	13.3	15.6	27.5
2010	27.0	17.4	20.0	8.7	5.3	0.0	2.1	10.0	2.5	8.1	9.0	34.7	34.7
2011	19.0	38.3	16.0	18.4	9.6	5.8	4.0	2.1	8.5	8.0	23.3	14.2	38.3
2012	30.0	22.0	16.7	15.0	3.2	7.2	3.0	5.2	5.0	S/D	S/D	S/D	30.0
MAX.24h	31.1	40.0	34.9	24.7	20.3	17.0	20.7	15.1	16.1	24.1	36.8	34.7	40.0

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm)

ESTACION : TAMBILLO - SECCLA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 3,328 m.s.n.m.  
TIPO : CO-PRINCIPAL PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°13'06" S  
CODIGO : 002 DISTRITO : TAMBILLO LONGITUD : 74°06'22" W  
OPERADOR : GOBIERNO REGIONAL CUENCA : YUCAES REGISTRO : 1991-2012

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	21.2	35.3	24.4	17.5	3.1	11.1	10.0	15.5	12.7	12.8	14.0	14.0	35.3
1993	30.0	37.9	15.3	16.5	5.6	7.0	5.9	9.1	21.0	10.8	19.6	25.9	37.9
1994	21.4	27.4	52.2	25.2	2.1	4.5	10.0	6.0	5.3	7.8	16.1	18.2	52.2
1995	16.2	16.5	17.4	24.5	5.3	1.0	7.8	4.5	7.3	16.1	16.0	22.4	24.5
1996	21.7	15.4	28.3	14.1	7.0	1.4	0.3	8.1	12.2	17.9	8.5	14.4	28.3
1997	21.3	41.7	19.9	14.8	2.8	0.0	3.1	12.2	15.1	23.5	27.7	27.0	41.7
1998	31.2	24.9	21.4	18.5	2.1	8.4	0.0	0.6	16.8	13.4	7.6	15.1	31.2
1999	28.6	20.9	16.5	5.3	0.3	1.6	1.8	0.0	12.1	8.5	14.4	26.9	28.6
2000	15.1	41.5	16.4	5.2	20.8	9.8	16.6	1.3	3.4	16.0	7.3	14.8	41.5
2001	22.1	13.3	28.0	11.3	16.0	5.3	11.3	7.2	5.2	11.1	48.5	9.1	48.5
2002	17.2	28.1	41.1	12.5	6.6	1.8	13.3	5.5	13.9	8.5	12.0	23.8	41.1
2003	21.5	38.4	17.0	19.5	5.4	0.0	0.0	14.3	4.0	1.9	4.6	25.5	38.4
2004	12.2	27.9	14.5	6.3	5.6	2.4	15.8	5.5	14.2	15.3	22.4	25.2	27.9
2005	29.2	18.0	47.0	8.3	0.2	0.0	3.5	1.5	8.2	12.5	14.2	26.4	47.0
2006	21.5	13.5	20.2	18.2	1.5	1.5	0.0	6.7	3.8	20.5	8.0	10.2	21.5
2007	17.2	17.7	20.4	27.0	2.5	0.0	14.7	1.0	8.2	19.5	10.1	24.4	27.0
2008	14.7	17.7	17.6	3.5	4.6	2.0	0.0	0.9	8.1	6.8	9.6	18.3	18.3
2009	25.4	21.1	15.6	19.1	12.9	0.0	4.2	0.2	6.6	8.2	17.2	17.2	25.4
2010	25.5	13.0	19.9	7.1	5.2	0.0	0.0	7.5	6.3	14.2	7.8	20.1	25.5
2011	28.1	41.6	25.7	18.7	11.2	4.0	6.6	2.2	14.3	8.3	25.8	28.6	41.6
2012	28.4	26.4	25.1	17.9	1.7	10.1	0.6	2.9	S/D	S/D	S/D	S/D	28.4
MAX	31.2	41.7	52.2	27.0	20.8	11.1	16.6	15.5	21.0	23.5	48.5	28.6	52.2

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



### REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm )

ESTACION : SACHABAMBA      DISTRITO : CHIARA      LATITUD : 13°27'38,52" S  
CODIGO : 003      PROVINCIA : HUAMANGA      LONGITUD : 74°06'02,58" O  
OPERADOR : GOB. REGIONAL      REGION : AYACUCHO      ALTITUD : 3566 msnm

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1995	18.10	25.50	53.60	14.50	3.40	6.40	3.40	6.70	9.40	19.80	25.50	14.60	53.60
1996	38.50	23.20	20.10	26.90	9.90	0.00	0.80	1.50	5.40	13.40	13.30	20.50	38.50
1997	51.70	20.50	16.20	8.00	7.20	0.00	2.00	26.00	24.40	6.30	23.20	24.40	51.70
1998	28.10	28.10	29.20	18.40	0.00	16.30	0.00	4.00	10.70	9.90	18.80	16.50	29.20
1999	24.40	23.30	19.80	9.40	6.70	2.70	3.10	0.00	12.10	13.30	10.70	17.02	24.40
2000	26.00	26.00	23.99	10.05	7.64	12.86	9.51	11.26	10.72	9.92	10.32	26.00	26.00
2001	42.08	23.58	26.40	42.21	12.60	1.88	8.71	6.03	8.17	20.23	20.50	14.47	42.21
2002	24.79	30.82	21.71	18.09	5.36	4.15	12.06	10.10	8.17	21.17	80.00	66.20	80.00
2003	29.70	24.60	35.60	29.80	5.40	0.00	0.00	12.20	9.80	7.60	12.40	37.90	37.90
2004	22.60	29.60	17.00	13.00	8.40	5.60	4.80	10.40	16.90	5.20	12.60	24.00	29.60
2005	30.70	13.20	20.20	15.80	5.00	0.00	5.90	4.50	20.30	26.20	15.30	25.10	30.70
2006	36.30	22.50	28.30	16.30	0.00	6.00	0.00	8.50	9.20	22.60	16.80	16.80	36.30
2007	20.40	21.00	20.60	12.70	7.00	0.00	2.80	5.00	10.50	14.00	21.90	30.80	30.80
2008	35.64	56.68	34.30	16.35	4.42	6.83	7.91	4.56	18.63	21.71	13.40	11.93	56.68
2009	18.40	40.20	18.40	23.40	3.70	0.00	19.10	6.50	3.40	16.20	20.20	31.80	40.20
2010	40.60	20.60	22.20	25.40	7.20	0.00	0.00	10.00	24.70	24.10	9.40	43.60	43.60
MAX	51.70	56.68	53.60	42.21	12.60	16.30	19.10	26.00	24.70	26.20	80.00	66.20	80.00

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGIA



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm)

**ESTACION** : PAMPAS - MS      **REGION** : APURIMAC      **ALTITUD** : 2,032 m.s.n.m.  
**TIPO** : CLIMATICA ORD      **PROVINCIA** : CHINCHEROS      **LATITUD** : 73°49'29"  
**CODIGO** : 156217      **DISTRITO** : HUACCANA      **LONGITUD** : 13°26'12"  
**OPERADOR** : SENAMHI      **CUENCA** : RIO PAMPAS      **REGISTRO** : 1973-2012

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1973	15.0	17.5	25.0	10.0	9.0	0.0	2.0	10.0	12.1	18.4	21.3	25.0	25.0
1974	19.5	25.0	28.0	25.3	0.6	5.5	0.0	7.8	24.5	4.5	5.0	S/D	28.0
1975	10.6	19.0	20.6	0.0	6.2	3.9	0.0	2.6	3.1	3.3	7.5	13.2	20.6
1976	14.0	35.0	13.0	2.0	1.7	10.0	6.0	6.2	9.3	0.0	0.2	12.0	35.0
1977	10.1	11.8	30.0	2.0	0.0	0.0	5.1	0.0	12.0	6.0	12.0	21.3	30.0
1978	11.3	17.3	11.7	3.8	4.0	S/D	0.0	1.3	6.1	6.6	7.2	7.6	17.3
1979	4.1	12.0	12.4	6.3	2.1	1.1	1.4	1.3	S/D	S/D	S/D	S/D	12.4
1980	7.8	9.1	13.2	4.3	0.0	0.0	0.7	1.3	13.5	S/D	S/D	S/D	13.5
1981	S/D	S/D	26.9	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	26.9
2002	S/D	31.2	29.0	S/D	S/D	0.0	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	31.2
2003	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	6.2	3.8	3.7	19.5	S/D	19.5
2004	19.7	10.9	7.9	9.1	4.0	11.2	6.6	6.6	15.3	9.8	S/D	S/D	19.7
2005	10.5	19.8	9.9	10.8	0.0	0.0	2.7	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	19.8
2006	20.4	10.0	27.5	9.0	0.0	0.5	0.0	4.5	8.2	8.5	7.3	14.0	27.5
2007	15.0	24.0	20.0	12.0	0.0	0.0	S/D	0.0	0.0	16.8	24.0	14.2	24.0
2008	S/D	20.0	25.0	18.0	9.0	5.0	4.0	0.0	4.0	2.0	S/D	8.0	25.0
2009	17.0	20.0	16.0	26.0	6.0	0.0	8.0	0.0	0.0	12.0	26.0	16.2	26.0
2010	30.0	20.1	10.2	24.0	8.0	0.0	0.0	17.0	10.0	8.0	10.4	18.0	30.0
2011	20.0	S/D	6.2	0.0	31.0	0.0	0.0	6.0	5.0	S/D	23.2	12.2	31.0
2012	19.6	19.0	18.2	9.4	0.0	0.0	0.0	5.0	6.0	34.0	10.0	24.6	34.0
MAX.24hr	30.0	35.0	30.0	26.0	31.0	11.2	8.0	17.0	24.5	34.0	26.0	25.0	35.0

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



### REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm)

ESTACION : SAN MIGUEL      REGION : AYACUCHO      ALTITUD : 2,720 m.s.n.m.  
 TIPO : CLIMATOLOGICA      PROVINCIA : LA MAR      LATITUD : 13°01'01"  
 CODIGO : 000666      DISTRITO : SAN MIGUEL      LONGITUD : 73°59'01"  
 OPERADOR : SENAMHI      CUENCA : RIO CHOROBAMBA      REGISTRO : 1964-1981

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	10.1	19.5	16.5	9.5	14.0	0.0	0.0	0.5	9.5	9.5	17.6	10.0	19.5
1965	14.2	17.4	9.9	3.8	4.1	0.0	5.0	2.2	12.0	23.2	11.7	16.5	23.2
1966	20.0	38.0	15.3	3.5	23.8	0.0	4.0	0.0	1.0	34.7	14.2	10.2	38.0
1967	20.0	20.5	21.3	21.0	S/D	6.0	4.0	3.0	4.0	7.8	6.0	10.5	21.3
1968	20.3	15.5	14.5	5.0	2.2	1.0	12.5	7.0	3.8	12.0	17.8	29.0	29.0
1969	10.0	13.0	18.0	9.6	S/D	0.5	4.2	2.0	4.2	11.7	12.0	8.2	18.0
1970	33.2	13.2	16.0	15.0	0.0	6.5	0.0	0.0	11.4	9.0	16.4	15.6	33.2
1971	23.6	14.2	14.3	0.0	2.0	7.2	0.0	0.0	2.0	8.0	12.0	28.0	28.0
1972	19.0	14.2	16.4	0.0	6.2	2.8	11.0	5.2	6.8	9.0	12.7	10.4	19.0
1973	27.0	19.4	7.6	10.8	3.0	0.0	3.0	11.2	4.6	7.0	11.0	24.0	27.0
1974	17.6	16.0	31.7	4.2	0.0	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	10.0	9.5	31.7
1975	26.5	14.0	17.5	6.0	5.5	1.0	0.0	2.0	7.5	8.5	17.5	23.5	26.5
1976	13.5	24.7	22.5	8.6	5.6	10.5	0.0	1.0	6.5	2.0	4.0	4.0	24.7
1977	6.0	8.5	8.5	4.0	5.0	1.0	2.0	1.0	6.5	10.0	15.0	9.6	15.0
1978	9.2	9.8	8.2	5.8	3.4	6.8	4.8	4.8	5.0	20.8	9.1	5.8	20.8
1979	8.2	5.4	8.4	1.8	S/D	S/D	S/D	16.0	2.5	2.9	20.0	2.8	20.0
1980	S/D	3.0	23.6	6.5	S/D	9.8	3.8	2.5	5.4	6.4	3.7	S/D	23.6
1981	25.6	26.6	6.5	S/D	S/D	S/D	S/D	6.9	8.7	S/D	S/D	S/D	26.6
1982	31.5	26.6	7.3	S/D	12.0	S/D	S/D	6.9	8.7	S/D	S/D	S/D	31.5
1983	12.0	28.1	30.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	30.0
MAX.24hr	33.2	38.0	31.7	21.0	23.8	10.5	12.5	16.0	12.0	34.7	20.0	29.0	38.0

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



## REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : CHIARA-BELLAVISTA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 3,599 m.s.n.m.  
TIPO : CLIMATOLOGIA ORDINARIA PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°17'25,56"S  
CODIGO : 009 DISTRITO : CHIARA LONGITUD : 74°12'39,54"O  
OPERADOR : GOBIERNO REG. AYACUENCA : RIO HUATATAS REGISTRO : 1991-2010

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	S/D	26.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	26.0
1992	S/D	36.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	36.0
1993	S/D	25.0	26.4	20.4	9.2	4.0	4.0	6.6	16.5	15.2	31.0	16.5	31.0
1994	30.3	23.7	20.4	6.6	4.0	2.0	0.0	3.3	8.6	18.5	19.1	15.8	30.3
1995	22.4	15.8	18.5	7.8	3.3	2.5	2.9	5.4	11.7	12.4	20.4	8.6	22.4
1996	14.5	21.1	27.9	21.9	1.3	1.3	5.3	6.7	7.1	8.0	4.0	11.3	27.9
1997	21.1	23.7	12.0	10.3	2.6	1.3	0.0	10.3	8.6	8.6	14.6	18.1	23.7
1998	23.9	13.8	18.5	6.6	4.9	7.9	0.0	0.0	4.0	5.3	13.2	21.1	23.9
1999	18.7	23.3	24.4	11.2	4.2	4.0	6.6	0.0	12.5	10.8	17.8	17.9	24.4
2000	19.1	14.1	13.8	2.0	3.3	5.7	13.6	7.9	3.7	16.7	6.5	14.5	19.1
2001	38.0	20.3	21.5	15.8	12.4	3.0	6.2	7.9	3.4	15.0	14.5	11.9	38.0
2002	14.4	20.3	17.8	7.1	11.9	4.2	9.1	9.6	12.9	27.3	21.6	10.0	27.3
2003	8.3	30.2	28.5	23.5	6.0	0.0	0.7	10.2	6.1	3.9	23.5	15.0	30.2
2004	7.6	23.6	11.6	7.6	5.9	3.7	9.4	10.4	8.8	9.6	12.0	25.5	25.5
2005	23.3	15.9	19.4	18.6	7.3	0.0	2.9	8.4	8.2	19.6	17.8	27.3	27.3
2006	26.0	25.5	23.1	8.6	0.0	5.5	0.0	20.0	3.5	18.0	13.0	14.0	26.0
2007	17.5	22.0	20.6	3.8	3.6	0.0	1.3	0.0	2.0	11.9	6.4	15.2	22.0
2008	14.0	19.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	19.0
2009	19.0	35.0	26.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	35.0
2010	28.1	20.0	13.2	10.8	6.2	5.2	0.0	8.8	6.5	16.0	8.0	S/D	28.1
Max 24hr	38.0	36.0	28.5	23.5	12.4	7.9	13.6	20.0	16.5	27.3	31.0	27.3	38.0

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA



## REGISTRO DE PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)

ESTACION : HUANTA-GORE REGION : AYACUCHO ALTITUD : 2726 m.s.n.m.  
 TIPO : CO PROVINCIA : HUANTA LATITUD : 12°56'51" S  
 CODIGO : 026 DISTRITO : HUANTA LONGITUD : 74°14'00" W  
 OPERADOR : GOBIERNO REGIONAL CUENCA : RAZUHUILLCA-HUANT; REGISTRO : 1991-2011

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	13.0	19.0	19.0
1992	26.5	19.7	25.3	15.6	22.0	6.3	13.4	9.1	12.7	10.3	15.1	21.0	26.5
1993	30.0	31.7	24.5	27.7	22.0	6.3	9.3	8.7	11.4	11.7	20.7	19.1	31.7
1994	29.6	31.7	22.5	27.7	11.9	5.2	9.3	8.4	13.6	10.6	25.4	20.1	31.7
1995	27.7	51.6	22.9	20.7	17.6	4.8	10.4	8.1	10.8	11.3	26.7	20.2	51.6
1996	26.4	29.5	25.8	26.2	17.3	4.7	7.2	9.9	12.8	14.9	19.2	21.5	29.5
1997	30.6	38.7	21.3	27.7	26.5	3.2	5.2	10.0	9.2	12.3	23.8	19.5	38.7
1998	35.4	39.7	21.8	34.3	8.6	7.8	5.2	9.3	10.1	12.8	30.2	17.4	39.7
1999	28.8	39.7	24.4	42.6	22.0	6.3	13.4	8.9	3.9	10.8	15.1	21.2	42.6
2000	30.8	33.0	23.0	17.5	35.3	5.8	12.0	8.8	11.2	12.7	18.8	20.7	35.3
2001	21.0	22.0	24.0	18.7	15.2	26.0	12.0	11.7	10.0	5.5	12.1	11.4	26.0
2002	8.2	19.8	20.0	8.9	5.2	1.4	13.1	7.8	8.2	10.8	22.7	22.7	22.7
2003	21.1	26.1	29.1	12.1	4.0	2.1	0.0	7.8	8.0	7.8	10.1	32.5	32.5
2004	11.0	25.2	15.6	3.1	4.9	4.0	10.1	9.0	14.1	7.0	8.4	16.0	25.2
2005	17.1	25.1	55.1	8.0	5.1	0.0	4.0	0.0	1.1	10.1	13.1	16.1	55.1
2006	28.1	16.3	9.2	20.2	0.0	5.0	0.0	2.0	7.0	8.2	10.0	11.2	28.1
2007	18.4	16.0	24.7	4.0	4.1	0.0	4.0	1.0	2.0	25.0	11.1	18.0	25.0
2008	10.8	20.8	24.2	19.7	13.9	5.6	8.0	7.5	9.1	11.4	17.7	19.3	24.2
2009	23.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	23.4
2010	19.5	15.5	13.4	10.7	1.1	0.0	0.0	1.2	6.7	7.2	10.0	22.00	22.0
2011	22.6	20.4	9.1	8.7	3.0	0.2	0.8	0.2	6.5	8.2	12.7	17.1	22.6
2012	12.2	21.6	10.4	7.6	3.8	3.9	3.5	3.8	17.8	9.4	7.8	15.4	21.6
MAX	35.4	51.6	55.1	42.6	35.3	26.0	13.4	11.7	17.8	25.0	30.2	32.5	55.1

Fuente: PROYECTO ESPECIAL RIO CACHI - UNIDAD DE HIDROLOGÍA

**ANEXO N° 5. Tabla de resultados de la test de datos atípicos en la serie**

Anexo N° 5.1. Parámetros del test de datos dudosos, valores ko para la prueba de tatos atípicos

Tamaño de la Muestra	Ko	Tamaño de la Muestra	Ko	Tamaño de la Muestra	Ko	Tamaño de la Muestra	Ko
10	2.036	45	2.727	80	2.940	115	3.064
11	2.088	46	2.736	81	2.945	116	3.067
12	2.134	47	2.744	82	2.949	117	3.070
13	2.165	48	2.753	83	2.953	118	3.073
14	2.213	49	2.760	84	2.957	119	3.075
15	2.247	50	2.768	85	2.961	120	3.078
16	2.279	51	2.775	86	2.966	121	3.081
17	2.309	52	2.783	87	2.970	122	3.083
18	2.335	53	2.790	88	2.973	123	3.086
19	2.361	54	2.798	89	2.977	124	3.089
20	2.385	55	2.804	90	2.981	125	3.092
21	2.408	56	2.811	91	2.984	126	3.095
22	2.429	57	2.818	92	2.989	127	3.097
23	2.448	58	2.824	93	2.993	128	3.100
24	2.467	59	2.831	94	2.996	129	3.102
25	2.487	60	2.837	95	3.000	130	3.104
26	2.502	61	2.842	96	3.003	131	3.107
27	2.510	62	2.849	97	3.006	132	3.109
28	2.534	63	2.854	98	3.011	133	3.112
29	2.549	64	2.860	99	3.014	134	3.114
30	2.563	65	2.866	100	3.017	135	3.116
31	2.577	66	2.871	101	3.021	136	3.119
32	2.591	67	2.877	102	3.024	137	3.122
33	2.604	68	2.883	103	3.027	138	3.124
34	2.616	69	2.888	104	3.030	139	3.126
35	2.628	70	2.893	105	3.033	140	3.129
36	2.639	71	2.897	106	3.037	141	3.131
37	2.650	72	2.903	107	3.040	142	3.133
38	2.661	73	2.908	108	3.043	143	3.135
39	2.671	74	2.912	109	3.046	144	3.138
40	2.682	75	2.917	110	3.049	145	3.140
41	2.692	76	2.922	111	3.052	146	3.142
42	2.700	77	2.927	112	3.055	147	3.144
43	2.710	78	2.931	113	3.058	148	3.146
44	2.720	79	2.935	114	3.061	149	3.148

Anexo N° 5.2. Resultado de la test de datos dudosos de la estación Huamanga

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < L_n < Y_s$
1	19.50	1991	2.97	Verificado
2	19.50	1992	2.97	Verificado
3	40.50	1993	3.70	Verificado
4	23.50	1994	3.16	Verificado
5	42.00	1995	3.74	Verificado
6	29.00	1996	3.37	Verificado
7	23.20	1997	3.14	Verificado
8	27.30	1998	3.31	Verificado
9	24.80	1999	3.21	Verificado
10	35.20	2000	3.56	Verificado
11	23.30	2001	3.15	Verificado
12	27.60	2002	3.32	Verificado
13	16.70	2003	2.82	Verificado
14	14.60	2004	2.68	Verificado
15	29.00	2005	3.37	Verificado
16	24.00	2006	3.18	Verificado
17	23.50	2007	3.16	Verificado
18	31.50	2008	3.45	Verificado
19	29.60	2009	3.39	Verificado
20	24.50	2010	3.20	Verificado
21	46.70	2011	3.84	Verificado
22	24.70	2012	3.21	Verificado
<b>Promedio</b>	27.28	<b>Media Ln</b>	3.27	
<b>Desv. Est</b>	8.01	<b>Desvió Ln</b>	0.28	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	3.958	
		<b>Lim Inferior</b>	2.577	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.3. Resultado de la test de datos dudosos de la estación Quinua

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	21.90	1991	3.09	Verificado
2	16.20	1992	2.80	Verificado
3	37.30	1993	3.62	Verificado
4	36.70	1994	3.60	Verificado
5	35.20	1995	3.56	Verificado
6	29.70	1996	3.39	Verificado
7	37.80	1997	3.63	Verificado
8	43.60	1998	3.78	Verificado
9	28.40	1999	3.35	Verificado
10	26.70	2000	3.28	Verificado
11	28.70	2001	3.36	Verificado
12	27.00	2002	3.30	Verificado
13	32.40	2003	3.48	Verificado
14	23.00	2004	3.14	Verificado
15	32.70	2005	3.49	Verificado
16	21.10	2006	3.05	Verificado
17	33.20	2007	3.50	Verificado
18	24.60	2008	3.20	Verificado
19	46.80	2009	3.85	Verificado
20	28.50	2010	3.35	Verificado
21	32.10	2011	3.47	Verificado
22	28.70	2012	3.36	Verificado
<b>Promedio</b>	30.56	<b>Media Ln</b>	3.39	
<b>Desv. Est</b>	7.29	<b>Desvió Ln</b>	0.25	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	3.988	
		<b>Lim Inferior</b>	2.796	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.4 Resultado de la test de datos dudosos de la estación Wayllapampa

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < L_n < Y_s$
1	19.10	1991	2.95	Verificado
2	18.40	1992	2.91	Verificado
3	14.20	1993	2.65	Verificado
4	15.50	1994	2.74	Verificado
5	17.70	1995	2.87	Verificado
6	19.10	1996	2.95	Verificado
7	25.40	1997	3.23	Verificado
8	22.40	1998	3.11	Verificado
9	26.20	1999	3.27	Verificado
10	34.20	2000	3.53	Verificado
11	23.20	2001	3.14	Verificado
12	31.00	2002	3.43	Verificado
13	50.40	2003	3.92	Verificado
14	40.30	2004	3.70	Verificado
15	21.50	2005	3.07	Verificado
16	32.30	2006	3.48	Verificado
17	19.60	2007	2.98	Verificado
18	23.00	2008	3.14	Verificado
19	29.00	2009	3.37	Verificado
20	18.70	2010	2.93	Verificado
21	32.30	2011	3.48	Verificado
22	27.60	2012	3.32	Verificado
<b>Promedio</b>	25.50	<b>Media Ln</b>	3.19	
<b>Desv. Est</b>	8.71	<b>Desvió Ln</b>	0.32	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	3.958	
		<b>Lim Inferior</b>	2.420	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atípico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atípico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.5. Resultado de la test de datos dudosos de la estación Chontaca

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	40.00	1991	3.69	Verificado
2	25.70	1992	3.25	Verificado
3	24.30	1993	3.19	Verificado
4	31.10	1994	3.44	Verificado
5	30.70	1995	3.42	Verificado
6	34.90	1996	3.55	Verificado
7	26.90	1997	3.29	Verificado
8	25.80	1998	3.25	Verificado
9	20.60	1999	3.03	Verificado
10	27.31	2000	3.31	Verificado
11	27.04	2001	3.30	Verificado
12	36.77	2002	3.60	Verificado
13	31.60	2003	3.45	Verificado
14	18.10	2004	2.90	Verificado
15	24.20	2005	3.19	Verificado
16	21.10	2006	3.05	Verificado
17	30.50	2007	3.42	Verificado
18	25.40	2008	3.23	Verificado
19	27.50	2009	3.31	Verificado
20	34.70	2010	3.55	Verificado
21	38.30	2011	3.65	Verificado
22	30.00	2012	3.40	Verificado
<b>Promedio</b>	28.75	<b>Media Ln</b>	3.34	
<b>Desv. Est</b>	5.76	<b>Desvió Ln</b>	0.20	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	3.834	
		<b>Lim Inferior</b>	2.844	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.6. Resultado de la test de datos dudosos de la estación Tambillo

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < L_n < Y_s$
1	30.00	1991	3.40	Verificado
2	35.30	1992	3.56	Verificado
3	37.90	1993	3.63	Verificado
4	52.20	1994	3.96	Verificado
5	24.50	1995	3.20	Verificado
6	28.30	1996	3.34	Verificado
7	41.70	1997	3.73	Verificado
8	31.20	1998	3.44	Verificado
9	28.60	1999	3.35	Verificado
10	41.47	2000	3.72	Verificado
11	48.49	2001	3.88	Verificado
12	41.08	2002	3.72	Verificado
13	38.40	2003	3.65	Verificado
14	27.90	2004	3.33	Verificado
15	47.00	2005	3.85	Verificado
16	21.50	2006	3.07	Verificado
17	27.04	2007	3.30	Verificado
18	18.33	2008	2.91	Verificado
19	25.40	2009	3.23	Verificado
20	25.50	2010	3.24	Verificado
21	41.60	2011	3.73	Verificado
22	28.40	2012	3.35	Verificado
<b>Promedio</b>	33.72	<b>Media Ln</b>	3.48	
<b>Desv. Est</b>	9.28	<b>Desvió Ln</b>	0.28	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	4.159	
		<b>Lim Inferior</b>	2.804	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.7 Resultado de la test de datos dudosos de la estación Sachabamba

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < L_n < Y_s$
1	53.60	1995	3.98	Verificado
2	38.50	1996	3.65	Verificado
3	51.70	1997	3.95	Verificado
4	29.20	1998	3.37	Verificado
5	24.40	1999	3.19	Verificado
6	26.00	2000	3.26	Verificado
7	42.21	2001	3.74	Verificado
8	80.00	2002	4.36	Verificado
9	37.90	2003	3.63	Verificado
10	29.60	2004	3.39	Verificado
11	30.70	2005	3.42	Verificado
12	36.30	2006	3.59	Verificado
13	30.80	2007	3.43	Verificado
14	56.68	2008	4.04	Verificado
15	40.20	2009	3.69	Verificado
16	43.60	2010	3.78	Verificado
<b>Promedio</b>	40.71	<b>Media Ln</b>	3.65	
<b>Desv. Est</b>	14.30	<b>Desvió Ln</b>	0.31	
		<b>Ko</b>	2.279	
		<b>Lim Superior</b>	4.373	
		<b>Lim Inferior</b>	2.937	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.8. Resultado de la test de datos dudosos de la estación Pampas

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	25.00	1973	3.22	Verificado
2	28.00	1974	3.33	Verificado
3	20.60	1975	3.03	Verificado
4	35.00	1976	3.56	Verificado
5	30.00	1977	3.40	Verificado
6	17.30	1978	2.85	Verificado
7	12.40	1979	2.52	Verificado
8	13.50	1980	2.60	Verificado
9	26.90	1981	3.29	Verificado
10	31.20	2002	3.44	Verificado
11	19.50	2003	2.97	Verificado
12	19.70	2004	2.98	Verificado
13	19.80	2005	2.99	Verificado
14	27.50	2006	3.31	Verificado
15	24.00	2007	3.18	Verificado
16	25.00	2008	3.22	Verificado
17	26.00	2009	3.26	Verificado
18	30.00	2010	3.40	Verificado
19	31.00	2011	3.43	Verificado
20	34.00	2012	3.53	Verificado
<b>Promedio</b>	24.82	<b>Media Ln</b>	3.18	
<b>Desv. Est</b>	6.41	<b>Desvió Ln</b>	0.29	
		<b>Ko</b>	2.385	
		<b>Lim Superior</b>	3.863	
		<b>Lim Inferior</b>	2.488	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.9. Resultado de la test de datos dudosos de la estación San Miguel

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	19.50	1964	2.97	Verificado
2	23.20	1965	3.14	Verificado
3	38.00	1966	3.64	Verificado
4	21.30	1967	3.06	Verificado
5	29.00	1968	3.37	Verificado
6	18.00	1969	2.89	Verificado
7	33.20	1970	3.50	Verificado
8	28.00	1971	3.33	Verificado
9	19.00	1972	2.94	Verificado
10	27.00	1973	3.30	Verificado
11	31.70	1974	3.46	Verificado
12	26.50	1975	3.28	Verificado
13	24.70	1976	3.21	Verificado
14	15.00	1977	2.71	Verificado
15	20.80	1978	3.03	Verificado
16	20.00	1979	3.00	Verificado
17	23.60	1980	3.16	Verificado
18	26.60	1981	3.28	Verificado
19	31.50	1982	3.45	Verificado
20	30.00	1983	3.40	Verificado
<b>Promedio</b>	25.33	<b>Media Ln</b>	3.21	
<b>Desv. Est</b>	5.88	<b>Desvió Ln</b>	0.24	
		<b>Ko</b>	2.385	
		<b>Lim Superior</b>	3.771	
		<b>Lim Inferior</b>	2.640	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianos,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra del anexo N° 5.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

Anexo N° 5.10. Resultado de la test de datos dudosos de resumen de estaciones

N	Prec. Max diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	40.00	1991	3.69	Verificado
2	36.00	1992	3.58	Verificado
3	40.50	1993	3.70	Verificado
4	52.20	1994	3.96	Verificado
5	53.60	1995	3.98	Verificado
6	38.50	1996	3.65	Verificado
7	51.70	1997	3.95	Verificado
8	43.60	1998	3.78	Verificado
9	42.60	1999	3.75	Verificado
10	41.50	2000	3.73	Verificado
11	48.50	2001	3.88	Verificado
12	80.00	2002	4.25	Verificado
13	50.40	2003	3.92	Verificado
14	40.30	2004	3.70	Verificado
15	55.10	2005	4.01	Verificado
16	36.30	2006	3.59	Verificado
17	33.20	2007	3.50	Verificado
18	56.70	2008	4.04	Verificado
19	46.80	2009	3.85	Verificado
20	43.60	2010	3.78	Verificado
21	46.70	2011	3.84	Verificado
22	34.00	2012	3.53	Verificado
<b>Promedio</b>	45.99	<b>Media Ln</b>	3.80	
<b>Desv. Est</b>	10.26	<b>Desvió Ln</b>	0.19	
		<b>Ko</b>	2.429	
		<b>Lim Superior</b>	4.253	
		<b>Lim Inferior</b>	3.351	

La ecuacion para establecer el metodo para detectar los datos atipicos altos y bajos se expresa en:

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y$$

Donde  $Y_a$  y  $Y_b$  es el umbral de dato atipico alto o bajo, en unidades logaritmicas neperianas,  $K_o$  es un valor que depende del tamaño de la muestra de la tabla N° 4.1. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que el limite superior entonces se considera como dato atipico, analogamente en el caso de ser menores que el limite inferior seran tomados como datos atipicos.

**ANEXO N° 6. Tabla de resultados del análisis estadístico y prueba de ajuste de la Precipitación máxima en 24 horas mediante el programa Hidroesta**

Anexo N° 6.1. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Huamanga.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.6	0.0435	0.0138	0.0163	0.0296
2	16.7	0.0870	0.0470	0.0519	0.0399
3	19.5	0.1304	0.1419	0.1487	0.0115
4	19.5	0.1739	0.1419	0.1487	0.0320
5	23.2	0.2174	0.3398	0.3444	0.1224
6	23.3	0.2609	0.3456	0.3502	0.0848
7	23.5	0.3043	0.3574	0.3617	0.0531
8	23.5	0.3478	0.3574	0.3617	0.0096
9	24.0	0.3913	0.3869	0.3906	0.0045
10	24.5	0.4348	0.4162	0.4193	0.0186
11	24.7	0.4783	0.4278	0.4308	0.0504
12	24.8	0.5217	0.4337	0.4364	0.0881
13	27.3	0.5652	0.5713	0.5713	0.0061
14	27.6	0.6087	0.5865	0.5862	0.0222
15	29.0	0.6522	0.6529	0.6514	0.0007
16	29.0	0.6957	0.6529	0.6514	0.0428
17	29.6	0.7391	0.6789	0.6770	0.0603
18	31.5	0.7826	0.7515	0.7487	0.0311
19	35.2	0.8261	0.8539	0.8505	0.0278
20	40.5	0.8696	0.9346	0.9320	0.0651
21	42.0	0.9130	0.9482	0.9459	0.0352
22	46.7	0.9565	0.9753	0.9738	0.0187

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1224, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 23.6778

Parámetro de escala (alfa)= 6.2437

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 23.6066

Parámetro de escala (alfal)= 6.3672

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 52.40 mm

Anexo N° 6.2. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Quinua.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.2	0.0435	0.0009	0.0022	0.0426
2	21.1	0.0870	0.0515	0.0662	0.0354
3	21.9	0.1304	0.0760	0.0929	0.0544
4	23.0	0.1739	0.1197	0.1384	0.0543
5	24.6	0.2174	0.2015	0.2198	0.0159
6	26.7	0.2609	0.3305	0.3437	0.0696
7	27.0	0.3043	0.3498	0.3621	0.0455
8	28.4	0.3478	0.4400	0.4473	0.0922
9	28.5	0.3913	0.4464	0.4533	0.0551
10	28.7	0.4348	0.4590	0.4652	0.0242
11	28.7	0.4783	0.4590	0.4652	0.0193
12	29.7	0.5217	0.5204	0.5232	0.0013
13	32.1	0.5652	0.6517	0.6477	0.0865
14	32.4	0.6087	0.6662	0.6615	0.0575
15	32.7	0.6522	0.6803	0.6750	0.0281
16	33.2	0.6957	0.7027	0.6965	0.0071
17	35.2	0.7391	0.7803	0.7717	0.0411
18	36.7	0.7826	0.8265	0.8172	0.0439
19	37.3	0.8261	0.8424	0.8331	0.0163
20	37.8	0.8696	0.8547	0.8453	0.0149
21	43.6	0.9130	0.9450	0.9381	0.0319
22	46.8	0.9565	0.9683	0.9632	0.0118

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0922, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 27.2787

Parámetro de escala (alfa)= 5.6831

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 27.0942

Parámetro de escala (alfal)= 6.0028

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 53.42 mm

Anexo N° 6.3. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Wayllapampa.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.2	0.0435	0.0515	0.0552	0.0080
2	15.5	0.0870	0.0864	0.0908	0.0006
3	17.7	0.1304	0.1701	0.1749	0.0396
4	18.4	0.1739	0.2023	0.2070	0.0284
5	18.7	0.2174	0.2168	0.2214	0.0006
6	19.1	0.2609	0.2366	0.2411	0.0243
7	19.1	0.3043	0.2366	0.2411	0.0678
8	19.6	0.3478	0.2621	0.2663	0.0858
9	21.5	0.3913	0.3633	0.3664	0.0280
10	22.4	0.4348	0.4120	0.4143	0.0228
11	23.0	0.4783	0.4441	0.4459	0.0342
12	23.2	0.5217	0.4546	0.4563	0.0671
13	25.4	0.5652	0.5654	0.5655	0.0002
14	26.2	0.6087	0.6024	0.6020	0.0063
15	27.6	0.6522	0.6620	0.6609	0.0099
16	29.0	0.6957	0.7149	0.7132	0.0193
17	31.0	0.7391	0.7788	0.7766	0.0397
18	32.3	0.7826	0.8135	0.8111	0.0309
19	32.3	0.8261	0.8135	0.8111	0.0126
20	34.2	0.8696	0.8555	0.8531	0.0141
21	40.3	0.9130	0.9384	0.9366	0.0254
22	50.4	0.9565	0.9857	0.9850	0.0292

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0858, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 21.5839

Parámetro de escala (alfa)= 6.7923

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 21.5285

Parámetro de escala (alfal)= 6.8884

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 52.83 mm

Anexo N° 6.4. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Chontaca.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.1	0.0435	0.0024	0.0057	0.0411
2	20.6	0.0870	0.0318	0.0466	0.0552
3	21.1	0.1304	0.0457	0.0631	0.0848
4	24.2	0.1739	0.2129	0.2349	0.0390
5	24.3	0.2174	0.2203	0.2420	0.0029
6	25.4	0.2609	0.3060	0.3236	0.0451
7	25.7	0.3043	0.3303	0.3465	0.0260
8	25.8	0.3478	0.3385	0.3541	0.0093
9	26.9	0.3913	0.4284	0.4380	0.0370
10	27.0	0.4348	0.4364	0.4455	0.0016
11	27.3	0.4783	0.4605	0.4679	0.0178
12	27.5	0.5217	0.4763	0.4826	0.0455
13	30.0	0.5652	0.6538	0.6487	0.0886
14	30.5	0.6087	0.6837	0.6771	0.0750
15	30.7	0.6522	0.6951	0.6880	0.0430
16	31.1	0.6957	0.7170	0.7089	0.0214
17	31.6	0.7391	0.7426	0.7334	0.0035
18	34.7	0.7826	0.8614	0.8500	0.0788
19	34.9	0.8261	0.8670	0.8556	0.0410
20	36.8	0.8696	0.9108	0.9004	0.0412
21	38.3	0.9130	0.9353	0.9261	0.0222
22	40.0	0.9565	0.9552	0.9475	0.0013

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0886, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 26.1588

Parámetro de escala (alfa)= 4.4891

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 25.9794

Parámetro de escala (alfal)= 4.7999

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 46.81

Anexo N° 6.5. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Sachabamba.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.4	0.0588	0.0884	0.0894	0.0296
2	26.0	0.1176	0.1223	0.1233	0.0046
3	29.2	0.1765	0.2066	0.2076	0.0301
4	29.6	0.2353	0.2184	0.2194	0.0169
5	30.7	0.2941	0.2520	0.2529	0.0422
6	30.8	0.3529	0.2551	0.2560	0.0979
7	36.3	0.4118	0.4343	0.4347	0.0225
8	37.9	0.4706	0.4855	0.4858	0.0149
9	38.5	0.5294	0.5042	0.5044	0.0252
10	40.2	0.5882	0.5555	0.5556	0.0327
11	42.2	0.6471	0.6118	0.6117	0.0352
12	43.6	0.7059	0.6483	0.6481	0.0575
13	51.7	0.7647	0.8110	0.8105	0.0463
14	53.6	0.8235	0.8380	0.8375	0.0145
15	56.7	0.8824	0.8748	0.8743	0.0076
16	80.0	0.9412	0.9836	0.9834	0.0424

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0979, es menor que el delta tabular 0.3400. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 34.2781

Parámetro de escala (alfa)= 11.1474

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 34.2587

Parámetro de escala (alfal)= 11.1809

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 85.56 mm

Anexo N° 6.6. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación Pampas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	12.4	0.0476	0.0012	0.0035	0.0464
2	13.5	0.0952	0.0045	0.0100	0.0908
3	17.3	0.1429	0.0798	0.1031	0.0630
4	19.5	0.1905	0.1964	0.2211	0.0059
5	19.7	0.2381	0.2093	0.2336	0.0288
6	19.8	0.2857	0.2159	0.2399	0.0698
7	20.6	0.3333	0.2708	0.2922	0.0625
8	24.0	0.3810	0.5160	0.5200	0.1351
9	25.0	0.4286	0.5818	0.5810	0.1532
10	25.0	0.4762	0.5818	0.5810	0.1056
11	26.0	0.5238	0.6419	0.6371	0.1180
12	26.9	0.5714	0.6905	0.6829	0.1191
13	27.5	0.6190	0.7201	0.7109	0.1010
14	28.0	0.6667	0.7429	0.7328	0.0763
15	30.0	0.7143	0.8194	0.8071	0.1051
16	30.0	0.7619	0.8194	0.8071	0.0575
17	31.0	0.8095	0.8496	0.8369	0.0400
18	31.2	0.8571	0.8550	0.8424	0.0021
19	34.0	0.9048	0.9144	0.9031	0.0097
20	35.0	0.9524	0.9294	0.9189	0.0230

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1532, es menor que el delta tabular 0.3041. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 21.9351

Parámetro de escala (alfa)= 4.9979

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 21.7147

Parámetro de escala (alfal)= 5.3797

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 44.93

Anexo N° 6.7. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Gumbel, estación San Miguel.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.0	0.0476	0.0048	0.0108	0.0428
2	18.0	0.0952	0.0623	0.0846	0.0329
3	19.0	0.1429	0.1073	0.1329	0.0356
4	19.5	0.1905	0.1351	0.1613	0.0554
5	20.0	0.2381	0.1661	0.1922	0.0720
6	20.8	0.2857	0.2213	0.2458	0.0644
7	21.3	0.3333	0.2586	0.2813	0.0747
8	23.2	0.3810	0.4090	0.4214	0.0281
9	23.6	0.4286	0.4407	0.4506	0.0121
10	24.7	0.4762	0.5248	0.5282	0.0486
11	26.5	0.5238	0.6469	0.6416	0.1231
12	26.6	0.5714	0.6530	0.6474	0.0815
13	27.0	0.6190	0.6766	0.6696	0.0576
14	28.0	0.6667	0.7304	0.7205	0.0637
15	29.0	0.7143	0.7767	0.7650	0.0624
16	30.0	0.7619	0.8161	0.8035	0.0542
17	31.5	0.8095	0.8637	0.8507	0.0542
18	31.7	0.8571	0.8691	0.8562	0.0119
19	33.3	0.9048	0.9057	0.8937	0.0010
20	38.0	0.9524	0.9651	0.9574	0.0127

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1231, es menor que el delta tabular 0.3041. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 22.6856

Parámetro de escala (alfa)= 4.59

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 22.4771

Parámetro de escala (alfal)= 4.9511

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 43.80

Anexo N° 6.8. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Quinua.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.2	0.0435	0.0000	0.0014	0.0435
2	21.1	0.0870	0.0000	0.0720	0.0870
3	21.9	0.1304	0.0000	0.1010	0.1304
4	23.0	0.1739	0.0000	0.1493	0.1739
5	24.6	0.2174	0.0000	0.2331	0.2174
6	26.7	0.2609	0.0000	0.3559	0.2609
7	27.0	0.3043	0.0000	0.3737	0.3043
8	28.4	0.3478	0.0000	0.4558	0.3478
9	28.5	0.3913	0.0000	0.4615	0.3913
10	28.7	0.4348	0.0000	0.4728	0.4348
11	28.7	0.4783	0.0000	0.4728	0.4783
12	29.7	0.5217	0.0000	0.5280	0.5217
13	32.1	0.5652	0.0000	0.6460	0.5652
14	32.4	0.6087	0.0000	0.6591	0.6087
15	32.7	0.6522	0.0000	0.6719	0.6522
16	33.2	0.6957	0.0000	0.6923	0.6957
17	35.2	0.7391	0.0000	0.7641	0.7391
18	36.7	0.7826	0.0000	0.8080	0.7826
19	37.3	0.8261	0.0000	0.8234	0.8261
20	37.8	0.8696	0.0000	0.8353	0.8696
21	43.6	0.9130	0.0000	0.9283	0.9130
22	46.8	0.9565	0.0000	0.9549	0.9565

Ajuste con momentos ordinarios:

Los parámetros:  $X_0$ , gamma y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 4.5324

Parámetro de forma (gamma)= 21.3949

Parámetro de escala (beta)= -0.0533

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 2.2321

Parámetro de forma (gamma<sub>l</sub>)= 21.5683

Parámetro de escala (beta<sub>l</sub>)= 0.0538

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de años, no se ajustan

Anexo N° 6.9. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Wayllapampa.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.2	0.0435	0.0288	0.0271	0.0147
2	15.5	0.0870	0.0635	0.0644	0.0235
3	17.7	0.1304	0.1573	0.1651	0.0269
4	18.4	0.1739	0.1944	0.2042	0.0205
5	18.7	0.2174	0.2110	0.2215	0.0063
6	19.1	0.2609	0.2338	0.2451	0.0271
7	19.1	0.3043	0.2338	0.2451	0.0706
8	19.6	0.3478	0.2628	0.2750	0.0850
9	21.5	0.3913	0.3757	0.3891	0.0156
10	22.4	0.4348	0.4283	0.4410	0.0065
11	23.0	0.4783	0.4623	0.4744	0.0159
12	23.2	0.5217	0.4734	0.4852	0.0483
13	25.4	0.5652	0.5866	0.5944	0.0214
14	26.2	0.6087	0.6232	0.6293	0.0145
15	27.6	0.6522	0.6810	0.6842	0.0288
16	29.0	0.6957	0.7310	0.7315	0.0353
17	31.0	0.7391	0.7902	0.7875	0.0511
18	32.3	0.7826	0.8219	0.8175	0.0393
19	32.3	0.8261	0.8219	0.8175	0.0042
20	34.2	0.8696	0.8599	0.8538	0.0097
21	40.3	0.9130	0.9349	0.9272	0.0219
22	50.4	0.9565	0.9806	0.9751	0.0241

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.08501, es menor que el delta tabular 0.29. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 1.8043

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 19.1073

Parámetro de escala ( $\beta$ )= 0.0725

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 2.1128

Parámetro de forma ( $\gamma_{ml}$ )= 10.8071

Parámetro de escala ( $\beta_{ml}$ )= 0.0996

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 56.25 mm

Anexo N° 6.10. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Chontaca.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.1	0.0435	0.0000	0.0116	0.0435
2	20.6	0.0870	0.0000	0.0598	0.0870
3	21.1	0.1304	0.0000	0.0767	0.1304
4	24.2	0.1739	0.0000	0.2368	0.1739
5	24.3	0.2174	0.0000	0.2433	0.2174
6	25.4	0.2609	0.0000	0.3177	0.2609
7	25.7	0.3043	0.0000	0.3387	0.3043
8	25.8	0.3478	0.0000	0.3458	0.3478
9	26.9	0.3913	0.0000	0.4239	0.3913
10	27.0	0.4348	0.0000	0.4310	0.4348
11	27.3	0.4783	0.0000	0.4521	0.4783
12	27.5	0.5217	0.0000	0.4661	0.5217
13	30.0	0.5652	0.0000	0.6291	0.5652
14	30.5	0.6087	0.0000	0.6579	0.6087
15	30.7	0.6522	0.0000	0.6691	0.6522
16	31.1	0.6957	0.0000	0.6906	0.6957
17	31.6	0.7391	0.0000	0.7161	0.7391
18	34.7	0.7826	0.0000	0.8407	0.7826
19	34.9	0.8261	0.0000	0.8469	0.8261
20	36.8	0.8696	0.0000	0.8959	0.8696
21	38.3	0.9130	0.0000	0.9242	0.9130
22	40.0	0.9565	0.0000	0.9476	0.9565

Ajuste con momentos ordinarios:

Los parámetros:  $X_0$ , gamma y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 5.0247

Parámetro de forma (gamma)= 68.3316

Parámetro de escala (beta)= -0.0247

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 1.35

Parámetro de forma (gamma<sub>l</sub>)= 90.9139

Parámetro de escala (beta<sub>l</sub>)= 0.0219

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de años, no se ajustan.

Anexo N° 6.11. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Sachabamba.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.4	0.0588	0.0489	0.0492	0.0099
2	26.0	0.1176	0.0865	0.0906	0.0311
3	29.2	0.1765	0.1898	0.2018	0.0134
4	29.6	0.2353	0.2046	0.2173	0.0307
5	30.7	0.2941	0.2462	0.2606	0.0479
6	30.8	0.3529	0.2501	0.2645	0.1029
7	36.3	0.4118	0.4601	0.4740	0.0484
8	37.9	0.4706	0.5156	0.5275	0.0450
9	38.5	0.5294	0.5354	0.5465	0.0060
10	40.2	0.5882	0.5882	0.5967	0.0001
11	42.2	0.6471	0.6439	0.6495	0.0031
12	43.6	0.7059	0.6790	0.6825	0.0269
13	51.7	0.7647	0.8257	0.8206	0.0610
14	53.6	0.8235	0.8490	0.8427	0.0255
15	56.7	0.8824	0.8803	0.8727	0.0021
16	80.0	0.9412	0.9765	0.9701	0.0353

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.10285, es menor que el delta tabular 0.34. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 2.6604

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 9.7966

Parámetro de escala ( $\beta$ )= 0.1017

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 2.8286

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 6.234

Parámetro de escala ( $\beta$ )= 0.1328

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 93.77 mm

Anexo N° 6.12. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación Pampas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	12.4	0.0476	0.0000	0.0000	0.0476
2	13.5	0.0952	0.0000	0.0000	0.0952
3	17.3	0.1429	0.0000	0.0000	0.1429
4	19.5	0.1905	0.0000	0.0000	0.1905
5	19.7	0.2381	0.0000	0.0000	0.2381
6	19.8	0.2857	0.0000	0.0000	0.2857
7	20.6	0.3333	0.0000	0.0000	0.3333
8	24.0	0.3810	0.0000	0.0000	0.3810
9	25.0	0.4286	0.0000	0.0000	0.4286
10	25.0	0.4762	0.0000	0.0000	0.4762
11	26.0	0.5238	0.0000	0.0000	0.5238
12	26.9	0.5714	0.0000	0.0000	0.5714
13	27.5	0.6190	0.0000	0.0000	0.6190
14	28.0	0.6667	0.0000	0.0000	0.6667
15	30.0	0.7143	0.0000	0.0000	0.7143
16	30.0	0.7619	0.0000	0.0000	0.7619
17	31.0	0.8095	0.0000	0.0000	0.8095
18	31.2	0.8571	0.0000	0.0000	0.8571
19	34.0	0.9048	0.0000	0.0000	0.9048
20	35.0	0.9524	0.0000	0.0000	0.9524

Ajuste con momentos ordinarios:

Los parámetros:  $X_0$ , gamma y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 3.8207

Parámetro de forma (gamma)= 5.0133

Parámetro de escala (beta)= -0.1288

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 2.6994

Parámetro de forma (gamma<sub>l</sub>)= 2.468

Parámetro de escala (beta<sub>l</sub>)= 0.1928

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de años, no se ajustan

Anexo N° 6.13. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Pearson tipo III, estación San Miguel.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.0	0.0476	0.0000	0.0127	0.0476
2	18.0	0.0952	0.0000	0.0923	0.0952
3	19.0	0.1429	0.0000	0.1411	0.1429
4	19.5	0.1905	0.0000	0.1693	0.1905
5	20.0	0.2381	0.0000	0.1996	0.2381
6	20.8	0.2857	0.0000	0.2517	0.2857
7	21.3	0.3333	0.0000	0.2858	0.3333
8	23.2	0.3810	0.0000	0.4199	0.3810
9	23.6	0.4286	0.0000	0.4478	0.4286
10	24.7	0.4762	0.0000	0.5222	0.4762
11	26.5	0.5238	0.0000	0.6320	0.5238
12	26.6	0.5714	0.0000	0.6376	0.5714
13	27.0	0.6190	0.0000	0.6593	0.6190
14	28.0	0.6667	0.0000	0.7095	0.6667
15	29.0	0.7143	0.0000	0.7538	0.7143
16	30.0	0.7619	0.0000	0.7924	0.7619
17	31.5	0.8095	0.0000	0.8405	0.8095
18	31.7	0.8571	0.0000	0.8461	0.8571
19	33.3	0.9048	0.0000	0.8848	0.9048
20	38.0	0.9524	0.0000	0.9522	0.9524

Ajuste con momentos ordinarios:

Los parámetros:  $X_0$ ,  $\gamma$  y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 5.3347

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 80.5113

Parámetro de escala ( $\beta$ )= -0.0264

Con momentos lineales:

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 1.632

Parámetro de forma ( $\gamma_{ml}$ )= 40.9248

Parámetro de escala ( $\beta_{ml}$ )= 0.0385

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de años, no se ajustan

Anexo N° 6.14. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Huamanga.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.6	0.0435	0.0004	0.0009	0.0431
2	16.7	0.0870	0.0134	0.0194	0.0735
3	19.5	0.1304	0.1174	0.1326	0.0130
4	19.5	0.1739	0.1174	0.1326	0.0565
5	23.2	0.2174	0.3760	0.3849	0.1586
6	23.3	0.2609	0.3831	0.3917	0.1222
7	23.5	0.3043	0.3973	0.4052	0.0929
8	23.5	0.3478	0.3973	0.4052	0.0494
9	24.0	0.3913	0.4319	0.4383	0.0406
10	24.5	0.4348	0.4654	0.4702	0.0306
11	24.7	0.4783	0.4784	0.4825	0.0001
12	24.8	0.5217	0.4848	0.4887	0.0370
13	27.3	0.5652	0.6253	0.6230	0.0601
14	27.6	0.6087	0.6396	0.6368	0.0309
15	29.0	0.6522	0.6994	0.6945	0.0472
16	29.0	0.6957	0.6994	0.6945	0.0038
17	29.6	0.7391	0.7218	0.7162	0.0173
18	31.5	0.7826	0.7818	0.7748	0.0008
19	35.2	0.8261	0.8614	0.8538	0.0353
20	40.5	0.8696	0.9238	0.9173	0.0543
21	42.0	0.9130	0.9350	0.9289	0.0219
22	46.7	0.9565	0.9592	0.9544	0.0027

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1586, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.1393

Parámetro de escala (alfa)= 0.2217

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.1334

Parámetro de escala (alfal)= 0.2318

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 64.01 mm

Anexo N° 6.15. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Quinua.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.2	0.0435	0.0000	0.0000	0.0435
2	21.1	0.0870	0.0359	0.0471	0.0511
3	21.9	0.1304	0.0644	0.0788	0.0660
4	23.0	0.1739	0.1193	0.1362	0.0546
5	24.6	0.2174	0.2235	0.2395	0.0061
6	26.7	0.2609	0.3758	0.3856	0.1149
7	27.0	0.3043	0.3971	0.4059	0.0928
8	28.4	0.3478	0.4916	0.4956	0.1438
9	28.5	0.3913	0.4980	0.5016	0.1067
10	28.7	0.4348	0.5106	0.5135	0.0758
11	28.7	0.4783	0.5106	0.5135	0.0323
12	29.7	0.5217	0.5697	0.5698	0.0480
13	32.1	0.5652	0.6869	0.6819	0.1217
14	32.4	0.6087	0.6992	0.6937	0.0905
15	32.7	0.6522	0.7110	0.7051	0.0588
16	33.2	0.6957	0.7296	0.7232	0.0340
17	35.2	0.7391	0.7925	0.7846	0.0534
18	36.7	0.7826	0.8293	0.8209	0.0467
19	37.3	0.8261	0.8419	0.8335	0.0158
20	37.8	0.8696	0.8517	0.8432	0.0179
21	43.6	0.9130	0.9264	0.9193	0.0134
22	46.8	0.9565	0.9485	0.9425	0.0080

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1438, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.2805  
 Parámetro de escala (alfa)= 0.1923

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.2749  
 Parámetro de escala (alfal)= 0.202

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 64.41 mm

Anexo N° 6.16. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Wayllapampa.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.2	0.0435	0.0073	0.0137	0.0361
2	15.5	0.0870	0.0319	0.0461	0.0551
3	17.7	0.1304	0.1335	0.1557	0.0031
4	18.4	0.1739	0.1789	0.2009	0.0050
5	18.7	0.2174	0.1995	0.2210	0.0179
6	19.1	0.2609	0.2277	0.2484	0.0331
7	19.1	0.3043	0.2277	0.2484	0.0766
8	19.6	0.3478	0.2638	0.2829	0.0840
9	21.5	0.3913	0.4000	0.4112	0.0087
10	22.4	0.4348	0.4602	0.4674	0.0254
11	23.0	0.4783	0.4979	0.5026	0.0197
12	23.2	0.5217	0.5100	0.5139	0.0117
13	25.4	0.5652	0.6271	0.6238	0.0619
14	26.2	0.6087	0.6626	0.6573	0.0539
15	27.6	0.6522	0.7165	0.7087	0.0644
16	29.0	0.6957	0.7612	0.7517	0.0656
17	31.0	0.7391	0.8120	0.8013	0.0729
18	32.3	0.7826	0.8383	0.8273	0.0557
19	32.3	0.8261	0.8383	0.8273	0.0122
20	34.2	0.8696	0.8694	0.8585	0.0001
21	40.3	0.9130	0.9305	0.9214	0.0175
22	50.4	0.9565	0.9713	0.9656	0.0148

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0840, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.0465

Parámetro de escala (alfa)= 0.247

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.037

Parámetro de escala (alfal)= 0.2634

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 65.54 mm

Anexo N° 6.17. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Chontaca.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.1	0.0435	0.0001	0.0005	0.0434
2	20.6	0.0870	0.0176	0.0281	0.0694
3	21.1	0.1304	0.0309	0.0450	0.0995
4	24.2	0.1739	0.2305	0.2510	0.0566
5	24.3	0.2174	0.2393	0.2595	0.0219
6	25.4	0.2609	0.3388	0.3538	0.0779
7	25.7	0.3043	0.3659	0.3793	0.0615
8	25.8	0.3478	0.3749	0.3877	0.0271
9	26.9	0.3913	0.4702	0.4768	0.0789
10	27.0	0.4348	0.4785	0.4845	0.0437
11	27.3	0.4783	0.5028	0.5071	0.0245
12	27.5	0.5217	0.5185	0.5218	0.0032
13	30.0	0.5652	0.6839	0.6775	0.1187
14	30.5	0.6087	0.7100	0.7025	0.1013
15	30.7	0.6522	0.7199	0.7119	0.0677
16	31.1	0.6957	0.7386	0.7299	0.0430
17	31.6	0.7391	0.7603	0.7508	0.0212
18	34.7	0.7826	0.8589	0.8479	0.0763
19	34.9	0.8261	0.8635	0.8525	0.0375
20	36.8	0.8696	0.9002	0.8899	0.0307
21	38.3	0.9130	0.9215	0.9119	0.0085
22	40.0	0.9565	0.9397	0.9311	0.0168

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1187, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.2473

Parámetro de escala (alfa)= 0.159

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.2412

Parámetro de escala (alfal)= 0.1696

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 53.45 mm

Anexo N° 6.18. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Sachabamba.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.4	0.0588	0.0270	0.0400	0.0318
2	26.0	0.1176	0.0611	0.0796	0.0566
3	29.2	0.1765	0.1736	0.1956	0.0029
4	29.6	0.2353	0.1906	0.2122	0.0447
5	30.7	0.2941	0.2391	0.2592	0.0550
6	30.8	0.3529	0.2436	0.2635	0.1094
7	36.3	0.4118	0.4827	0.4884	0.0710
8	37.9	0.4706	0.5422	0.5440	0.0716
9	38.5	0.5294	0.5630	0.5634	0.0335
10	40.2	0.5882	0.6171	0.6143	0.0289
11	42.2	0.6471	0.6724	0.6666	0.0253
12	43.6	0.7059	0.7061	0.6988	0.0002
13	51.7	0.7647	0.8394	0.8284	0.0747
14	53.6	0.8235	0.8595	0.8486	0.0360
15	56.7	0.8824	0.8863	0.8757	0.0040
16	80.0	0.9412	0.9703	0.9645	0.0291

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1094, es menor que el delta tabular 0.3400. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.5132

Parámetro de escala (alfa)= 0.2481

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.5037

Parámetro de escala (alfal)= 0.2645

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 105.05 mm

Anexo N° 6.19. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación Pampas.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	12.4	0.0476	0.0000	0.0001	0.0476
2	13.5	0.0952	0.0008	0.0016	0.0945
3	17.3	0.1429	0.0927	0.1063	0.0501
4	19.5	0.1905	0.2475	0.2605	0.0570
5	19.7	0.2381	0.2633	0.2759	0.0252
6	19.8	0.2857	0.2713	0.2836	0.0144
7	20.6	0.3333	0.3349	0.3450	0.0016
8	24.0	0.3810	0.5744	0.5743	0.1935
9	25.0	0.4286	0.6298	0.6275	0.2013
10	25.0	0.4762	0.6298	0.6275	0.1536
11	26.0	0.5238	0.6782	0.6742	0.1544
12	26.9	0.5714	0.7162	0.7111	0.1448
13	27.5	0.6190	0.7389	0.7332	0.1199
14	28.0	0.6667	0.7564	0.7502	0.0897
15	30.0	0.7143	0.8143	0.8073	0.1000
16	30.0	0.7619	0.8143	0.8073	0.0524
17	31.0	0.8095	0.8373	0.8301	0.0278
18	31.2	0.8571	0.8415	0.8343	0.0156
19	34.0	0.9048	0.8889	0.8820	0.0158
20	35.0	0.9524	0.9017	0.8950	0.0507

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.2013, es menor que el delta tabular 0.3041. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.0455

Parámetro de escala ( $\alpha$ )= 0.2248

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.0399

Parámetro de escala ( $\alpha_l$ )= 0.2344

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 59.12 mm

Anexo N° 6.20. Tabla de ajuste de la serie de Precipitación máxima en 24 horas a la distribución Log Gumbel o Fréchet, estación San Miguel.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.0	0.0476	0.0003	0.0011	0.0474
2	18.0	0.0952	0.0454	0.0654	0.0498
3	19.0	0.1429	0.0994	0.1249	0.0434
4	19.5	0.1905	0.1346	0.1609	0.0559
5	20.0	0.2381	0.1739	0.2001	0.0642
6	20.8	0.2857	0.2429	0.2666	0.0428
7	21.3	0.3333	0.2881	0.3092	0.0453
8	23.2	0.3810	0.4565	0.4653	0.0756
9	23.6	0.4286	0.4892	0.4954	0.0607
10	24.7	0.4762	0.5719	0.5718	0.0957
11	26.5	0.5238	0.6824	0.6750	0.1586
12	26.6	0.5714	0.6877	0.6800	0.1163
13	27.0	0.6190	0.7080	0.6991	0.0889
14	28.0	0.6667	0.7530	0.7421	0.0863
15	29.0	0.7143	0.7908	0.7786	0.0765
16	30.0	0.7619	0.8225	0.8097	0.0606
17	31.5	0.8095	0.8606	0.8476	0.0511
18	31.7	0.8571	0.8650	0.8520	0.0078
19	33.3	0.9048	0.8948	0.8823	0.0100
20	38.0	0.9524	0.9470	0.9374	0.0054

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1586, es menor que el delta tabular 0.3041. Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.0992

Parámetro de escala (alfa)= 0.185

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.0907

Parámetro de escala (alfal)= 0.1996

Precipitación de diseño:

La Precipitación de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 51.94 mm

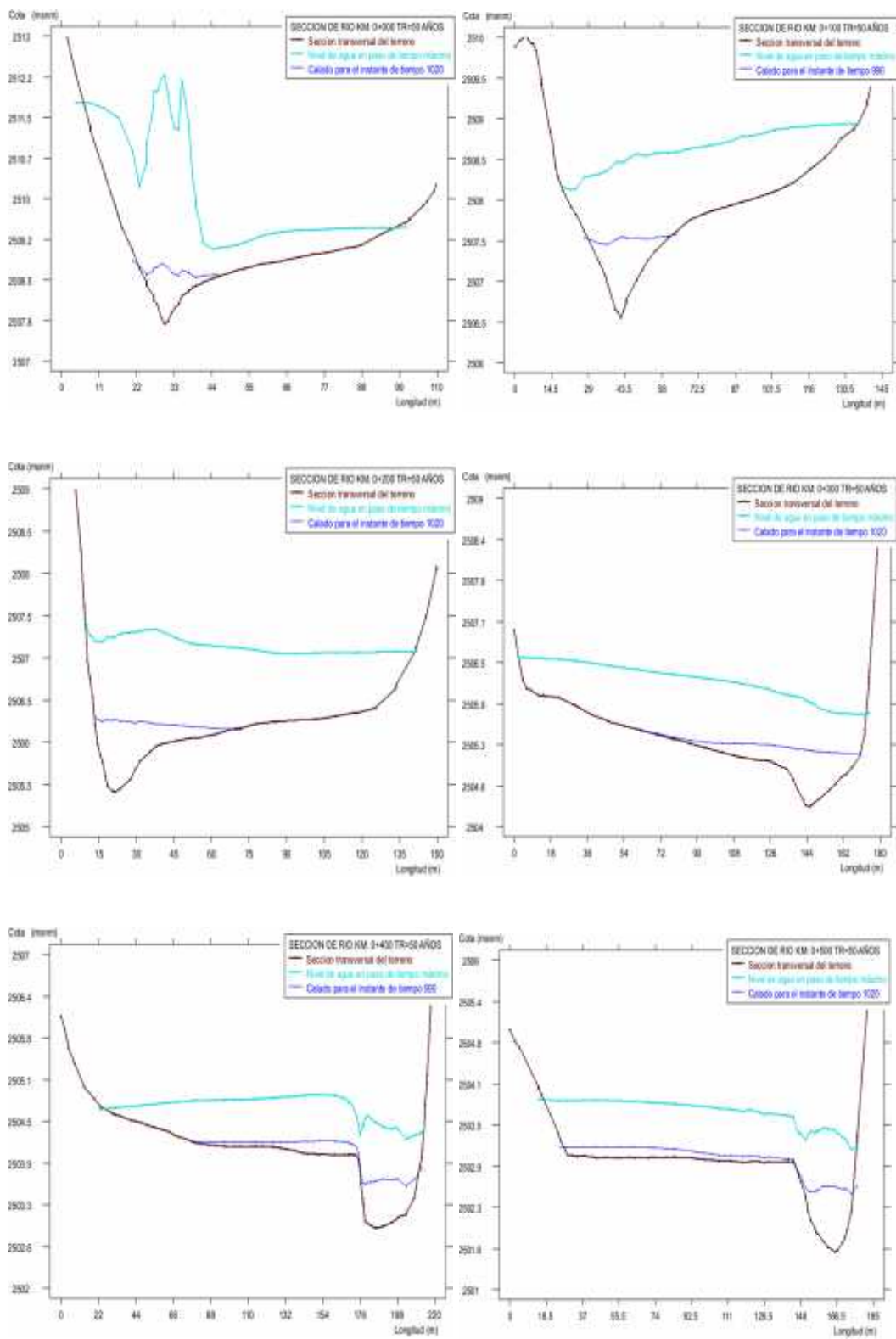
**ANEXO N° 7. Mapa de siete regiones hidráulicas, para uso  
en el método Creager**

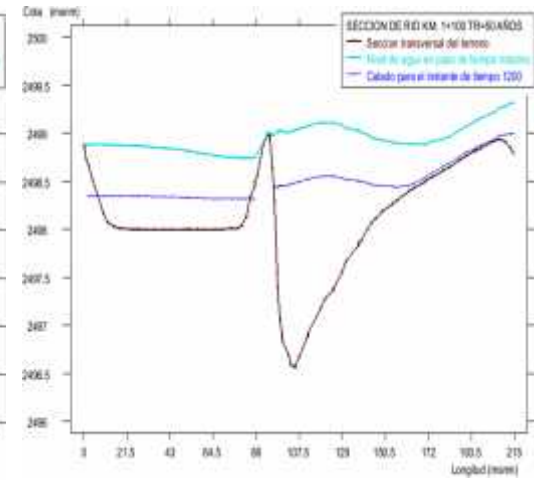
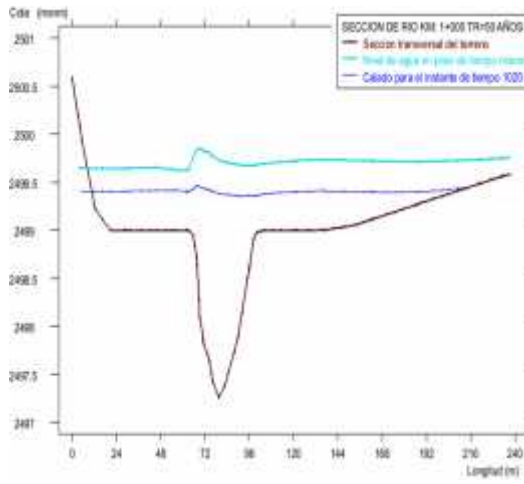
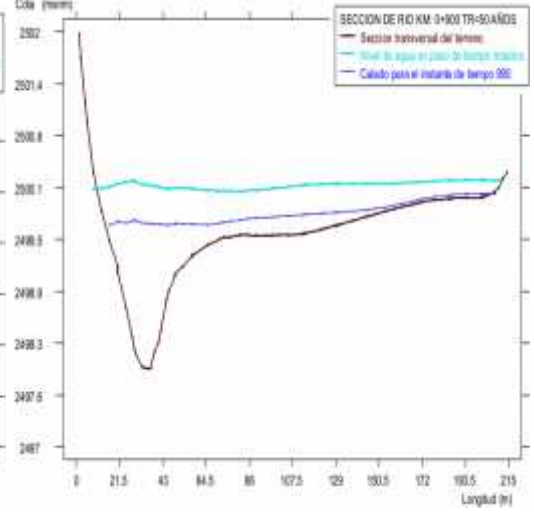
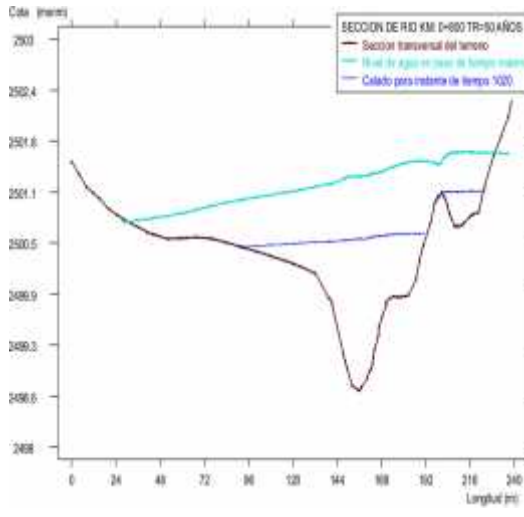
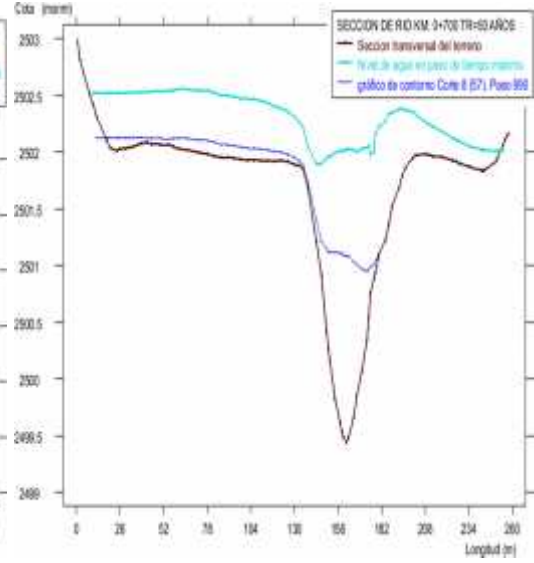
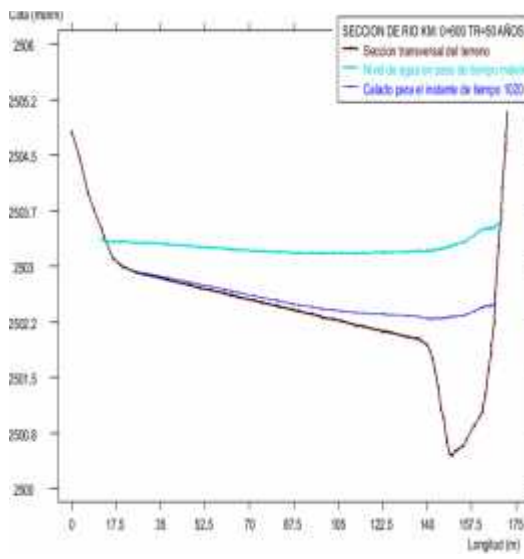
Anexo 7.1. Mapa de siete regiones hidráulicas diferenciables, para el uso de coeficientes y exponentes adimensionales en el método Creager.

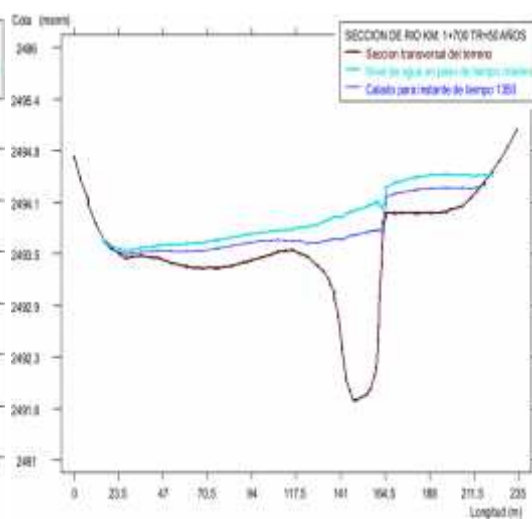
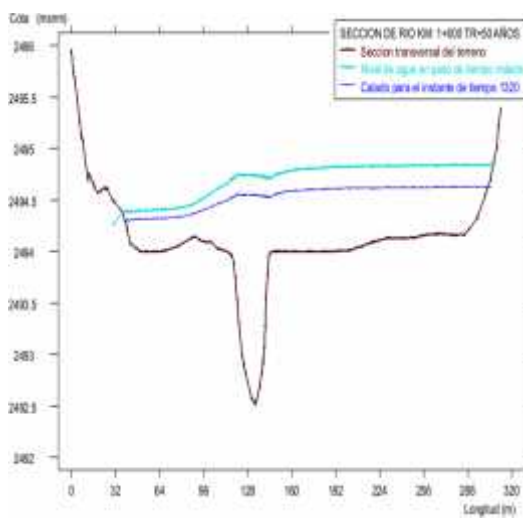
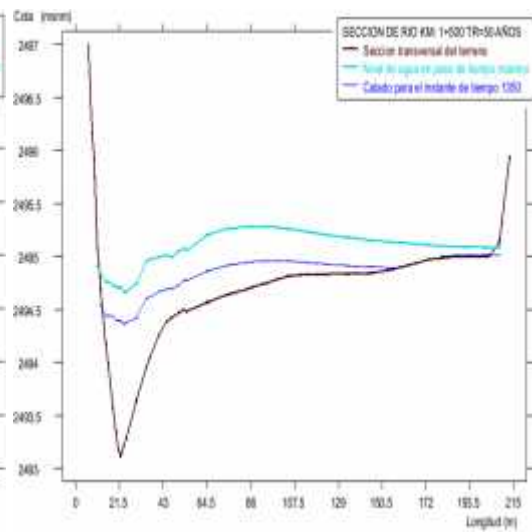
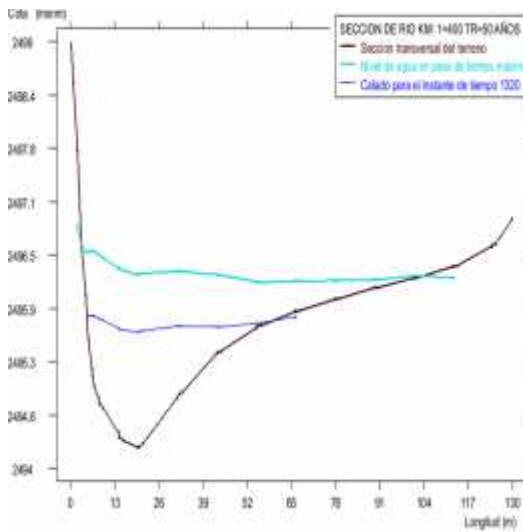
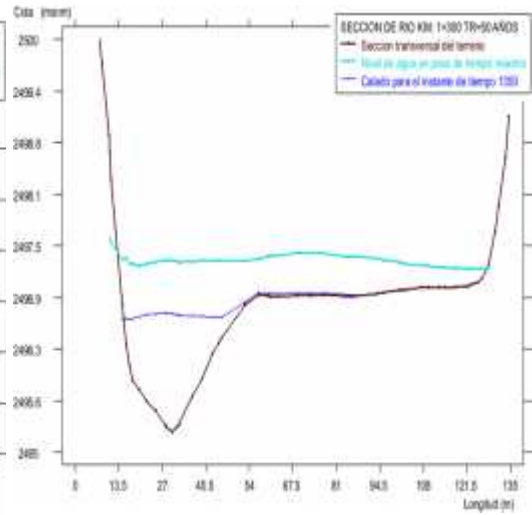
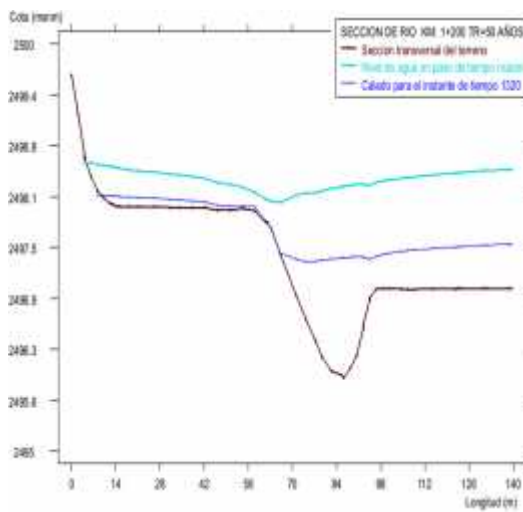


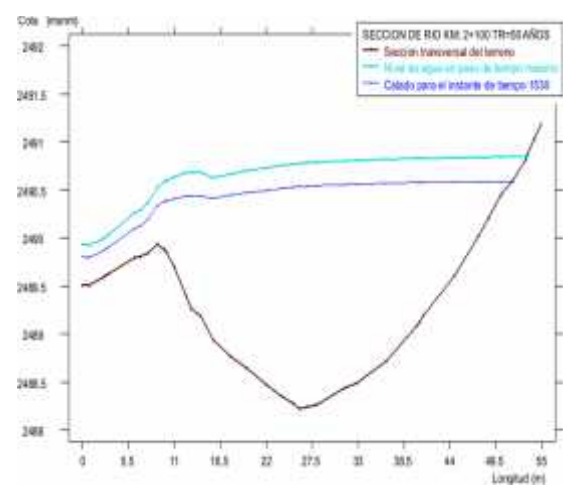
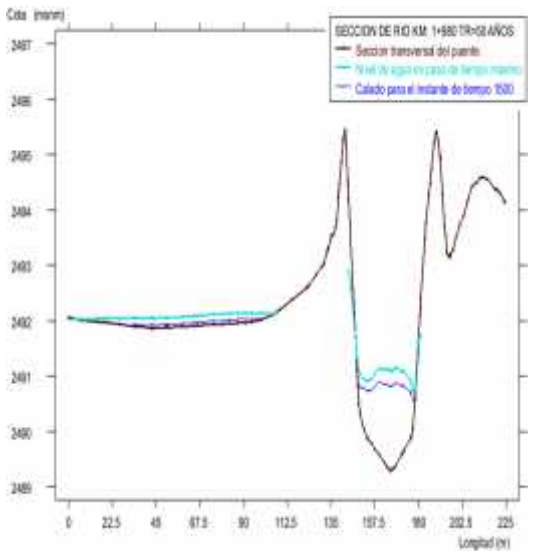
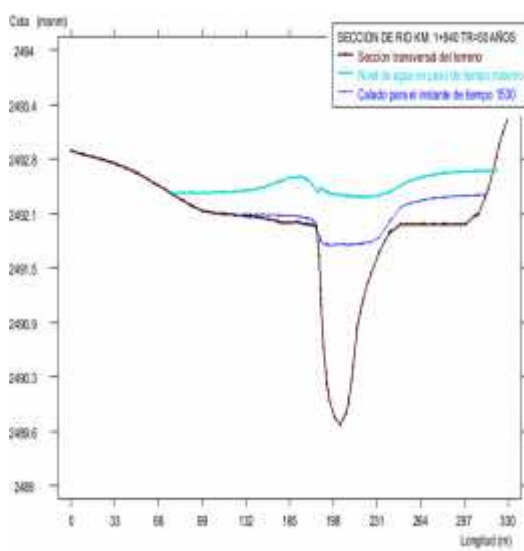
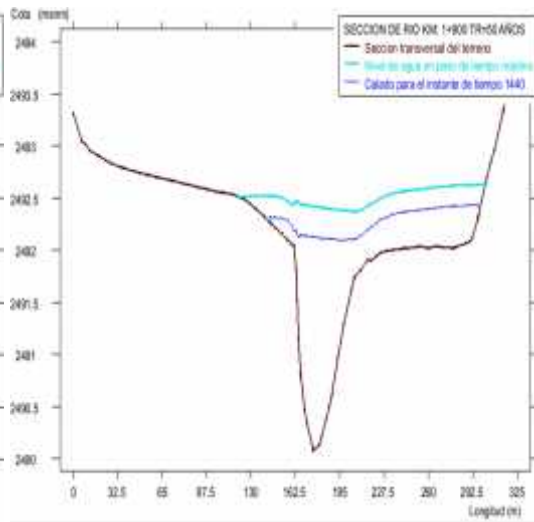
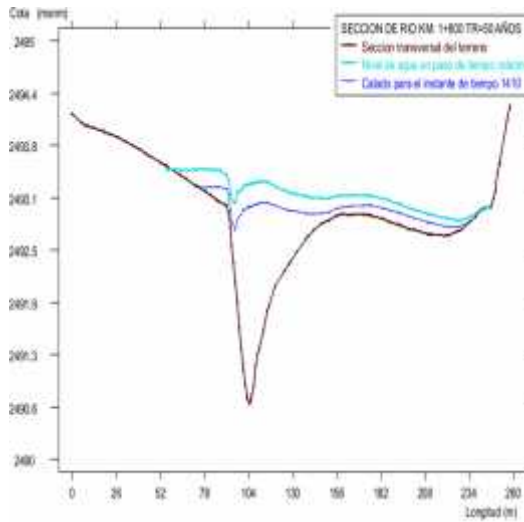
**ANEXO N° 8. Secciones transversal de la simulación  
hidráulica**

Anexo N° 8.1. Secciones transversales del río para un caudal de TR=50 años

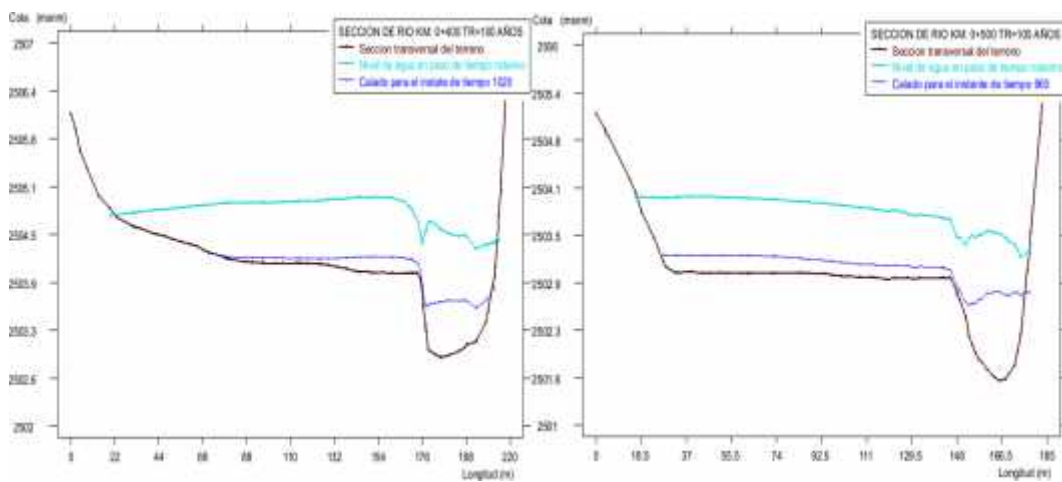
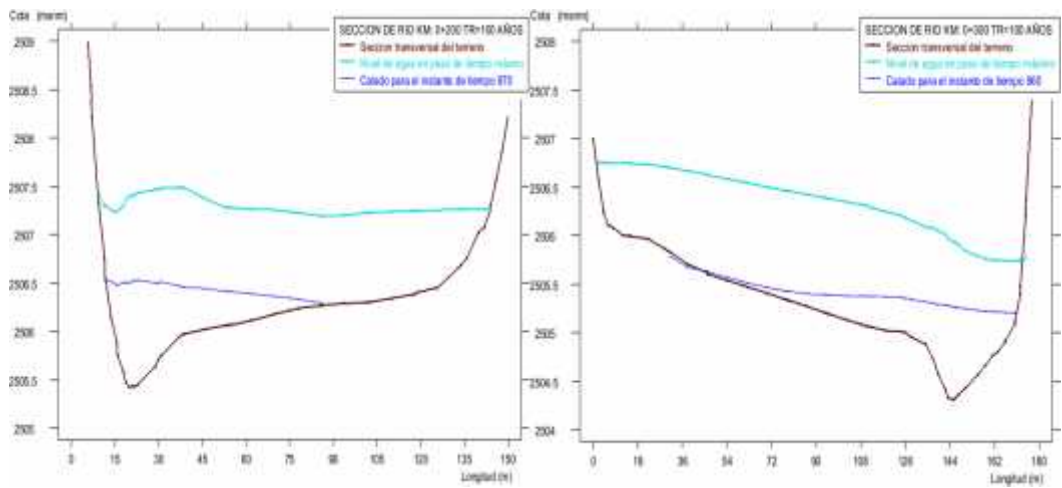
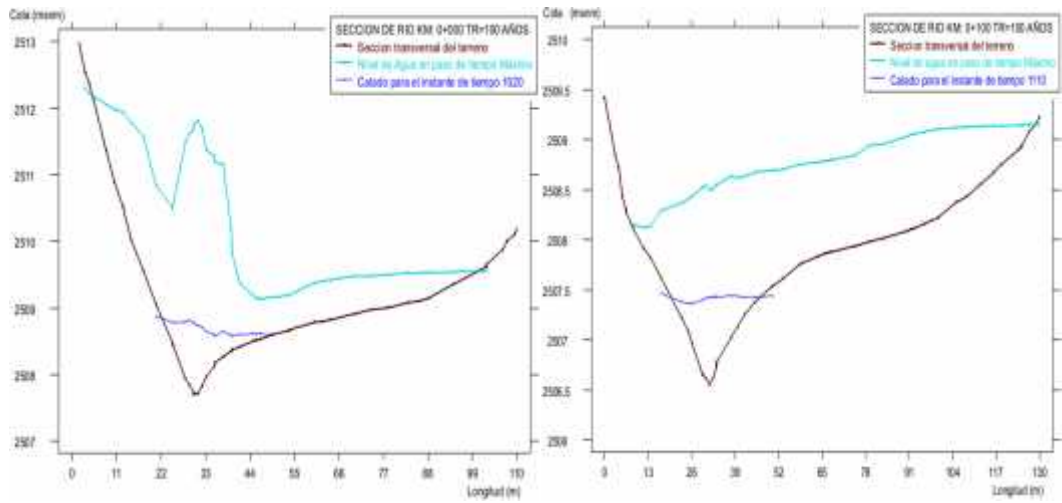


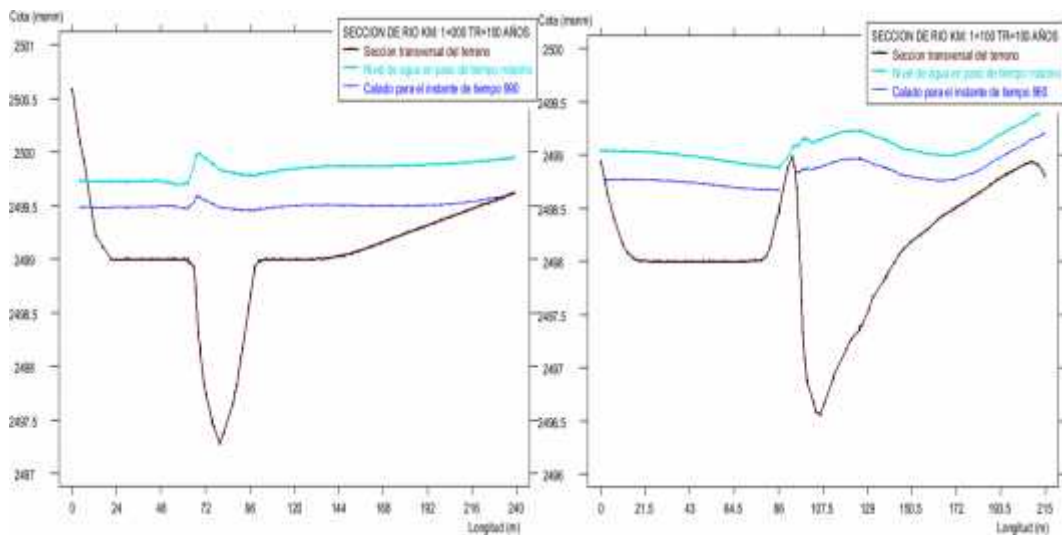
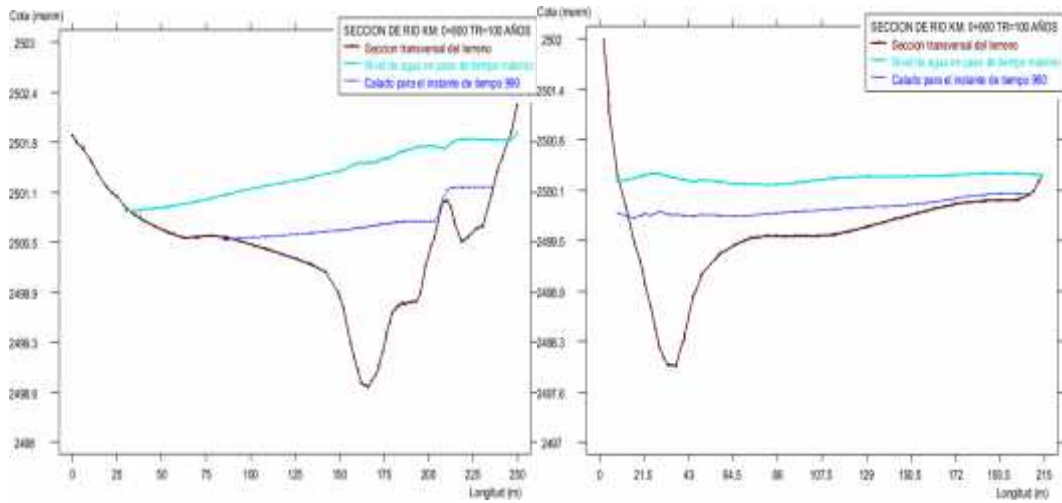
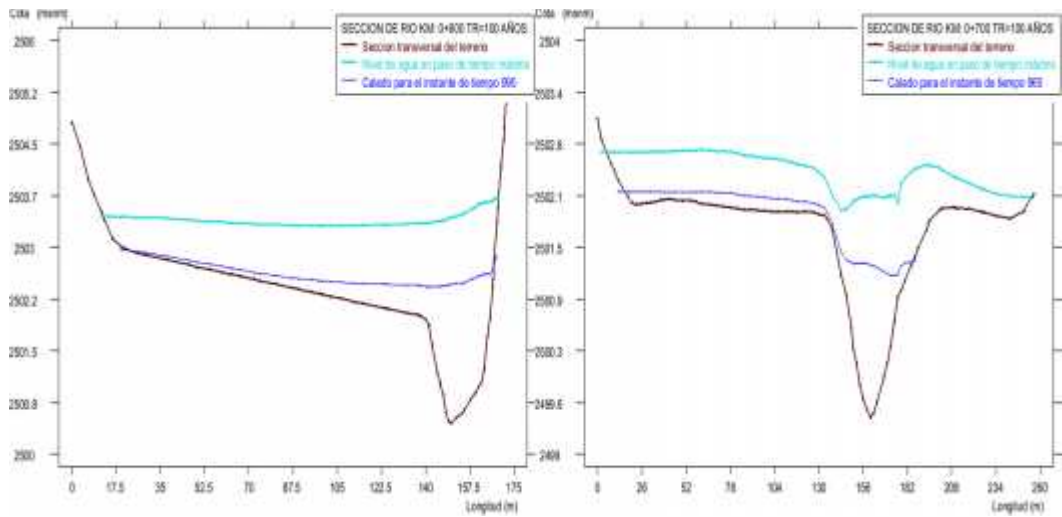


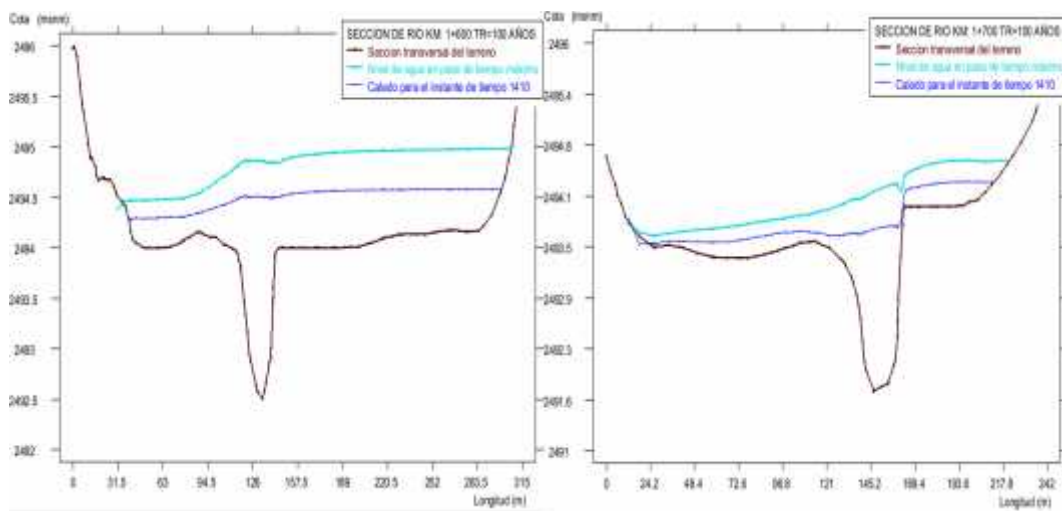
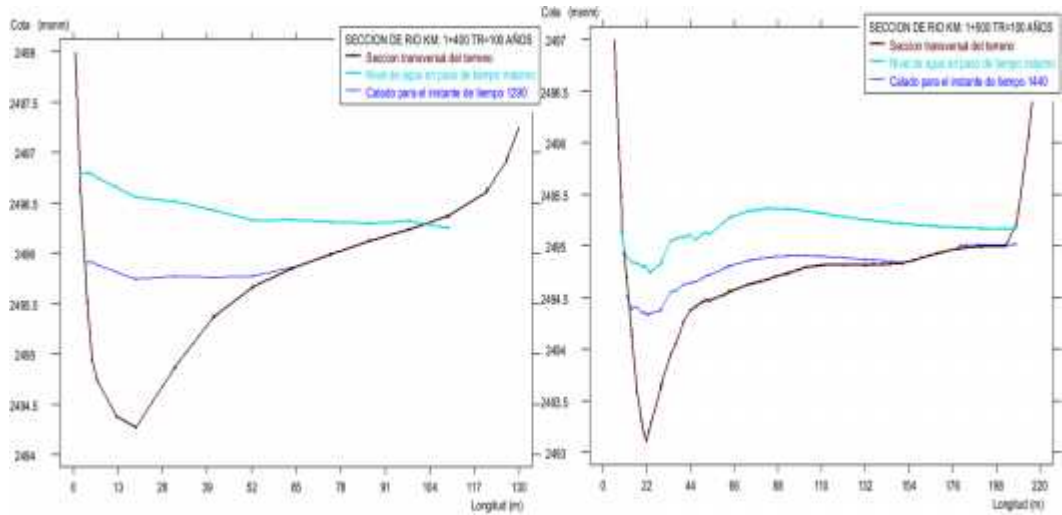
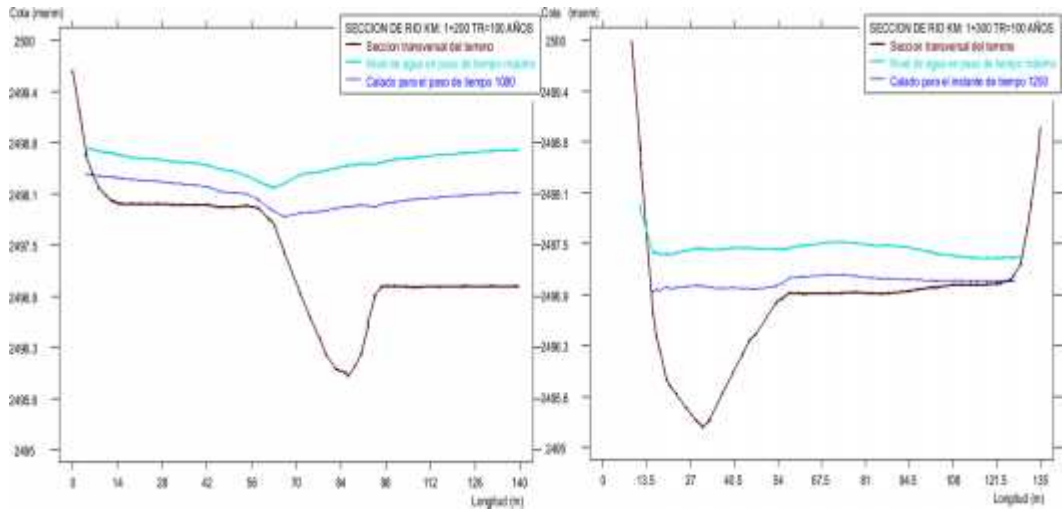


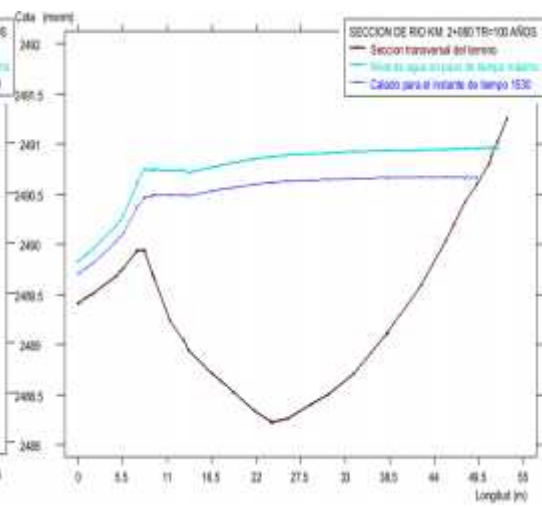
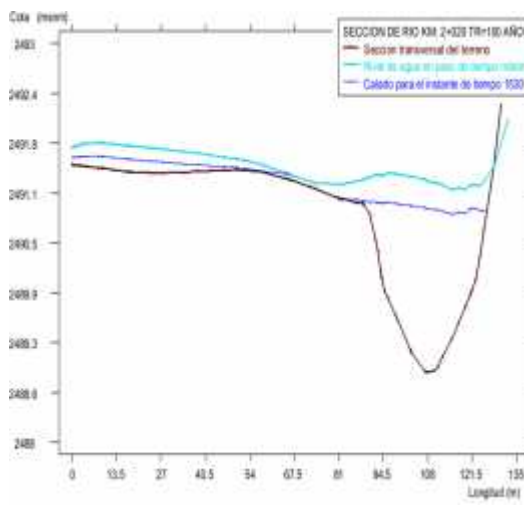
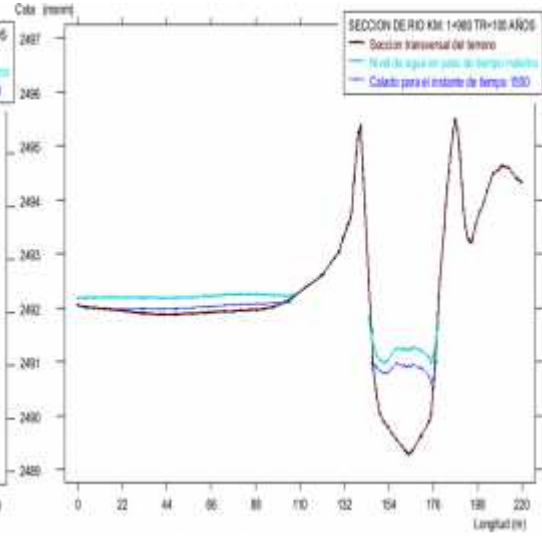
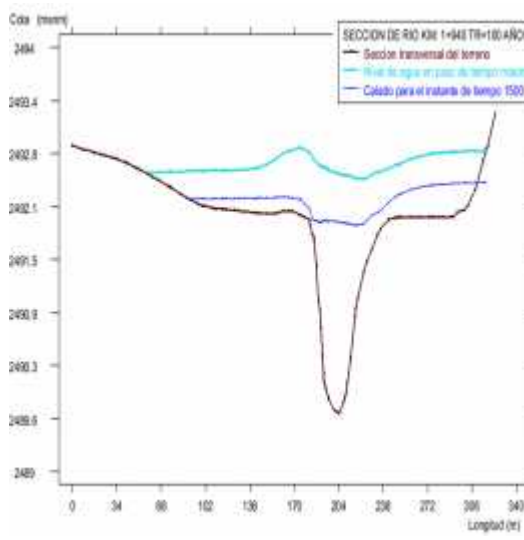
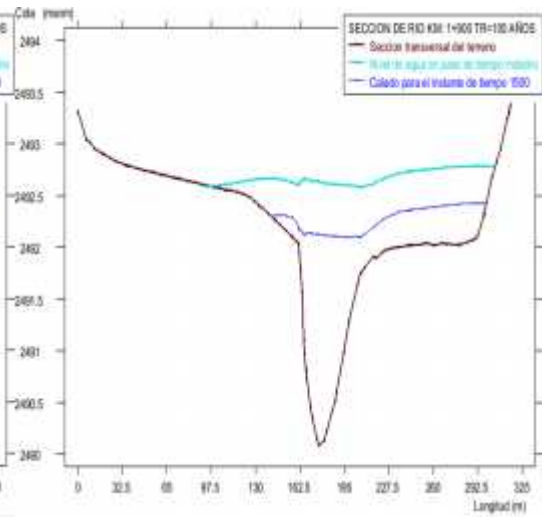
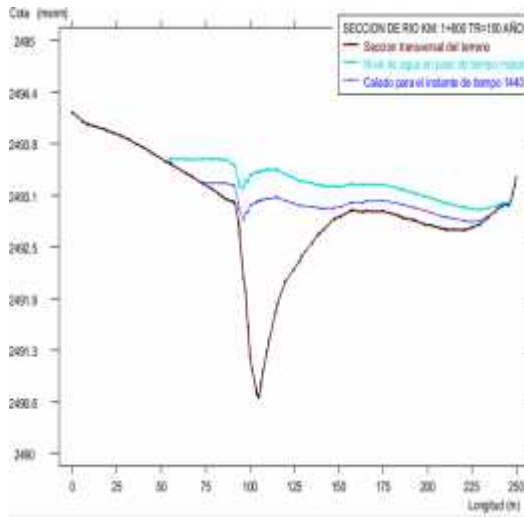


Anexo N° 8.2. Secciones transversales del río para un caudal de TR=100 años



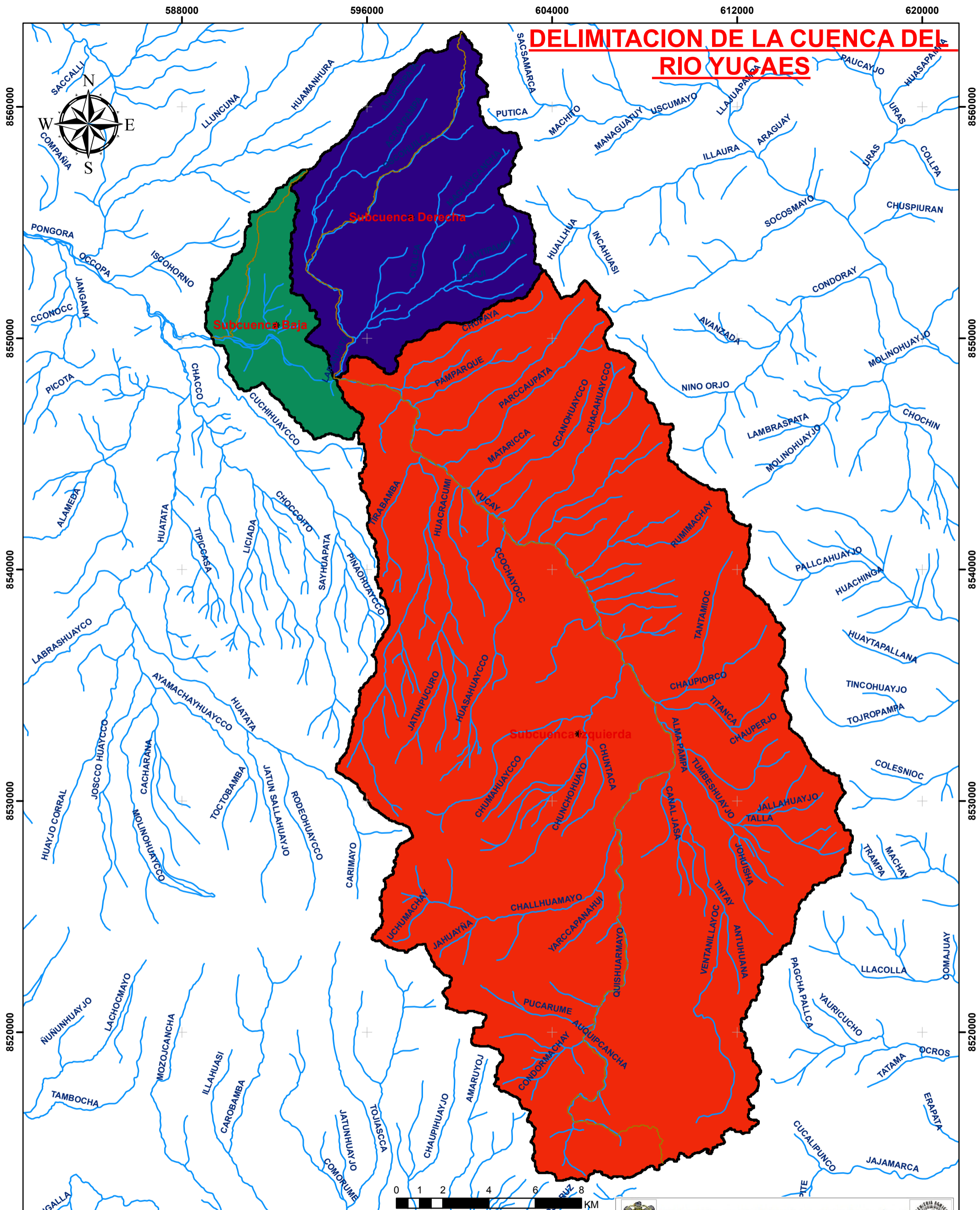






**ANEXO N° 9. Mapas de: Delimitación de la cuenca,  
polígono Thiessen, mancha y zonas de inundación**

# DELIMITACION DE LA CUENCA DEL RIO YUCAES



Cuenca del Rio Yucaes							
Cuenca	Area (km <sup>2</sup> )	NC	L (m)	J	Tc (hr)	Tlag	Tlag (min)
Subcuenca Derecha	100.013	80.31	22221.51	0.0824	2.484	0.869	52
Subcuenca Izquierda	559.682	79.97	55776.69	0.0298	6.469	2.264	136
Subcuenca Bajo	34.169	78.79	10567.61	0.0749	1.458	0.510	31
Cuenca Yucaes	693.86	79.69	62735.47	0.0275	7.22	2.525	152

**LEYENDA**

- Paso de flujo mas larga
- Subcuencas
- Subcuencas Baja
- Subcuencas Derecha
- Subcuencas Izquierda

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

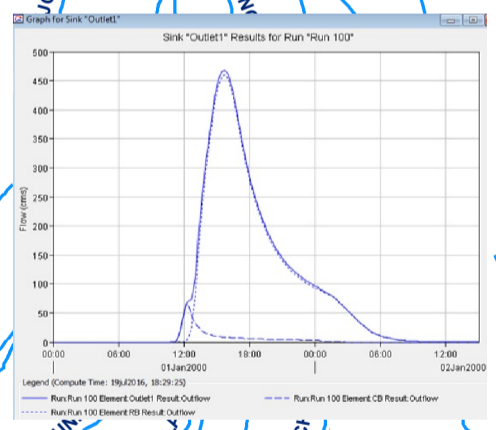
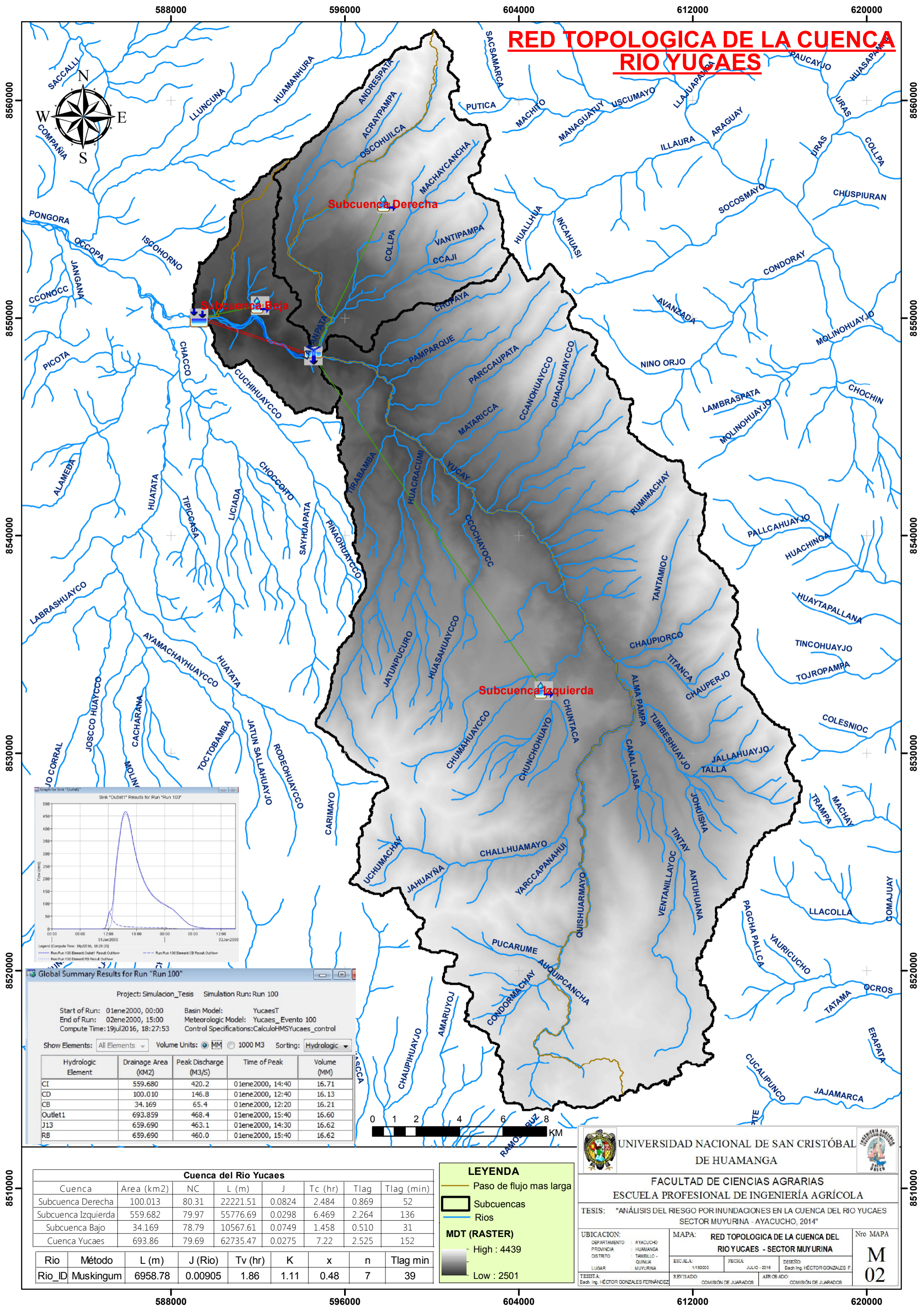
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUURINA - AYACUCHO, 2014"

UBICACION: DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : TAMBOLO - QUINUA LUGAR : MUURINA	MAPA: <b>DELIMITACION DE LA CUENCA DEL RIO YUCAES Y SUBCUENCAS</b> ESCALA: 1:150000 FECHA: JULIO - 2016 REVISADO: COMISIÓN DE JURADOS	Nro MAPA <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">M 01</div> APROBADO: COMISIÓN DE JURADOS
---	--	--

# RED TOPOLOGICA DE LA CUENCA RIO YUCAES



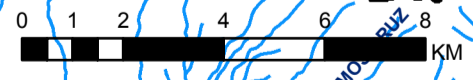
**Global Summary Results for Run "Run 100"**

Project: Simulacion\_Tesis Simulation Run: Run 100

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: YucayT  
 End of Run: 02ene2000, 15:00 Meteorologic Model: Yucay\_Evento 100  
 Compute Time: 19jul2016, 18:27:53 Control Specifications: CalculoHMSYucayes\_control

Show Elements: All Elements Volume Units:  MM  1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
CI	559.680	420.2	01ene2000, 14:40	16.71
CD	100.010	146.8	01ene2000, 12:40	16.13
CB	34.169	65.4	01ene2000, 12:20	16.21
Outlet1	693.859	468.4	01ene2000, 15:40	16.60
J13	659.690	463.1	01ene2000, 14:30	16.62
RB	659.690	460.0	01ene2000, 15:40	16.62



Cuenca del Rio Yucayes							
Cuenca	Area (km2)	NC	L (m)	J	Tc (hr)	Tlag	Tlag (min)
Subcuenca Derecha	100.013	80.31	22221.51	0.0824	2.484	0.869	52
Subcuenca Izquierda	559.682	79.97	55776.69	0.0298	6.469	2.264	136
Subcuenca Bajo	34.169	78.79	10567.61	0.0749	1.458	0.510	31
Cuenca Yucayes	693.86	79.69	62735.47	0.0275	7.22	2.525	152

Rio	Método	L (m)	J (Rio)	Tv (hr)	K	x	n	Tlag min
Rio_ID	Muskingum	6958.78	0.00905	1.86	1.11	0.48	7	39

**LEYENDA**

- Paso de flujo mas larga
- Subcuencas
- Rios

**MDT (RASTER)**

- High : 4439
- Low : 2501




**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

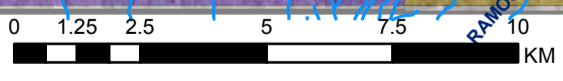
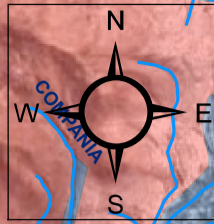
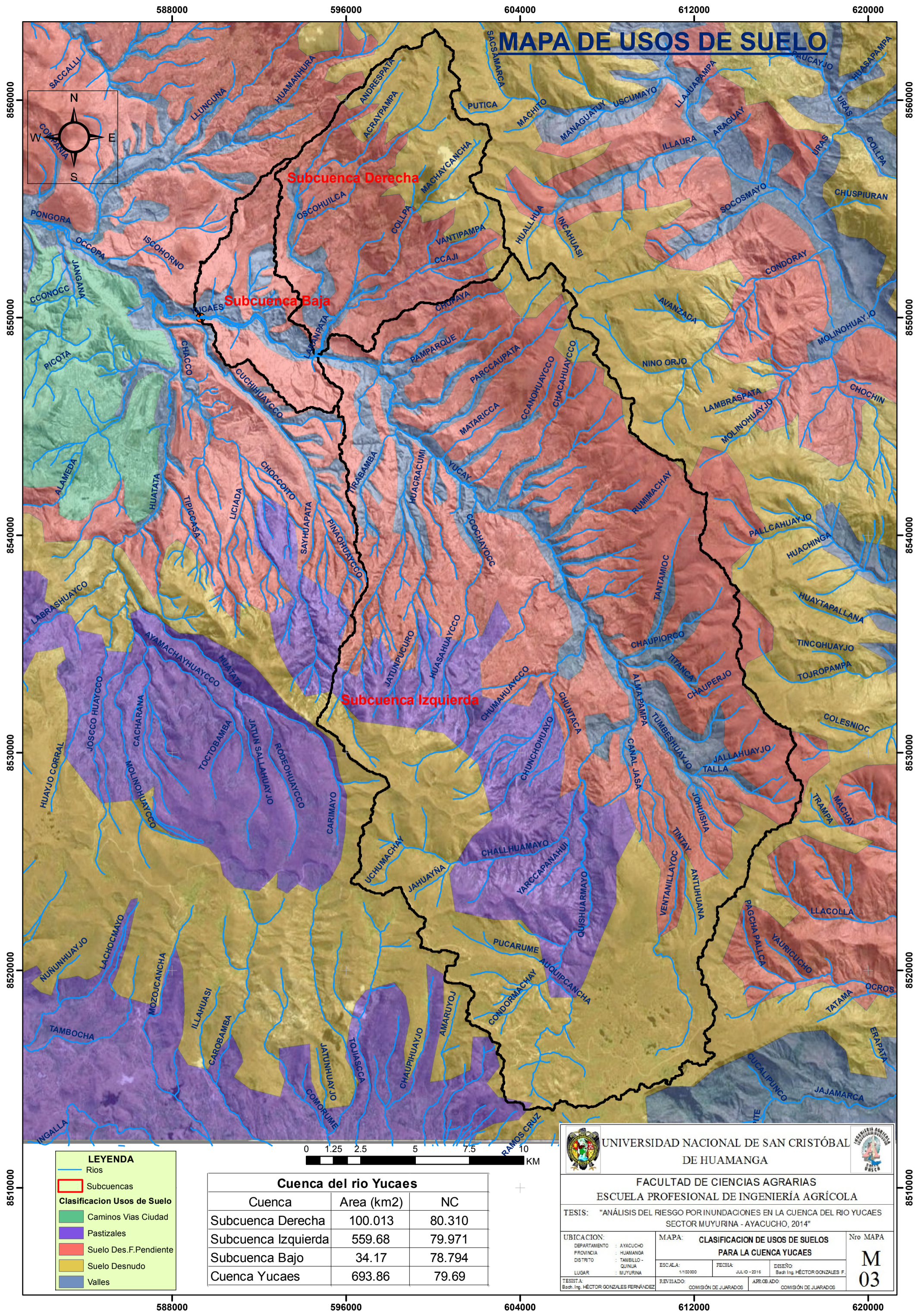
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUUYURINA - AYACUCHO, 2014"

UBICACION: DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA LUGAR : MUUYURINA	MAPA: <b>RED TOPOLOGICA DE LA CUENCA DEL RIO YUCAES - SECTOR MUUYURINA</b>	Nro MAPA <b>M 02</b>
ESCALA: 1:150000 FECHA: JULIO - 2016 DISEÑO: Each Ing. HECTOR GONZALES F. REVISADO: COMISION DE JURADOS APRUBADO: COMISION DE JURADOS		

TESISTA: Each Ing. HECTOR GONZALES FERNANDEZ


# MAPA DE USOS DE SUELO



**LEYENDA**

- Rios
- Subcuencas
- Clasificación Usos de Suelo**
- Caminos Vias Ciudad
- Pastizales
- Suelo Des.F.Pendiente
- Suelo Desnudo
- Valles

Cuenca del rio Yucaes		
Cuenca	Area (km2)	NC
Subcuenca Derecha	100.013	80.310
Subcuenca Izquierda	559.68	79.971
Subcuenca Bajo	34.17	78.794
Cuenca Yucaes	693.86	79.69

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"

UBICACION:	MAPA:	Nro MAPA
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	<b>CLASIFICACION DE USOS DE SUELOS PARA LA CUENCA YUCAES</b>	<b>M 03</b>
PROVINCIA : HUAMANGA		
DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA	ESCALA: 1/150000	FECHA: JULIO - 2016
LUGAR : MUYURINA	REVISADO: COMISIÓN DE JURADOS	DISEÑO: BACH. ING. HÉCTOR GONZALES F.
TESISTA: BACH. ING. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ	APROBADO: COMISIÓN DE JURADOS	

# MAPA DE POLIGONOS THIESSEN PARA LA CUENCA YUCAES

SAN MIGUEL



WAYLLAPAMPA

QUINUA

HUAMANGA

TAMBILLO

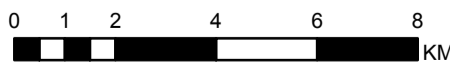
BELLAVISTA


CHONTACA

SACHABAMBA

LEYENDA	
•	Estaciones
	Rio
	Area Cuenca Yucaes
	Curvas de Nivel
	Area_Influ_San Miguel
	Area_Influ_Quinua
	Area_Influ_wayllapampa
	Area_Influ_Huamanga
	Area_Influ_Tambillo
	Area_Influ_Pampas
	Area_Influ_Chontaca
	Area_Influ_Sachabamba
	Poligono Thiesen

Estaciones climatológicas al entorno de la cuenca							Pmax24hr	Área	
ID	NOM_ESTAC	UBICACION	X-COORD	Y-COORD	Z	Tr100años	(km2)	Pp x Ai	
1	HUAMANGA	AYACUCHO	584720	8546404	2773	52.40	13.543	709.655	
2	QUINUA	QUINUA	593766	8558940	3316	53.42	116.194	6207.071	
3	WAYLLAPAMPA	QUINUA	584929	8555344	2470	65.54	5.557	364.215	
4	CHONTACA	CHONTACA	605522	8529956	3497	46.81	320.876	15020.195	
5	TAMBILLO	TAMBILLO	596857	8538530	3328	62.85	180.270	11329.963	
6	SACHABAMBA	CHIARA	597344	8511721	3566	85.56	40.907	3499.994	
7	PAMPAS	HUACCANA	627235	8514254	2032	44.93	0.514	23.090	
8	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	610221	8560754	2720	43.80	16.004	700.983	
Sumatoria de área total cuenca (Por Thiessen)							At	693.865	
Sumatoria de Ppmax24hr_Tr100años x área de Influencia							$\sigma^2$		37855.17
Precipitación max24hr_promedio sobre la cuenca Yucaes							Ppmax24hr_Tr100	=	54.56






UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL  
DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES  
SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"



UBICACION:		MAPA: AREAS DE INFLUENCIA DE ESTACIONES MEDIANTE POLIGONOS THIESSEN PARA EL CALCULO DE LA PP_MAX24h PROMEDIO SOBRE LA CUENCA		Nro MAPA
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	PROVINCIA : HUAMANGA	ESCALA: 1:150000	FECHA: JULIO - 2016	M 04
DISTRITO : TAMBILLO	LUGAR : QUINUA	REVISADO : COMISIÓN DE JUARADOS	APROBADO : COMISIÓN DE JUARADOS	
TESTISTA : Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		DISEÑO : Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES F.		

588000

596000

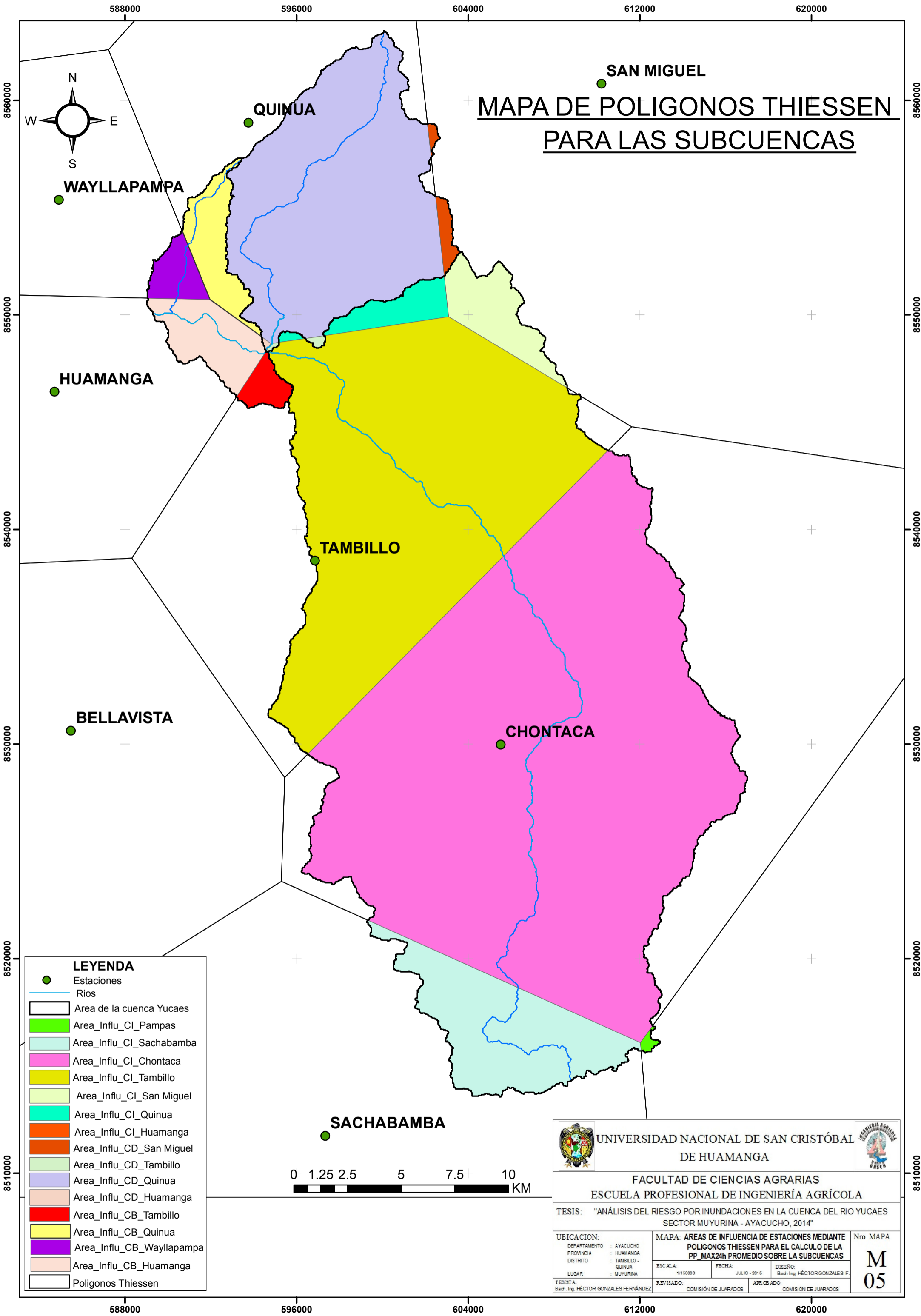
604000

612000

620000

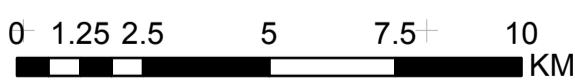
8560000  
8550000  
8540000  
8530000  
8520000  
8510000

8560000  
8550000  
8540000  
8530000  
8520000  
8510000



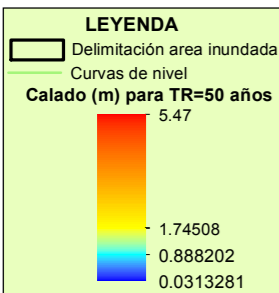
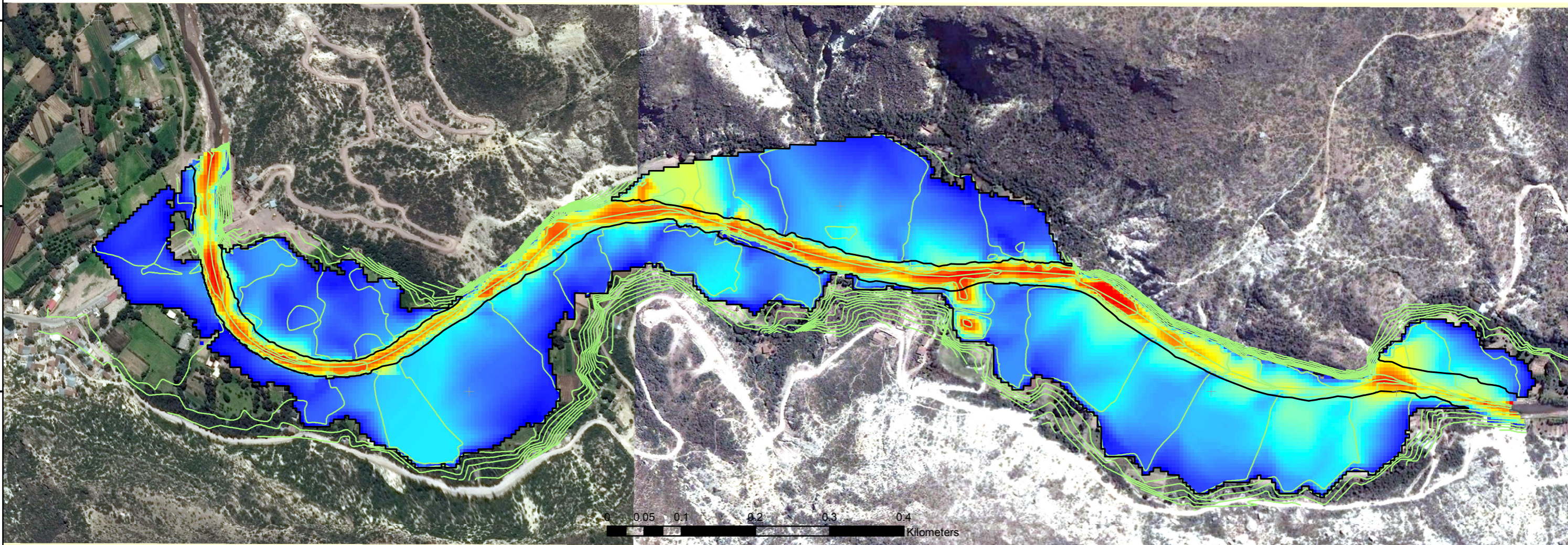
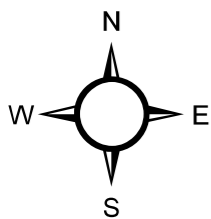
# MAPA DE POLIGONOS THIESSEN PARA LAS SUBCUENCAS

- LEYENDA**
- Estaciones
  - Rios
  - Area de la cuenca Yucaes
  - Area\_Influ\_CI\_Pampas
  - Area\_Influ\_CI\_Sachabamba
  - Area\_Influ\_CI\_Chontaca
  - Area\_Influ\_CI\_Tambillo
  - Area\_Influ\_CI\_San Miguel
  - Area\_Influ\_CI\_Quinua
  - Area\_Influ\_CI\_Huamanga
  - Area\_Influ\_CD\_San Miguel
  - Area\_Influ\_CD\_Tambillo
  - Area\_Influ\_CD\_Quinua
  - Area\_Influ\_CD\_Huamanga
  - Area\_Influ\_CB\_Tambillo
  - Area\_Influ\_CB\_Quinua
  - Area\_Influ\_CB\_Wayllapampa
  - Area\_Influ\_CB\_Huamanga
  - Poligonos Thiessen

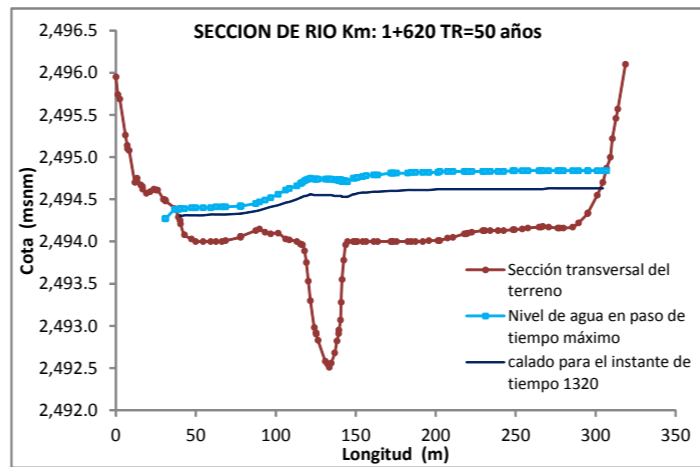


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA		
TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"		
UBICACION: DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA LUGAR : MUYURINA	MAPA: AREAS DE INFLUENCIA DE ESTACIONES MEDIANTE POLIGONOS THIESSEN PARA EL CALCULO DE LA PP_MAX24h PROMEDIO SOBRE LA SUBCUENCAS ESCALA: 1/50000    FECHA: JULIO - 2016    DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F. REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS    APR.CB.ADO: COMISIÓN DE JUARADOS	Nro MAPA  <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">M</span> <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">05</span>

# CALADOS MÁXIMOS DE LA MANCHA DE INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:50 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m <sup>2</sup> )	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	96679.334	9.67
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	83239.767	8.32
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	59634.018	5.96
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28451.308	2.85
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11050.210	1.11
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>279054.638</b>	<b>27.91</b>



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

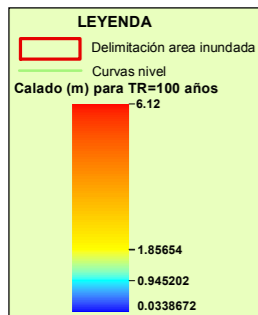
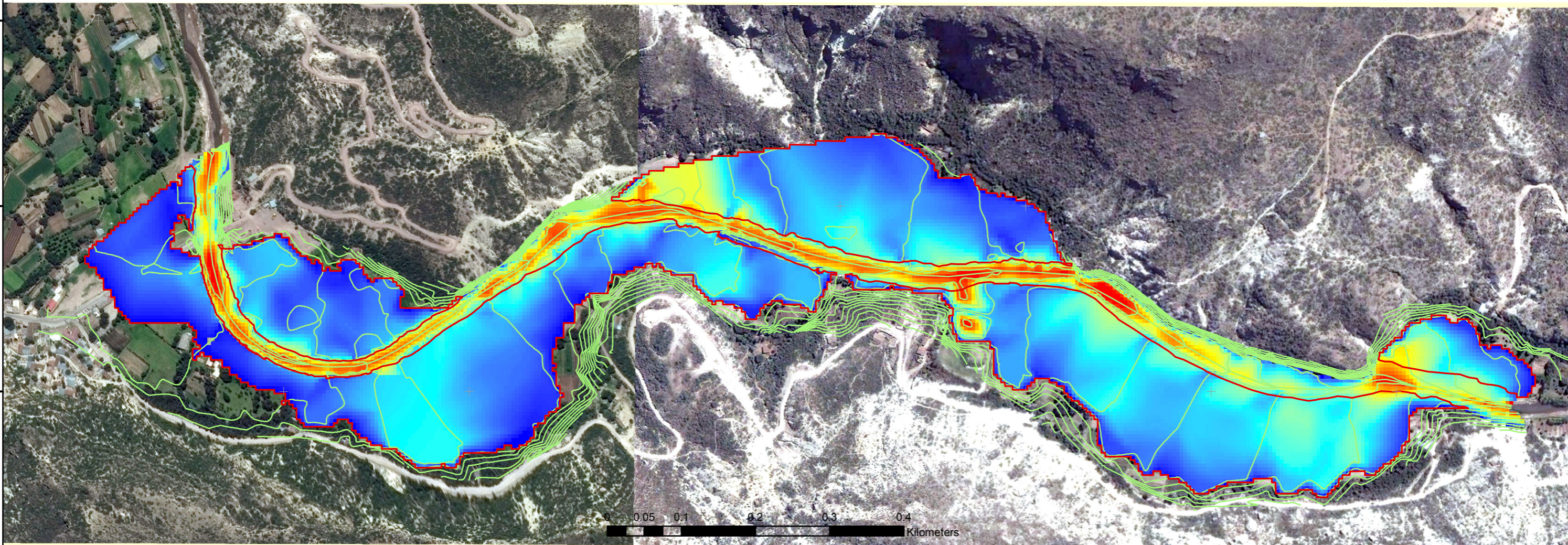
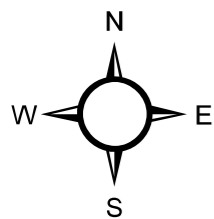
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

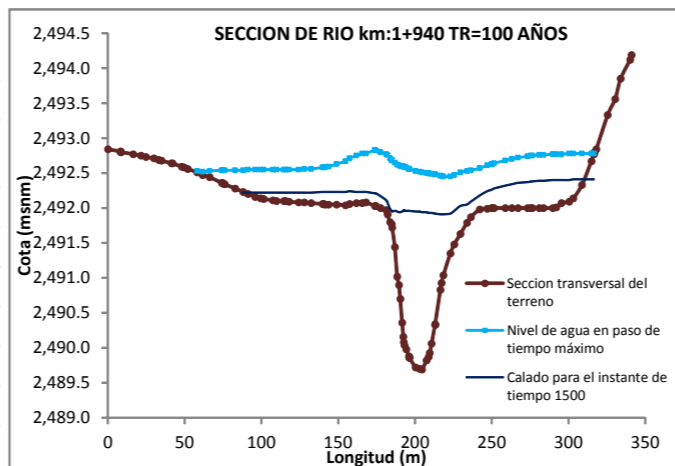
**TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"**

<b>UBICACION:</b>		<b>MAPA:</b>		<b>Nro MAPA</b>  <b>M</b> <b>06</b>
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	PROVINCIA : HUAMANGA	<b>CALADOS MAXIMOS DE MANCHA INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS</b>		
DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA	LUGAR : MUYURINA	ESCALA: 1 / 5000	FECHA: JULIO - 2016	DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.
TESISTA: Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS	APROBADO: COMISIÓN DE JUARADOS	

# CALADOS MÁXIMOS DE LA MANCHA DE INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:100 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m <sup>2</sup> )	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	105957.838	10.60
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	84475.765	8.45
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	60460.064	6.05
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28997.683	2.90
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11671.610	1.17
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>291562.961</b>	<b>29.16</b>



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

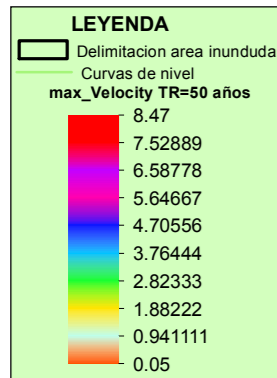
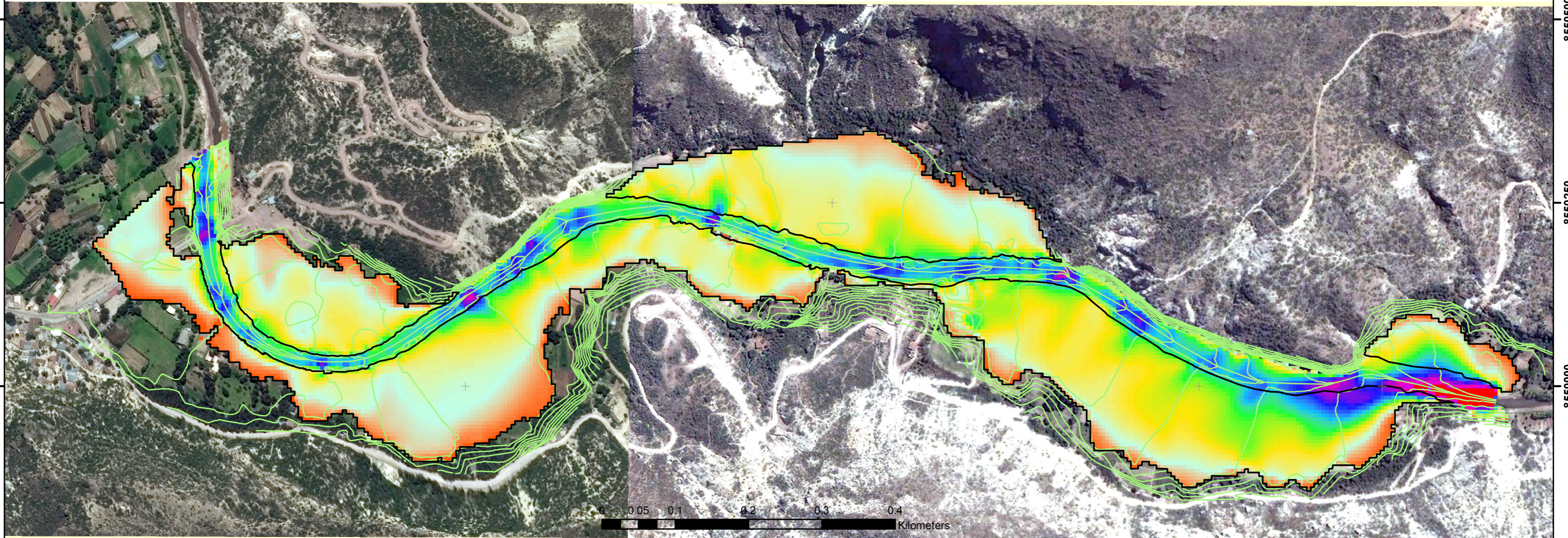
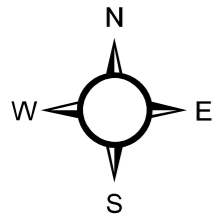
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

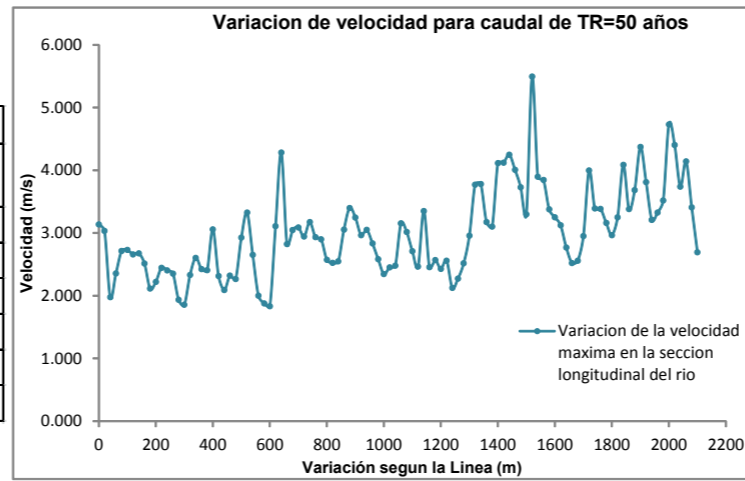
**TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"**

<b>UBICACION:</b>		<b>MAPA:</b>		<b>Nro MAPA</b>  <b>M</b> <b>07</b>
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	PROVINCIA : HUAMANGA	<b>CALADOS MAXIMOS DE MANCHA INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS</b>		
DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA	LUGAR : MUYURINA	ESCALA: 1 / 5000	FECHA: JULIO - 2016	DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.
TESISTA: Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS	APROBADO: COMISIÓN DE JUARADOS	

# VELOCIDADES MÁXIMAS DE LA MANCHA DE INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:50 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m2)	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	96679.334	9.67
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	83239.767	8.32
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	59634.018	5.96
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28451.308	2.85
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11050.210	1.11
TOTAL AREA INUNDADA				279054.638	27.91





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

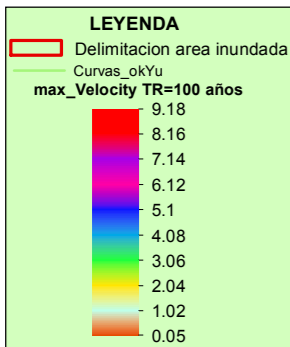
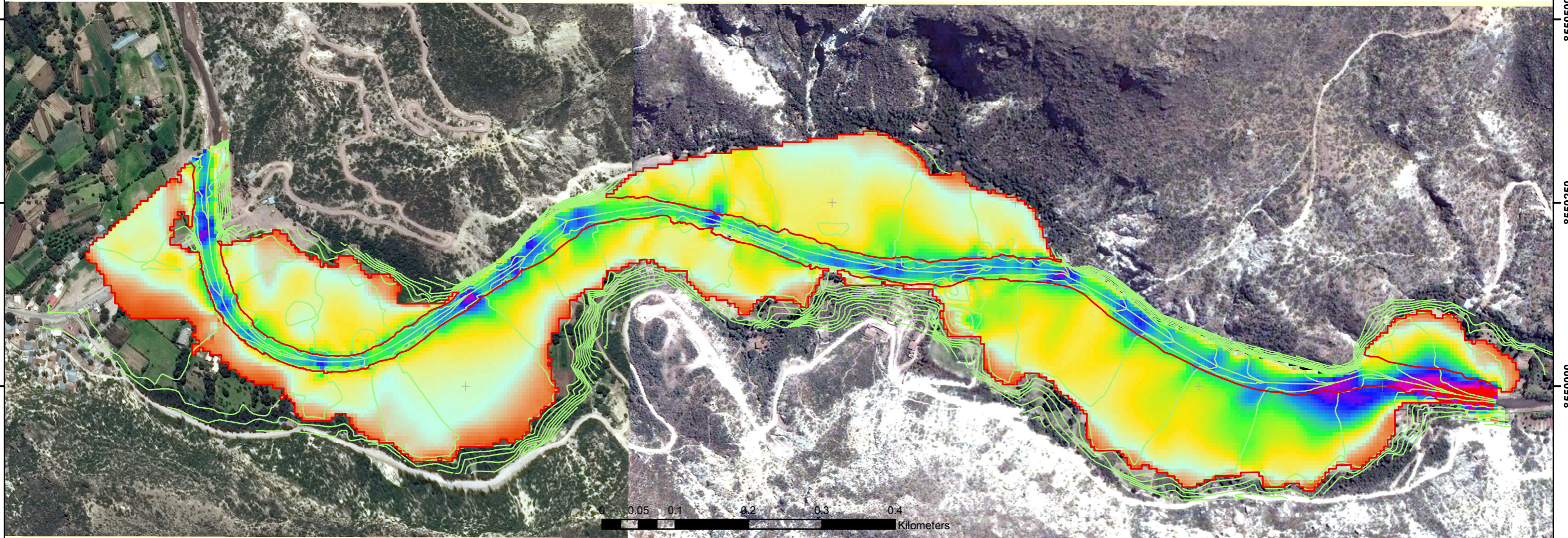
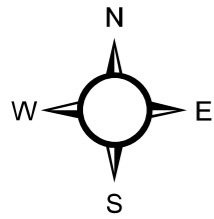
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



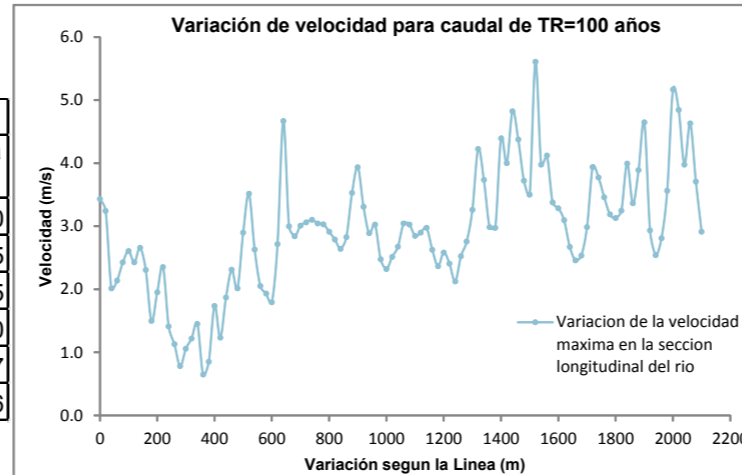
TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"

<b>UBICACION:</b>		<b>MAPA:</b>		<b>Nro MAPA</b>  <b>M</b> <b>08</b>
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	PROVINCIA : HUAMANGA	<b>VELOCIDADES MAXIMOS DE INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS</b>		
DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA	LUGAR : MUYURINA	ESCALA: 1 / 5000	FECHA: JULIO - 2016	DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.
TESISTA: Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS	APROBADO: COMISIÓN DE JUARADOS	

# VELOCIDADES MÁXIMAS DE LA MANCHA DE INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR: 100 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m <sup>2</sup> )	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	105957.838	10.60
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	84475.765	8.45
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	60460.064	6.05
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28997.683	2.90
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11671.610	1.17
TOTAL AREA INUNDADA				291562.961	29.16



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

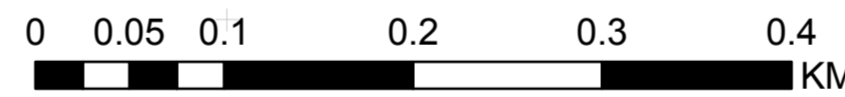
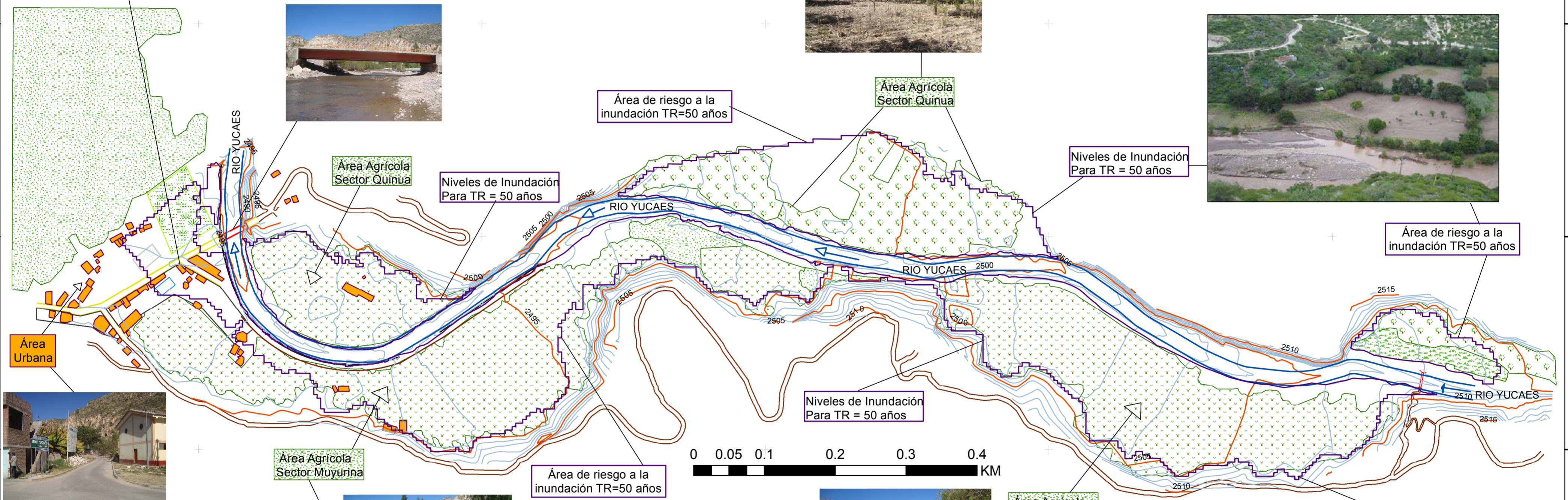
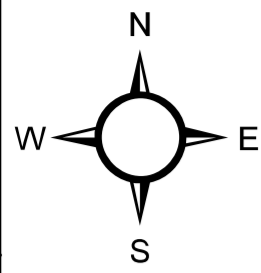
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"**

<b>UBICACION:</b>		<b>MAPA:</b>		<b>Nro MAPA</b>  <b>M</b> <b>09</b>
DEPARTAMENTO : AYACUCHO	PROVINCIA : HUAMANGA	<b>VELOCIDADES MAXIMAS DE INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS</b>		
DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA	LUGAR : MUYURINA	ESCALA: 1 / 5000	FECHA: JULIO - 2016	DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.
TESISTA: Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS	APROBADO: COMISIÓN DE JUARADOS	

# AREAS DE RIESGO A LA INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



Área Agrícola Sector Muyurina

Área de riesgo a la inundación TR=50 años

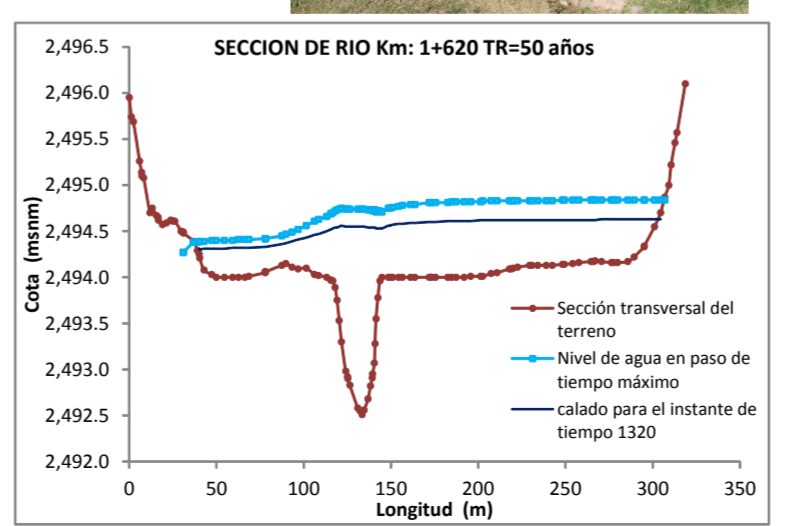
Área Agrícola Sector Muyurina

Área de riesgo a la inundación TR=50 años

**LEYENDA**

- Área de riesgo a la inundación TR=50
- Río Yucaes Sector Muyurina
- Curvas de nivel mayor
- Curvas de nivel menor
- Trocha carrozable
- Gavión
- Piscina
- Casa
- Manzana
- Estadio
- Losa deportiva
- Área cultivo 1
- Área cultivo 2
- Área cultivo 3
- Área cultivo 4
- Puente
- Calle Urbana
- Carretera

ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:50 AÑOS					
Rio	Distrito	Sector	Nombre	Area Inundada (m2)	Area Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 1	96679.334	9.67
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Area N° 2	83239.767	8.32
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 3	59634.018	5.96
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 4	28451.308	2.85
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Area N° 5	11050.210	1.11
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>279054.638</b>	<b>27.91</b>





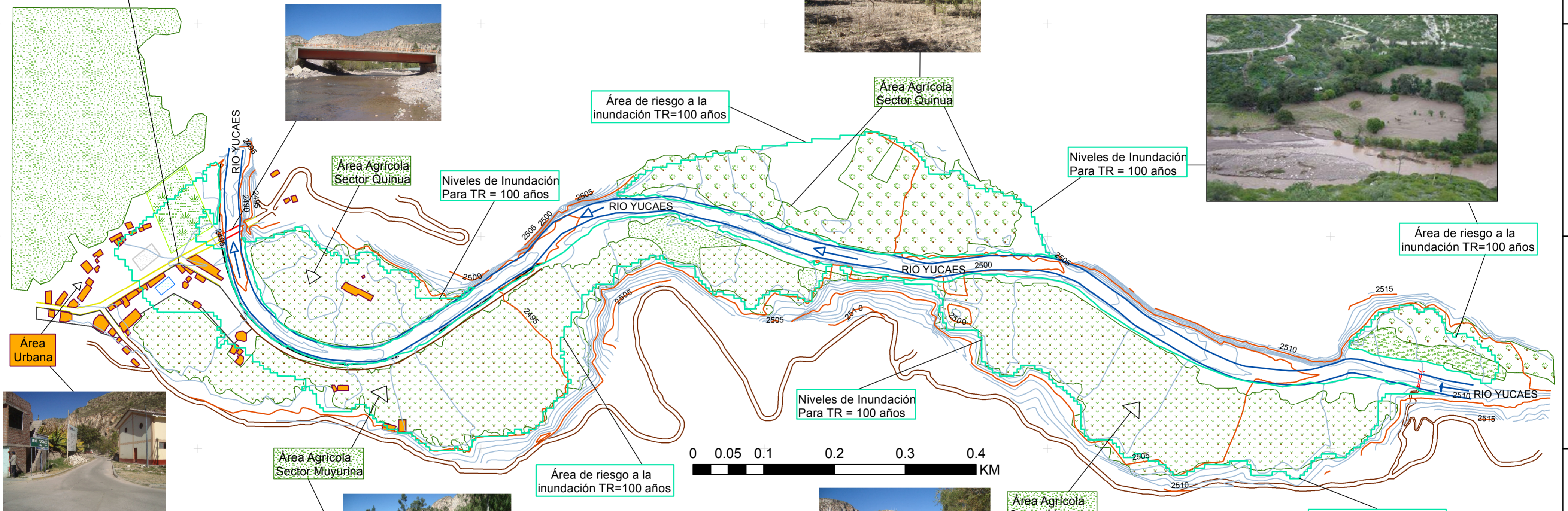
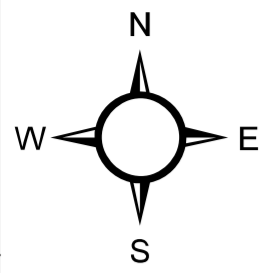
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"

UBICACION: DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA LUGAR : MUYURINA		MAPA: <b>AREAS DE RIESGO A LA INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 50 AÑOS</b>		Nro MAPA  <b>M 10</b>
TESISTA: Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ	REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS	FECHA: JULIO - 2016	DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.	

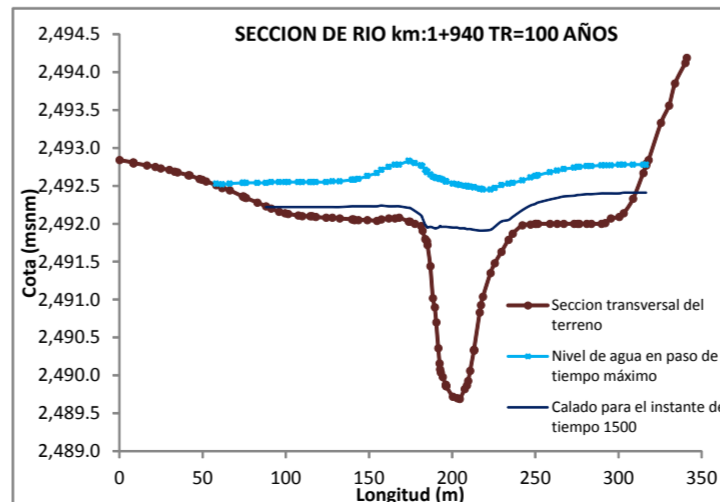
# AREAS DE RIESGO A LA INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA



**LEYENDA**

- Área de riesgo a la inundación TR=100
- Río Yucaes Sector Muyurina
- Curvas de nivel mayor
- Curvas de nivel menor
- Trocha carrozable
- Gavión
- Piscina
- Casa
- Manzana
- Estadio
- Losa deportiva
- Área cultivo 1
- Área cultivo 2
- Área cultivo 3
- Área cultivo 4
- Puente
- Calle Urbana
- Carretera

ÁREA DE RIESGO POR INUNDACIÓN PARA UN CAUDAL DE TR:100 AÑOS					
Río	Distrito	Sector	Nombre	Área Inundada (m <sup>2</sup> )	Área Inundada (ha)
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Área N° 1	105957.838	10.60
Yucaes	Tambillo	Izquierda Muyurina	Área N° 2	84475.765	8.45
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 3	60460.064	6.05
Yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 4	28997.683	2.90
yucaes	Quinua	Derecha Muyurina	Área N° 5	11671.610	1.17
<b>TOTAL AREA INUNDADA</b>				<b>291562.961</b>	<b>29.16</b>





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

TESIS: "ANÁLISIS DEL RIESGO POR INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YUCAES SECTOR MUYURINA - AYACUCHO, 2014"

UBICACION: DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : TAMBILLO - QUINUA LUGAR : MUYURINA		MAPA: <b>AREAS DE RIESGO A LA INUNDACION PARA UN CAUDAL DE TR = 100 AÑOS</b> ESCALA: 1 / 4 000 FECHA: JULIO - 2016 DISEÑO: Bach Ing. HÉCTOR GONZALES F.		Nro MAPA  <b>M 11</b>
TESIS: A. Bach. Ing. HÉCTOR GONZALES FERNÁNDEZ		REVISADO: COMISIÓN DE JUARADOS APR. OB. ADO: COMISIÓN DE JUARADOS		