

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

FACULTAD DE INGENIERÍA

E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL



**SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACIÓN EN LA
ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO
HIGUERAS – HUÁNUCO – 2014.**

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

TESISTA

JAVIER EDUARDO LÓPEZ CABELLO

HUÁNUCO – PERÚ

2014

DEDICATORIA

Con mucho amor y gratitud, A mi poder superior DIOS, por haberme dado la vida, salud, fortaleza, tenacidad y buena voluntad para permanecer íntegro en el sendero implantado según su voluntad.

A mis amados padres Walter López y Edith Cabello por haberme enseñado a cultivar en Mi valores de honestidad, respeto y perseverancia para mi formación personal, social e intelectual.

A mi hermano Walter Enrique López, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ti como lo es para mí.

A mi familia en general, porque me han brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

Gracias a todas las personas, amigos(as) que ayudaron directa e indirectamente en la realización de este proyecto.

En homenaje a los 25 años de la Universidad de Huánuco formando profesionales al servicio del Perú.

EDU LÓPEZ

AGRADECIMIENTO

Agradezco a la Universidad de Huánuco - Facultad de Ingeniería - E.A.P de Ingeniería Civil, al Decano y a los Docentes por la formación académica durante mi vida universitaria.

Al Ing. Pedro Córdova Trujillo, al Ing. Jaime Núñez Mosqueira: quienes con su dirección y apoyo incondicional hicieron posible la culminación de este trabajo.

Quiero expresar un gran reconocimiento a las personas que con sus sabios conocimientos, experiencias y orientaciones han sabido guiarme hasta la culminación de mi carrera profesional.

A mis queridos compañeros(as) y amigos(as) por su amistad, consideración, motivación y apoyo que hicieron posible mantenerme firme hasta culminar este trabajo.

De igual manera, mi gratitud y lealtad a los miembros del Tribunal Calificador de la tesis.

EDU LÓPEZ

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se realizó en la cuenca del río Higueras, específicamente el sitio de estudio se encuentra en las urbanizaciones León de Huánuco, El Bosque, El Tingo, Viña del río y Los Carrizales ubicados en la parte baja de la cuenca, terminando en la desembocadura del río Higueras.

Los objetivos planteados en la investigación son los siguientes: 1) Determinar el comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, para precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas; 2) calcular los parámetros morfométricos de la cuenca del río Higueras, para caracterizarla; 3) calcular los caudales máximos en diferentes periodos de retorno, para simular avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

La información requerida para la realización de la investigación fue, estadística de precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones meteorológicas de Jacas Chico, Canchan y Huánuco, información cartográfica actualizada, además de softwares como: Excel, AutoCad, ArcGis. Previa a la realización de los objetivos planteados, se realizó el levantamiento topográfico del cauce del río Higueras seccionando cada 20 metros iniciando desde la desembocadura del río Higueras hasta la zona de la Urbanización Los Carrizales, aguas arriba. El análisis de frecuencia e interpretación de la estadística de precipitaciones permitieron determinar a la estación Meteorológica de Canchan, como la estación indicada para este estudio.

El cálculo de los parámetros morfométricos de la cuenca son indispensables para calcular los caudales máximos, para cualquier metodología desarrollada indirectamente. En este estudio se empleó la metodología empírica e Hidrológica, puesto que no se contaba con datos de aforos y niveles máximos diarios del río Higueras.

SUMMARY

This thesis work was carried out in the River Basin Higueras, specifically the study site is located in the housing estates located in the lower part of the basin, ending at the mouth of the river Higueras.

The research objectives are: 1) To determine the hydraulic behavior of flooding in urban areas of the lower basin of the river Higueras; 2) calculate the morphometric parameters of the basin; 3) calculate the maximum flow in different return periods.

The information required for the conduct of research was statistical maximum 24-hour rainfall monthly weather stations Ponies Chico, Canchan and Huanuco, data cartographic information, and software such as: Excel, AutoCad, ArcGIS.

Prior to the realization of the objectives, the survey riverbed Higueras sectioning was performed every 20 meters starting from the mouth of the river to the area Higueras the Los Carrizales, upstream.

Frequency analysis and interpretation of statistical rainfall allowed to determine Canchan Meteorological Station, as the station indicated for this study.

The calculation of the morphometric parameters of the basin are necessary to determine the maximum flow in different return periods for any methodology developed indirectly. In this study the empirical and Hydrological methodology was used, since no data were gauging and maximum daily river levels Higueras.

INTRODUCCIÓN

Los ríos de la sierra del Perú se caracterizan por ser caudalosos en la época de avenidas o lluvias y de poco caudal en la época de estiaje; siendo necesario el conocimiento y aplicación de las medidas de prevención y control de la erosión de los cauces de los ríos a fin de prevenir inundaciones y una adecuada ubicación y diseño de estructuras hidráulicas.

Las zonas urbanas León de Huánuco, El Bosque, El Tingo, Viña del río y Los Carrizales ubicados en la cuenca baja del río Higueras no es ajeno a este problema, por encontrarse su trayectoria del río Higueras entre estas urbanizaciones y tener antecedentes de desbordes en épocas de ocurrencia de avenidas extraordinarias, así también en la parte media de la cuenca del río Higueras en la zonas de canchan afectando principalmente grandes áreas de cultivo; a esto se suma la poca importancia que se da en la actualidad al mantenimiento y conservación de las características geométricas e hidráulicas del cauce; así también al desconocimiento de programas de cómputo como es el caso del Hec-Ras, que facilitan la determinación de las zonas de inundación y a la ubicación adecuada de las estructuras hidráulicas.

De lo mencionado anteriormente el presente trabajo de investigación, demostrará la aplicación del Modelo Hec-Ras 4.0. considerando su calibración y validación de resultados, frente al modelamiento de caudales máximo para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 años.

INDICE

RESUMEN.....	III
SUMMARY.....	IV
INTRODUCCIÓN.....	V
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 SELECCIÓN Y FUNDAMENTACIÓN.....	12
1.1.1 Selección.....	12
1.1.2 Fundamentación.....	12
1.2 DESCRIPCIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	13
1.2.1 Descripción.....	13
1.2.2 Problema General.....	15
1.2.3 Problemas Específicos.....	15
1.3 OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS.....	15
1.3.1 Objetivo General.....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	15
1.4 HIPÓTESIS: GENERALES Y ESPECÍFICOS.....	16
1.4.1 Hipótesis General.....	16
1.4.2 Hipótesis General Nula.....	16
1.4.3 Hipótesis Específicas.....	16
1.4.4 Hipótesis Especificas Nulas.....	16
1.5 VARIABLES.....	17
1.5.1 Variable Independiente.....	17
1.5.2 Variables Dependiente.....	17
1.6 INDICADORES.....	17
1.6.1 Independiente.....	17
1.6.2 Dependiente.....	17
1.7 JUSTIFICACIÓN, IMPORTANCIA Y UTILIDAD.....	18
1.7.1 Justificación del Estudio.....	18
1.7.2 Justificación Social.....	18
1.7.3 Importancia del Trabajo.....	18
1.7.4 Utilidad del Trabajo de Investigación.....	19
1.8 LIMITACIONES.....	19
1.8.1 Limitación Económica.....	19
1.8.2 Limitación Geográfica.....	19
1.8.3 Limitación Bibliográfica.....	20
1.8.4 Limitación en la Obtención de Datos.....	20
1.9 RELEVANCIA SOCIAL.....	20

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1	ANTECEDENTES (ESTUDIOS ANTERIORES).....	23
2.2	ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	26
2.3	ANTECEDENTES NACIONALES.....	27
2.4	ANTECEDENTES LOCALES.....	29
2.5	BASES TEORICAS.....	29
2.5.1	HIDRAULICA FLUVIAL Y MORFOLOGIA.....	29
2.5.1.1	Clasificación de Ríos.....	30
2.5.1.1.1	Clasificación por Susceptibilidad a las Inundaciones.....	30
2.5.1.1.2	Clasificación del Rio por su Forma.....	31
2.5.1.2	Sinuosidad Hidráulica.....	35
2.5.2	CUENCA HIDROGRÁFICA.....	36
2.5.2.1	Funciones de una Cuenca.....	36
2.5.3	PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA.....	37
2.5.3.1	Parámetros de Forma.....	38
2.5.3.2	Parámetros de Relieve.....	42
2.5.3.3	Parámetros Relativos a la Red de Drenaje.....	44
2.5.4	HIDROLOGÍA.....	47
2.5.5	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA.....	48
2.5.5.1	Análisis de Doble Masa.....	49
2.5.5.2	Análisis de Homogeneidad.....	50
2.5.5.2.1	Consistencia de la Media o prueba T - Student.....	50
2.5.5.2.2	Consistencia de la Desviación Estándar o Prueba de Fisher.....	52
2.5.6	ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	53
2.5.6.1	Modelos y Procesos Hidrológicos.....	54
2.5.7	PERIODO DE RETORNO.....	55
2.5.8	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.....	56
2.5.8.1	Análisis de Confiabilidad de Datos Hidrológicos.....	57
2.5.8.2	Modelos de Distribución de Probabilidades.....	57
2.5.8.2.1	Distribución Gumbel.....	58
2.5.8.2.2	Distribución Normal.....	59
2.5.8.2.3	Distribución Log-Normal.....	60
2.5.8.2.4	Distribución Log Pearson Tipo III.....	61
2.5.8.3	Prueba de Bondad de Ajuste.....	62
2.5.8.3.1	Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov – Kolmogorov.....	63
2.5.9	MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE EVENTOS MÁXIMOS DE CAUDALES.....	64

2.5.10	CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F)	67
2.5.10.1	Tiempo de Concentración	69
2.5.11	CAUDAL MÁXIMO	70
2.5.11.1	Método Mac Maht	70
2.5.11.2	Hidrograma Unitario	71
2.5.11.2.1	Hidrograma Unitario Sintético	72
2.5.11.3	Sistema de Modelamiento Hidrológico	72
2.5.11.3.1	Modelo del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)	74
2.5.11.3.2	Precipitación Efectiva	75
2.5.11.3.3	Hidrograma Unitario Sintético del SCS	76
2.5.12	MODELO	79
2.5.12.1	Clasificación de Modelos	79
2.5.12.2	Clasificación de los Modelos Matemáticos	79
2.5.13	MODELOS HIDRÁULICOS	81
2.5.14	SIMULACIÓN	82
2.5.15	USO DEL MODELO HEC RAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES	82
2.5.15.1	Ecuaciones Para el Cálculo de Secciones	83
2.5.15.2	Subdivisión de la sección transversal y cálculo de la Conductividad	85
2.5.15.3	Coeficiente de rugosidad compuesto en el canal principal	87
2.5.15.4	Evaluación de la Carga Media Energética Cinética	88
2.5.15.5	Evaluación de las Pérdidas por Fricción	90
2.5.15.6	Evaluación de las Pérdidas por Contracción y Expansión	91
2.5.15.7	Procedimiento de cálculo	92
2.5.15.8	Determinación del Tirante Crítico	96
2.5.15.9	Aplicación de la Ecuación de Momento	98
2.6.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	103

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	107
3.2	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	107
3.3	DISEÑO Y ESQUEMA DE LA INVESTIGACION	108
3.3.1	Diseño de la Investigación	108
3.3.2	Esquema de la Investigación	109
3.4	POBLACION Y MUESTRA	110
3.5	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS	110

3.6	MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	112
3.7	MATRIZ DE OPERACIONALIZACION DE LAS VARIABLES.....	113
CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO		
4.1	UBICACIÓN Y LOCALIZACION DEL RIO HIGUERAS.....	117
4.2	DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA.....	118
4.3	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	119
4.3.1	Cartografía.....	121
CAPITULO V: PARAMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS		
5.1	MORFOMETRIADE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS.....	123
5.1.1	Parámetros Morfométricos de Forma.....	123
5.1.2	Parámetros Morfométricos de Relieve.....	125
5.1.3	Parámetros Morfométricos Relativos a la Red de Drenaje.....	126
CAPITULO VI: CAUDALES MÁXIMOS Y SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO HIGUERAS		
6.1	ESTACIONES METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICA.....	129
6.2	ANÁLISIS DE DOBLE MASA.....	131
6.3	ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD.....	137
6.4	PRECIPITACIONES MÁXIMAS.....	149
6.5	METODO MAC MAHT.....	152
6.5.1	Tiempo de Concentración.....	155
6.6	METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL SCS, CON EL HEC HMS.....	156
6.7	SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO HIGUERAS EN LA PARTE BAJA DE SU CUENCA CON EL MODELO HIDRAULICO HEC-RAS...	168
CAPITULO VII: RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
7.1	MORFOLOGÍA DE LA CUENCA.....	184
7.2	CAUDALES MÁXIMOS METODOLOGÍA MAC MAHT E HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL SCS.....	185
7.3	SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO HIGUERAS, PARTE BAJA DE SU CUENCA.....	187
7.4	PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	189
7.5	APORTE CIENTÍFICO – TÉCNICO.....	192
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN		
	CONCLUSIONES.....	194

RECOMENDACIONES.....	195
FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.....	196

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA FÍSICA.....	198
BIBLIOGRAFÍA ELECTRÓNICA.....	199

ANEXOS

Serie Histórica de Precipitaciones Máximas 24 Horas.....	201
Tablas Estadísticas.....	204
Valores del Coeficiente de Rugosidad – Numero de Curva.....	209
Mapas de la cuenca del rio Higueras.....	212
Panel Fotográfico.....	215
Características Hidráulicas.....	233
Simulación del Flujo en Cada Sección del Terreno Para $T_r = 25, 50$ y 100 Años.....	241
Certificado de Calibración - Estación total.....	259

LISTAS DE INFORMACIÓN

LISTA DE CUADROS

Número	Título	Página
1	Índices de Sinuosidad para ríos.	35
2	Denominación de la cuenca según su área.	39
3	Tendencias de cuencas según Kc	42
4	Características de la cuenca en función de la Densidad de drenaje.	46
5	Factor de escorrentía de Mac Math	71
6	Clasificación de diseño de investigación	108
7	Análisis De Doble Masa Precipitaciones Máximas De 24 Horas, Estaciones Canchan, Huánuco Y Jacas Chico.	132
8	Análisis De Doble Masa Precipitaciones Total Mensual, Estaciones Canchan, Huánuco Y Jacas Chico.	134
9	Análisis de Homogeneidad.	137
10	Orden de Homogeneidad	138
11	Datos históricos de precipitación máxima 24 horas -estación meteorológica de Canchan.	138
12	Distribución Normal - Estación meteorológica de Canchan.	139
13	Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Canchan.	139
14	Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Canchan.	140
15	Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Canchan.	140
16	Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de canchan.	141
17	Datos históricos de precipitación máxima 24 horas -estación meteorológica de Huánuco.	142
18	Distribución Normal - Estación meteorológica de Huánuco.	143
19	Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Huánuco.	143
20	Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Huánuco.	144
21	Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Huánuco.	144
22	Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de Huánuco.	145
23	Datos históricos de precipitación máxima 24 horas -estación meteorológica de Jacas Chico.	146
24	Distribución Normal - Estación meteorológica de Jacas Chico.	147
25	Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Jacas Chico.	147

26	Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Jacas Chico.	148
27	Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Jacas Chico.	148
28	Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de Jacas Chico.	149
29	Calculo de precipitaciones máximas para periodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50, 100, y 500 años con la estación meteorológica de Canchan.	150
30	Análisis de frecuencia para la precipitación máxima de 24 horas de duración.	151
31	Serie de datos de Precipitaciones máximas 24 horas – estación meteorológica Canchan.	152
32	Lluvia máxima para diferentes duraciones:	153
33	Intensidades máximas para diferentes duraciones:	153
34	Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno:	154
35	Valores de I_{max} , para diferentes duraciones en min. y para $T = 2, 5, 10, 25, 50, 100$ y 500 años	154
36	Cálculo de Coeficiente de Escorrentia	156
37	Cálculo de Caudal Máximo - Mac Maht	156
38	Precipitación Efectiva en la cuenca del rio Higueras.	158
39	Caudales máximos instantáneos (m^3/s) para diferentes periodos de retorno.	168
40	Parámetros morfométricos de la cuenca del rio Higueras.	184
41	Caudales máximos, método Mac Maht e Hidrograma Unitario Sintético SCS.	187
42	Resumen de la prueba de hipótesis	191

LISTA DE IMÁGENES

Número	Título	Página
1	Localización de la zona de estudio.	117
2	Modelo Hidrológico de la cuenca del rio Higueras.	157
3	Nivel de superficie medido, usada para la calibración del modelo.	189

LISTA DE GRÁFICOS

Número	Título	Página
1	Curva Hipsométrica de la cuenca del rio Higueras.	126
2	Análisis de doble masa de precipitaciones máximas 24 horas, estaciones de Jacas Chico, Canchan y Huánuco.	132
3	Análisis de doble masa, estación de Canchan.	133
4	Análisis de doble masa, estación de Huánuco.	133
5	Análisis de doble masa, estación Jacas Chico.	134
6	Análisis de doble masa, estación Jacas Chico, Canchan y Huánuco.	135
7	Análisis de doble masa, estación Canchan.	135
8	Análisis de doble masa, estación Huánuco.	136
9	Análisis de doble masa, estación Jacas Chico.	136
10	Curva de intensidad-duración-frecuencia, para 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.	155

LISTA DE FIGURAS

Número	Título	Página
1	Formación de las terrazas fluviales.	30
2	Clasificación de los ríos por su forma.	35
3	Tipos de curvas Hipsométricas.	44
4	Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones.	49
5	Análisis doble masa para obtener los periodos de estudio (en este caso $n1$, $n2$, $n3$).	50
6	Hidrograma unitario sintético forma triangular	77
7	Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.	84
8	HEC – RAS Método de subdivisión de caudales.	86
9	Método de subdivisión de caudales HEC – 2.	87
10	Ejemplo de como la cantidad de energía es calculado.	88
11	Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.	97
12	Aplicación del principio del momento.	99

LISTA DE TABLAS

Numero	Titulo	Pagina
1	Coeficientes de contracción y expansión	91

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Numero	Titulo	Pagina
1	Vulnerabilidad físico-climático del puente León de Huánuco, frente a la crecida de las aguas del rio Higueras.	24
2	Captación de las aguas del rio Higueras.	25
3	Captación de las aguas del rio Cozo.	25
4	Personal y tesista ubicando los prismas.	120
5	Personal y tesista realizando el levantamiento topográfico. seccionando el rio Higueras.	120
6	Estación meteorológica (CP) – Huánuco.	130
7	Estación meteorológica (CO) – Canchan.	130
8	Estación meteorológica (CO) – Jacas Chico	130
09	Estación Hidrológica (HLM) - Higueras	131
10	Nivel de superficie medido, usada para la calibración del modelo.	188
11	Visita a la estación meteorológica de Canchan categoría ordinaria, junto al encargado el Sr. Emilio Córdova Lifonso.	215
12	Mostrando las coordenadas de la estación meteorológica de Canchan.	215
13	Reconocimiento de los instrumentos junto al encargado el Sr. Emilio Córdova Lifonso.	216
14	Reconocimiento del pluviómetro de la estación meteorológica de Canchan.	216
15	Visita a la estación hidrológica limnimétrica del Higueras, en compañía del encargado, el Sr. Emilio Córdova Lifonso.	217
16	Mostrando las coordenadas de la estación hidrológica limnimétrica del Higueras.	217
17	Vista de terrenos de cultivos que son afectados por desborde del rio Higueras en épocas de máximas precipitaciones, en la zona de Canchan.	218
18	Terrenos de cultivos afectados por los desbordes del rio Higueras	218
19	Vista panorámica de la estación meteorológica de Jacas Chico categoría ordinaria, que se encuentra en el distrito de Jacas Chico.	219
20	Interior de la estación meteorológica de Jacas Chico, junto al	219

	encargado, el señor Willian Salvador Ortiz.	
21	Mostrando las coordenadas UTM, de la estación meteorológica de Jacas Chico.	220
22	Vista del recipiente del pluviómetro de la estación meteorológica de Jacas Chico.	220
23	Parte alta de la cuenca del rio Higueras	221
24	Ríos tributarios del rio Higueras.	222
25	Vista de la desembocadura del rio Higueras al rio Huallaga.	223
26	Puente Tingo erosionado por la crecida de caudal del rio Higueras.	223
27	Se observa la vulnerabilidad de la Urbanización León de Huánuco, frente a la crecida del caudal del rio Higueras.	224
28	Puente León de Huánuco vulnerable frente a las crecidas del caudal del rio Higueras.	225
29	Se observa la vulnerabilidad de la Urbanización el Tingo frente a la crecida del caudal del rio Higueras.	225
30	Colapso de calzada y formación de fisuras en la carretera Huánuco – La Unión, generada por la crecida de caudal del rio Higueras.	226
31	Inundación y alteración del cauce del rio Higueras, afectando a las viviendas y terrenos de cultivo.	226
32	Desborde del rio Huallaga, tramo malecón León de Huánuco.	227
33	Crecida del caudal del rio Huallaga generando posibles desbordes.	227
34	Instalación de la estación total (Estación nº01)	228
35	Tesista y personal junto al prisma, dando inicio al seccionamiento del cauce.	228
36	Tesista con el prisma, posicionando en el puente Tingo.	229
37	Tesista con el prisma, posicionando debajo del puente León de Huánuco.	229
38	Tesista y personal realizando cambio de estación.	230
39	Tesista y personal, tomando datos y seccionando aguas arriba del Puente León de Huánuco.	230
40	Tesista y personal, tomando datos y seccionando en dirección de la urbanización Los Carrizales.	231
41	Tesista con el prisma seccionando cauce del rio.	231
42	Tesista y personal ubicando los prismas en el cauce del rio.	232
43	Tesista y personal direccionando los prismas.	232

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. SELECCIÓN Y FUNDAMENTACIÓN

1.1.1. SELECCIÓN

La zona de investigación está ubicada en la cuenca baja del río Higueras, donde los habitantes de las urbanizaciones León de Huánuco, El Bosque, El Tingo (asentados en la margen derecha del río), y las urbanizaciones Viña del río y Los Carrizales (asentados en la margen izquierda) se encuentran vulnerables frente al desborde de las aguas del río Higueras.

Siendo el punto de inicio la desembocadura del río Higueras al río Huallaga, a lo largo del Malecón Higueras, aguas arriba. La principal vía de acceso es la Prolongación dos de Mayo donde se ubica el Puente Tingo.

El problema que se presenta es el desborde del río Higueras causado por la ocurrencia de avenidas extraordinarias, los habitantes de estas urbanizaciones recuerdan la inundación del 6 de marzo de 1,986 como la de mayor magnitud.

1.1.2. FUNDAMENTACIÓN

Las inundaciones son fenómenos frecuentes en nuestro país, así como también en la cuenca del río Higueras; que por lo general, ocurren entre los meses de diciembre a marzo (época de máximas avenidas), en los que se presentan las mayores precipitaciones pluviales.

Considerando el incremento de las precipitaciones pluviales con mayor duración, frecuencia e intensidad en estos últimos años en la ciudad de Huánuco, específicamente en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras y en todo el Perú, la cual genera el aumento del caudal de los recursos hídricos, provocando desastres naturales con la máxima

crecida de caudales, así también desborde del río sobre las estructuras de las zonas urbanas.

También cabe resaltar que por consecuencia del cambio climático por la degradación ambiental de las industrias, desinterés de las municipalidades distritales, provinciales, el Gobierno Regional y la misma población que ha generado en las partes más altas de la cuenca del río Higuera la deforestación de algunas especies; todo estos efectos ha conllevado estos problemas hidrológicos.

Se conoce que los árboles por su capacidad hídrica de regular los efectos de la temperatura en el medio ambiente, por lo que cuando existe alta precipitación, estos retienen el agua en sus tejidos, de esta manera controlando el equilibrio hidrológico.

1.2. DESCRIPCIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. DESCRIPCIÓN

Las urbanizaciones León de Huánuco, El Bosque, El Tingo, Viña del río y los carrizales ubicados cerca a las riberas del río Higuera, en la zona baja de la cuenca del río Higuera han ocasionado en algunos puntos la reducción de la sección hidráulica, alterando de esta manera el libre flujo de las aguas; y cuando aumenta el caudal se ve interrumpido su paso con secciones hidráulicas angostas, por lo que como consecuencia el caudal del río se desborda a las vías de comunicación, viviendas; ocasionando pérdidas económicas y materiales, de tal manera afectando la calidad de vida.

Las condiciones geométricas e hidráulicas inadecuadas del cauce, lo cual se complementa con la poca importancia que se presenta en la actualidad a las características señaladas, así como también al diseñar cualquier tipo de estructura hidráulica; en especial, aquellos que no utilizan los conocimientos y herramientas tecnológicas existentes para el diseño de estructuras defensivas y prevención de inundaciones, las cuales son: El diseño Hidrológico (generación de caudales para un periodo de retorno al cauce), diseño Hidráulico (que determina las características hidráulicas del cauce) y por último el diseño estructural a plantearse; por lo que cuando no se hace modelos de simulación hidráulica, producen un mal diseño y una mala ubicación de las obras hidráulicas; y consecuentemente estas, no cumplen con las funciones para los que fueron diseñados; por tanto, pueden ocasionar pérdidas de vidas humanas, de viviendas de la zona urbana e infraestructuras del estado.

Sin embargo en la actualidad el conocimiento científico en materia de simulación Hidráulica de ríos, permite utilizar herramientas poderosas para así lograr el desarrollo de sistemas de control de inundaciones de manera eficiente en el tiempo y espacio; cuya utilización, nos ayuda al cálculo de los parámetros necesarios para determinar el grado de amenaza para diferentes periodos de retorno de las avenidas extraordinarias, y así implantar políticas de prevención y mitigación.

1.2.2. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál será el comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higuera, que permitirá determinar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas – Huánuco – 2014?

1.2.3. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cómo influyen los parámetros morfométricos en las inundaciones de la zona urbana de la cuenca baja del río Higuera – Huánuco – 2014?

¿Cómo influyen los caudales máximos en diferentes periodos de retorno en la zona urbana de la cuenca baja del río Higuera – Huánuco – 2014?

1.3. OBJETIVOS: GENERAL, ESPECÍFICOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higuera, para precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Calcular los parámetros morfométricos de la cuenca del río Higuera, para caracterizarla.

Calcular los caudales máximos en diferentes periodos de retorno, para simular avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higuera.

1.4. HIPÓTESIS: GENERAL, ESPECÍFICOS Y NULOS

1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

La determinación del comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas.

1.4.2. HIPOTESIS GENERAL NULA

La determinación del comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, mediante la simulación hidráulica no permitirá precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas.

1.4.3. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

El cálculo de los parámetros morfométricos permitirá caracterizar a la cuenca del río Higueras.

El cálculo de los caudales máximos en diferentes periodos de retorno influirá en la simulación de avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

1.4.4. HIPOTESIS ESPECÍFICAS NULAS

El cálculo de los parámetros morfométricos no permitirá caracterizar a la cuenca del río Higueras.

El cálculo de los caudales máximos en diferentes periodos de retorno no influirá en la simulación de avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

1.5. VARIABLES

1.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del rio Higueras.

1.5.2. VARIABLES DEPENDIENTE

Ubicación adecuada de Estructuras Hidráulicas.

1.6. INDICADORES

1.6.1. INDEPENDIENTE

X1 : Precipitación (mm)

X2 : Caudal (m³/s)

X3 : Cota (msnm)

1.6.2. DEPENDIENTE

Y1 : Tirante hidráulico en cada sección de análisis.

1.7. JUSTIFICACIÓN, IMPORTANCIA Y UTILIDAD

1.7.1. Justificación del Estudio

Ya que en la actualidad se cuenta con el apoyo de programas para la automatización de datos en materia de simulación hidráulica de ríos, y que también se vienen empleando en trabajos de distinto lugares; y teniendo esta información es donde uno puede utilizar los mismos criterios, pero abocados en este caso particular como es en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

1.7.2. Justificación Social

La ejecución del presente estudio, reviste gran importancia social; toda vez que contribuirá de manera contundente a la protección de tierras agrícolas, pobladores, edificaciones de viviendas y del estado.

1.7.3. Importancia del Trabajo

El presente trabajo de investigación es importante, debido a que se dará mayor realce al estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca del río Higueras, control de avenidas, que en términos concretos significa la prevención de daños por desbordamiento o derrames de las corrientes naturales; pero el hombre puede hacer poco para evitar una gran avenida; sin embargo puede reducir el daño a través de una combinación de medidas defensivas; cuyo fin supremo es brindar seguridad al entorno humano.

1.7.4. Utilidad del Trabajo de Investigación

La utilidad que se le dará a este trabajo es que servirá de información referencial para otras zonas cercanas al estudio, en materia de estudio hidrológico y simulación hidráulica de cauces naturales; además contribuirá al desarrollo de la región con los sistemas de alerta temprana frente a inundaciones, es más facilitará la manipulación de los factores que intervienen en el procesos de determinación de la distribución espacial del flujo sobre la zona de inundación y zonas con riesgo de inundación. Teniendo como garantía básica la aceptación internacional y nacional del modelo de Simulación Hidráulica empleando Hec-Ras 4.0.

1.8. LIMITACIONES

1.8.1. Limitación Económica

En este aspecto se puede mencionar el poco apoyo de algunas instituciones que brindan información meteorológica, y en algunos casos ofreciendo cifras inalcanzables para un alumno que requiere de esa información. Perú es el único país que vende datos meteorológicos, así sea para fines de investigación académica.

1.8.2. Limitación Geográfica

La ubicación geográfica donde se desarrollará la investigación, parte baja de la cuenca del río Higuera, condiciones climáticas, el caudal del río que será el principal limitante durante los trabajos del levantamiento topográfico (seccionamiento) del cauce del río.

1.8.3. Limitación Bibliográfica

Entre una limitación bibliográfica que se puede resaltar, es la poca información sobre aspectos de simulación hidráulica de cauces naturales en idioma español, ya que todo relacionado con simulación hidráulica se encuentra en inglés y los manuales de los programas también, a esto se suma la poca difusión de este tipo de programas en nuestra región y de esta manera no existe mucha bibliografía para casos similares, y si lo existen son mínimas.

1.8.4. Limitación en la Obtención de Datos

Considerada como la limitación más trascendental que tiene el trabajo de investigación, es porque se tiene un corto periodo de registros históricos de precipitaciones pluviales y penuria de aforos del río Higueras, el SENAMHI sólo registró la información de niveles de agua promedio del río Higueras y no niveles máximos, en la estación Hidrológica del Higueras desde el año 2001, y sumando a esto, que en la cuenca del río Higueras solo existen dos estaciones meteorológicas y una hidrológica (Estación Meteorológica de Canchan, Estación Meteorológica de Jacas Chico y la Estación Hidrológica del Higueras).

1.9. RELEVANCIA SOCIAL

La ocurrencia de desborde del río Higueras ocasiona daños a las obras de infraestructura civil, pérdida económica y atenta contra la vida humana de los habitantes; por lo que conduce hacia la búsqueda de soluciones adecuadas como medidas de prevención y mitigación, a fin de reducir los efectos destructivos a la sociedad.

Respecto al estudio del río Higuera la relevancia social será implantar políticas de prevención y mitigación frente a este desastre natural, ubicación adecuada y exacta de obras hidráulicas, que ambos contribuirán de manera contundente a la protección de los habitantes, sus edificaciones de viviendas y a las infraestructuras del estado.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES (ESTUDIOS ANTERIORES)

Para el ámbito de la cuenca del río Higuerras, los antecedentes sobre teorías de hidráulica pluvial relacionados con el problema de investigación del presente trabajo en su estado natural, se tiene únicamente la tesis del Sr. José Luis Flores Valverde, "Comportamiento Hidrodinámico del Río Higuerras". Universidad Nacional Hermilio Valdizán Medrano. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Huánuco – Perú 1996, que sus conclusiones consideradas son:

- ✓ En la actualidad se construyen obras de defensa ribereña, sin el estudio adecuado, caso específico se puede mencionar el muro de defensa, de concreto ciclópeo construido en la zona de la urbanización los Carrizales, que con la avenida del año 1995, colapso parte del muro.
- ✓ La cantidad de sedimentos que arrastra la corriente del río Higuerras en mayor proporción se debe a la erosión de las partes altas de la cuenca, comparada con la erosión de las riberas del río. Lo que trae como consecuencia la formación de islas en el cauce del río, obligando de esta manera al cambio del curso del río.
- ✓ Existen extensos terrenos de cultivo que año a año son inundados, zonas de Canchan y Kotosh.

En su estado artificial o con obras hidráulicas existe en la parte baja de la cuenca del río Higuerras, el puente León de Huánuco, que tiende a la vulnerabilidad de los efectos físicos-climáticos, esto se pudo constatar el día 22 de marzo del 2014, que tras una gran avenida el puente se encontraba vulnerado, por la crecida de las aguas del río Higuerras,

teniendo como tirante libre una altura aproximada de medio metro a la loza del puente.

Fotografía N°01: Vulnerabilidad físico-climático del puente León de Huánuco, frente a la crecida de las aguas del rio Higueras.



En la zona de canchan (2,001 msnm) se encuentra la captación de las aguas del rio Higueras para el abastecimiento de agua potable, es de tipo barraje fijo que encausa las aguas del río, derivando parte de sus aguas hacia una ventana lateral controlable por una compuerta, de la cual mediante un canal pasa a una caja de grava para retirar el material grueso, que seguido de su tratamiento de agua es distribuida para el consumo humano de la ciudad de Huánuco. La construcción de estas estructuras es de concreto armado, data del año 1,967, que son 47 años hasta la actualidad.

Fotografía N°02: Captación de las aguas del rio Higueras.



En la cuenca del rio Higueras se tiene estructuras hidráulicas de gran importancia para el departamento de Huánuco y sus localidades, tanto en el rio principal como en sus afluentes (rio Cozo y rio Mito).

En la subcuenca del rio Cozo se tiene la captación de las aguas del rio Cozo, derivando el recurso hídrico con un canal abierto hasta la parte alta de los cerros de Marabamba y Pillco Marca.

Fotografía N°03: Captación de las aguas del rio Cozo.



2.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

En el ámbito internacional se tiene la tesis del ingeniero Edgar Castelló, “Determinación de la capacidad Hidráulica del canal los Molinos - Córdoba”. Universidad Nacional de Córdoba, Maestría en ciencias de la ingeniería – Mención Recursos Hídricos. Tesis para optar el grado de Magister. Córdoba – Argentina 2009, que después de haber empleado los modelos numéricos, en una de sus conclusiones menciona que mediante la aplicación de los modelos HEC-RAS (centro de ingeniería hidrológica – sistema de análisis de ríos) y SWMM (Modelo de Gestión de Aguas Pluviales), se logró una adecuada representación de las características hidráulicas del canal. HEC-RAS permitió la simulación de los tramos con flujo a superficie libre y la visualización de las curvas de remanso generadas. El flujo a presión en los sifones existentes fue estimado por medio del modelo SWMM.

Se tiene la tesis del Sr. Oscar Lenin Juela Sivisaca, “Estudio hidrológico y balance hídrico de la cuenca alta del río Catamayo hasta la estación arenal en el sitio el boquerón, provincia de Loja”. Universidad Nacional de Loja. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola. Loja – Ecuador 2011, indicando en sus conclusiones que:

- La distribución temporal de aforos realizados históricamente en la estación Arenal no son secuenciales y no garantizan confiabilidad, por tanto las curvas de descarga, de duración general y variación estacional no son confiables.
- La socavación y sedimentación notoria en el sitio o en la sección de la estación Arenal, produjeron una serie de curvas de descarga, con severas dificultades de definición de la ecuación matemática así como de sus periodos y niveles de validez.

- La información de niveles diarios con vacíos demasiado largos en tiempo no permitieron la generación o cálculo de una estadística completa de caudales diarios.

2.3. ANTECEDENTES NACIONALES

En el ámbito nacional se tiene la tesis del Ing.Mag. Eduardo Abraham Chávarri Velarde, “Modelación Hidrodinámica unidimensional de los grandes ríos de la cuenca amazónica”. Universidad Nacional Agraria La Molina – Escuela de Postgrado. Tesis para optar el grado de Doctoris Philosophiae. Lima – Perú 2013, y a partir de los resultados obtenidos refiere en sus conclusiones:

- El 60% del área del territorio del Perú, se encuentra dentro de la cuenca Amazónica, por lo tanto, el conocimiento de la hidrodinámica del río Amazonas es fundamental para tratar los temas ambientales, económicos y sociales de dicha Región, y aún más importante en estos últimos años debido a la mayor frecuencia de ocurrencia de eventos extremos.
- Sobre la aplicabilidad de la altimetría radar, concluye que esta tecnología es una nueva alternativa para monitorear la evolución de las ondas del flujo a lo largo de los ríos y por otra parte, es útil en los procesos de calibración y validación de los modelos hidrodinámicos en el ámbito de la cuenca Amazónica, especialmente para ríos con anchos de espejo de agua mayores o iguales a 42.00 m.

Así mismo se tiene la tesis de la Srta. Palomino Cuya, Grace, “Zonificación de áreas inundables utilizando sistemas de información geográfica. Aplicación al tramo final del río chillón”. Universidad Nacional de Ingeniería.

Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Lima – Perú 2004, después de hacer su análisis respectivo manifiesta que los mapas de amenaza de inundación pueden mostrar mapas de inundación históricas, y que la planicie de inundación perteneciente al periodo de retorno de 100 años muestra áreas inundadas que no deberían ser ocupadas por edificaciones permanentes o de vital importancia como viviendas, centros educativos, centros de salud, centros industriales, etc. Así por ejemplo se tiene que el área inundada para un caudal de 183 m³/seg con periodo de retorno de 100 años es de 192.28 Ha y para un caudal de 90 m³/seg con periodo de 5 años es de 48.80 Ha.

Así también el Sr. Mamani Apaza, Rodolfo, que realizó un estudio de defensa aplicado al río Ramis Taraco – Puno, correspondiente al tramo puente Taraco – comunidad Sacasco, presentado a la Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima – Perú 1994, llegando a la conclusión de que mediante el modelamiento del perfil hidráulico con el uso del programa HEC-2, (versión anterior al Hec-Ras) se comprobó que existe problemas de inundación a lo largo de todo el cauce del río para periodos de retorno superiores a 25 años, en condiciones más crítica.

Por otra parte el Sr. Ochoa Acuña, Juan en su estudio de defensa ribereña con estructuras flexibles al río Rimac tramo puente Girasoles – puente Ñaña, presentado a la universidad agraria la Molina, Lima - Perú 1992; en una de sus conclusiones hace mención que toda obra hidráulica a ser construida en cauces de ríos, debe ser estudiada con la teoría de Hidráulica Fluvial en dos condiciones: (1) en su estado natural o sin proyecto y, (2) en su estado artificial o con proyecto.

2.4. ANTECEDENTES LOCALES

En el ámbito local se tiene la tesis del Sr. Héctor Antonio Bardales Salazar, “Simulación Hidráulica de desbordes del río Huallaga – Zona Huachog”. Universidad Nacional Hermilio Valdizan Medrano. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Huánuco – Perú 2008, que en sus conclusiones comenta que:

- El área de la cuenca hasta el punto de salida de la estación hidrométrica del puente Taruca es de 5607.65 Km², y el área de la cuenca hasta la zona de estudio (Huachog) se determinó en 5158.07 Km².
- Con la simulación realizada se encontró que el río Huallaga en la zona de Huachog se desborda con un caudal superior a 174.47 m³/s que corresponde a un periodo de retorno de 2 años.
- La altura hidráulica promedio del sistema defensivo en la zona de estudio es de 1.45 m, variando una altura mínima de 0.22 m a una máxima de 2.64 m.

2.5. BASES TEORICAS

2.5.1. HIDRÁULICA FLUVIAL Y MORFOLOGÍA

El objetivo de la hidráulica fluvial es proporcionar conocimientos de las características físicas de los ríos. Rocha (1998) por ejemplo manifiesta que son las condiciones del clima (precipitaciones, temperatura) y las características geológicas (topografía, litología, suelos), son las que se asienta una determinada vegetación y usos de suelos, que determinan el comportamiento hidrológico de cada cuenca y la salida de caudales y sedimentos de los cauces configurando su morfología y régimen.

2.5.1.1. CLASIFICACIÓN DE RÍOS

Rocha (1998), dice que hay muchas formas y criterios de clasificación de los ríos, cada clasificación tiene un origen y una finalidad específica; una de ellas e importante en el desarrollo de estas tesis son las clasificaciones siguientes:

2.5.1.1.1. Clasificación por susceptibilidad a las inundaciones

- a) Ríos sin área de inundación (confinados).
- b) Ríos con área de inundación.

La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo; (Rocha, 1998).

El movimiento lateral de los ríos trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden construir terrazas fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el río se desborda, con respecto al cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor o cauce de avenidas.

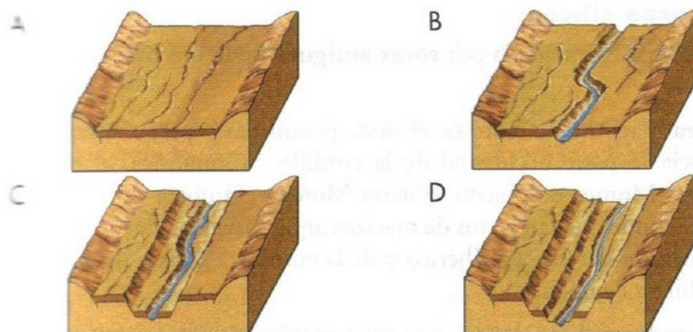


Figura N° 01: Formación de las terrazas fluviales

2.5.1.1.2. Clasificación del río por su forma

Los ríos pueden ser clasificados en términos del patrón del cauce, que es, la configuración del río vista en planta, en un mapa o el aire. Según esto se clasifican en rectos, meándricos, entrelazados o alguna combinación de estos.

Rocha (1998) menciona que los cauces rectos son raros en la naturaleza. Aunque un cauce puede tener riveras relativamente rectas, el thalweg (línea de mayor tirante a lo largo del cauce), es usualmente sinuoso. Como resultado, no es muy sencillo distinguir entre cauces rectos y meándricos.

La sinuosidad del río, la razón entre la longitud del thalweg a la distancia hacia abajo del valle, es frecuentemente usado para distinguir un cauce recto de un meándrico.

Una vista aérea de los ríos indicaría que sus formas son tantas como ríos existen, pero para fines prácticos se consideraran tres principales formas fundamentales:

a) Ríos de cauce rectos

En la naturaleza prácticamente no existen ríos rectos. Se les suele considerar como un estado transitorio al meándrico. Villón (2011), dice que un tramo fluvial recto es anormal y transitorio; es decir esencialmente inestable. Rocha (1998), afirma que; según su experiencia, en la naturaleza los cursos de agua verdaderamente rectos son tan raros que pueden considerar como inexistentes. Hay ríos que tienen pequeños tramos rectos, o casi rectos (se les llama semirectos), cuya longitud podría ser, referencialmente, tan solo del orden de 10 veces el ancho del río. Esta aparición circunstancial de pequeños tramos rectos puede deberse a la presencia de determinadas estructuras geológicas.

Un río recto podría definirse como aquel cuya sinuosidad es tan pequeña que puede despreciarse. En un tramo rectilíneo el índice de sinuosidad es teóricamente igual a 1.20. Referencialmente, se puede señalar que usualmente se llama “río recto” a aquel cuyo índice de sinuosidad es menor que 1.20.

b) Los ríos de cauces trenzados

Los ríos trenzados tienen varios canales secundarios (brazos) que se comunican entre sí y que forman bancos (islas transitorias) entre ellos. Se ha dicho que son multicanalizados.

Estos canales se separan y vuelven a unirse. Este tipo de ríos tiene un curso divagante, literalmente “entrelazado”. Los cauces se entrecruzan. Los brazos no tienen una definición permanente. Estas variaciones son notables después de las grandes avenidas. Cuando se trata de construir un puente sobre un río entrelazado, se requiere de una gran luz debido al ancho importante del río, cuya gran variedad no puede dejar de tenerse en cuenta; Rocha (1998).

Se acepta que un río trenzado se origina cuando en una corriente hay gran transporte sólido y líquido y, de pronto, disminuye el caudal líquido y entonces los sólidos, al no ser transportados, depositan en el lecho formando islas o barras.

Una vista panorámica de un río entrelazado daría la impresión de ser rectilíneo, pero los brazos (canales) que lo constituyen suelen ser muy sinuosos. Los ríos entrelazados aparecen en las corrientes que tienen grandes cantidades de sólidos de fondo, relativamente gruesos. En general, en los márgenes y en el lecho hay poca cantidad de limos y arcillas.

Los ríos trezados son marcadamente inestables y de comportamiento altamente impredecible. Aparecen con pendientes grandes, tienen pequeños calados (tirantes) y su ancho es grande. Pueden tener grandes cantidades de sólidos de fondo que excedan la capacidad de transporte de la corriente. El exceso de sólidos sedimenta y se forman islas transitorias y bancos inestables. El río se subdivide en varios brazos muy sinuoso que rodean los bancos que se forman.

Rocha (1998), planteó la existencia de dos causas, que juntas o independientemente, podrían dar lugar a un río trezado:

- ✓ Exceso de sedimentos que el río no puede transportar en su totalidad que trae como consecuencia que una parte de ellos deposite en el cauce y de lugar a la formación de bancos (islas).
- ✓ Pendiente grande, lo que origina pequeños tirantes.

La primera causa señalada, que se presenta cuando la capacidad de transporte de la corriente es insuficiente para transportar las cantidades de sólidos de fondo que se presentan en el río como producto de la erosión de la cuenca. Se denomina capacidad de transporte a la máxima cantidad de material sólido de fondo, de una cierta granulometría, que una corriente puede transportar con un gasto dado.

Una variante de los ríos entrelazados está constituida por los ríos anastomosados, los que se presentan cuando del curso principal se separan brazos que regresan, luego de un cierto recorrido, al cauce principal.

c) Los ríos de cauces meándricos.

La tendencia a formar meandros es característica de los ríos aluviales, es por eso que se dice que son serpenteantes. Es decir que tienen una

tendencia natural a no seguir un curso rectilíneo, lo que constituye una expresión de su inestabilidad. La aparición de meandros significa necesariamente un aumento del recorrido fluvial lo que implica la disminución de la pendiente y de la velocidad media de la corriente.

Los ríos meándricos están formados por una sucesión de curvas cuyo índice de sinuosidad es superior a 1.5 (valor referencial). Un río aluvial es tortuoso en la medida en la que tiene muchas curvas y tiene meandros en la medida en la que estas curvas (es decir, las tortuosidades) se desplazan.

Rocha menciona que un canal en roca puede ser tortuoso, pero no tiene meandros, porque no hay movilidad de las tortuosidades. Esta enorme movilidad de los meandros tiene gran importancia para la ingeniería en el momento de proyectar una obra, como podría ser un camino o un puente. Parece ser que existe una gran similitud, en diferentes ríos, entre sus respectivas relaciones entre el radio de curvatura y el ancho del río.

Numerosos investigadores se han dedicado a estudiar los meandros fluviales así por ejemplo. Rocha (1998) señala que "Para ríos aluviales el alineamiento meandriformes parecería la forma más plausible y eficiente a través de la cual el sistema tiende a minimizar progresivamente su pendiente para aproximarse a la condición de equilibrio dinámico. Aunque algunos ríos exhiben largos tramos cuasi-rectilíneos, la mayor parte de los ríos de llanura desarrollan meandros más o menos regulares.

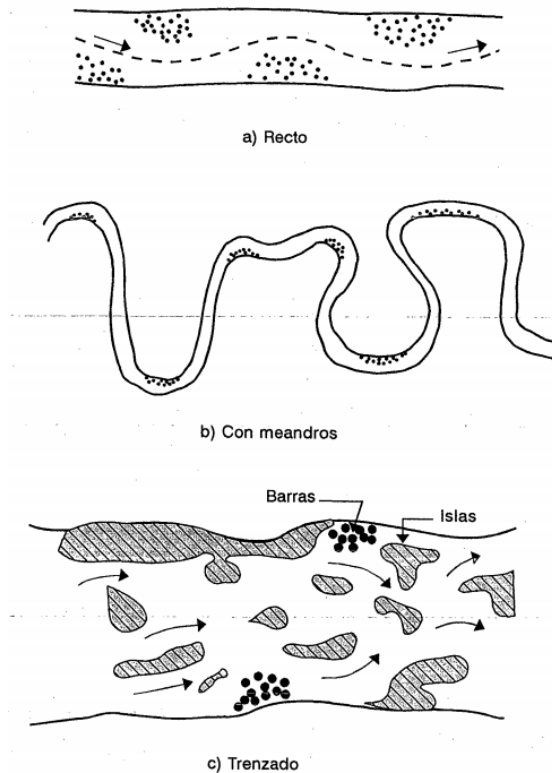


Figura N° 02: Clasificación de los ríos por su forma.

2.5.1.2. SINUOSIDAD HIDRÁULICA

La mayor sinuosidad suele ser en cauces de poca pendiente, frente a una baja sinuosidad representativa de un cauce de mayor pendiente y, por ello, con mayor fuerza erosiva. El cálculo de la sinuosidad es propuesto por Schumm, quien la define de la siguiente forma: el desarrollo de meandros existentes en el cauce principal de un río, y su cálculo se obtiene poniendo en relación la longitud de dicho cauce con la longitud máxima del valle que forma, (Schumm, 1963).

Cuadro N° 01: Índices de Sinuosidad para ríos.

Tipo de Canal	Índice de Sinuosidad
Rectilíneo	1 - 1.2
Transicional	1.2 - 1.5
Regular	1.5 - 1.7
Irregular	1.7 - 2.1

Fuente: Elaboración propia basado en Schumm (1963).

2.5.2. CUENCA HIDROGRÁFICA

Chereque (1989) define una cuenca hidrográfica como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. Es el sistema área o ámbito geográfico, delimitado por el divortium aquarum (divisorias de agua), donde ocurre el ciclo hidrológico e interactúan los factores naturales, sociales, económicos, políticos e institucionales y que son variables ante el tiempo.

Una cuenca como un área geográfica, referida a una sección del río o un punto de terreno o una sección de una calle, tal que la precipitación caída dentro de ella escurra a ese punto o sección. Puede definirse también como un área de captación natural de agua de lluvia que converge escurriendo a un único punto de salida. La cuenca hidrográfica se compone básicamente de un conjunto de superficies vertientes a una red de drenaje formada por cursos de agua que confluyen hasta resultar en un único lecho colector (Farias, 2005).

2.5.2.1. FUNCIONES DE UNA CUENCA

Las cuencas hidrográficas cumplen muchas funciones, entre las principales se mencionan:

Función hidrológica: Las cuencas hidrográficas cumplen esta función, cuando reciben el agua de las diferentes fuentes de precipitación, la almacenan y posteriormente la distribuyen a través de los manantiales, quebradas y ríos durante distintos momentos a lo largo del tiempo.

Función Ecológica: Provee diversidad de espacios a través de los cuales se completa el ciclo hidrológico, en donde a su vez, se llevan a cabo interacciones entre las características de la calidad física y química

del agua. Además provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y que se encuentran en interacción directa con el agua.

Función Socioeconómica: Suministra recursos para el desarrollo de actividades productivas que dan sustento a la población, provee de un espacio para el desarrollo social y cultural de la sociedad. La cuenca constituye una unidad espacial eco-geográfica relevante para analizar los procesos ambientales generados como consecuencia.

Función Ambiental: Las cuencas hidrográficas, constituyen verdaderos sumideros de Dióxido de Carbono (CO₂), regulan la recarga hídrica y los ciclos bio-geoquímicos, albergan bancos de germoplasma y contribuyen a conservar la biodiversidad.

2.5.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA

Es el estudio cuantitativo de las características físicas (fisiográficas) de una cuenca hidrográfica, y se utiliza para analizar la red de drenaje, las pendientes y la forma de una cuenca a partir del cálculo de valores numéricos. Dentro de este contexto es importante señalar que las mediciones deben ser realizadas sobre un mapa con suficiente información hidrográfica y topográfica. (Bardales, 2008). Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde existe poca información: bien sea que fallen datos, bien que haya carencia total de información de registros hidrológicos, siempre que exista cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión (Juela, 2011).

Estudiar el recurso hídrico de una cuenca es un problema complejo que requiere del conocimiento de muchas características de la cuenca, algunas de las cuales son difíciles de expresar mediante parámetros o índices que son muy útiles en el estudio de una cuenca y permitir una comparación con otras cuencas mediante el establecimiento de condiciones de analogía.

Los parámetros más importantes y de mayor influencia sobre una cuenca son:

2.5.3.1. PARÁMETROS DE FORMA

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento.

Los principales factores de forma son:

- a) **Área:** Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene después de delimitar la cuenca. Su cálculo es importante porque sirve de base para la determinación de otros elementos (parámetros, coeficientes, relaciones, etc.); además por lo general los caudales de escurrimiento crecen a medida que aumenta la superficie de la cuenca y, porque el área puede relacionarse con la producción de sedimentos generándose lo que se conoce como tasa de degradación, la cual puede estar asociada con la erosión del suelo, a través de la relación de la producción de sedimentos y la remoción definida como tasa de entrega de un área de drenaje. (Villon. 2011).

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del área de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas, en la actualidad para el cálculo de este parámetro se utilizan diferentes softwar. Se mide en kilómetros cuadrados, y en hectáreas cuando la cuenca es pequeña.

- Cuenca Grande

Es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una cuenca para fines prácticos se considera grande, cuando el área es mayor de 250 km².

- Cuenca Pequeña

Es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 km². (Villon, 2011).

Cuadro N° 02: Denominación de la cuenca según su área.

ÁREA DE LA CUENCA (A), KM ²	
Cuenca Grande	A > 250 km ² .
Cuenca Pequeña	A ≤ 250 km ² .

Fuente: Elaboración propia basado en Villón (2011).

b) Perímetro: Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene una vez delimitada la cuenca. Se mide en Km y para su cálculo también se utiliza diferente software. Es importante porque en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca.

- c) **Longitud Axial:** Esta medida se considera como la longitud en línea recta, desde el punto o parte más alta de la cuenca (cabecera de la cuenca) hasta el punto de desembocadura del río, a un caudal mayor, o punto más bajo de la cuenca.
- d) **Longitud del Cauce:** La longitud del cauce de un río es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento, (su recorrido de inicio a fin).
- e) **Ancho Promedio (Ap):** Corresponde al área de la cuenca, relacionada con su longitud axial, y se expresa como:

$$Ap = \frac{A}{La} \dots \text{(Ecuación 2.5.3.1.1)}$$

Donde:

Ap = Ancho promedio (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

La = Longitud Axial (Km).

- f) **Factor de Forma (Ff):** Villón (2011), expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud mayor del cauce o río, es decir:

$$Ff = \frac{\text{ancho promedio de la cuenca}}{\text{longitud mayor del cauce}}$$

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

$$Ff = \frac{A}{L^2} \dots \text{(Ecuación 2.5.3.1.2)}$$

Donde:

Ff = Factor de forma

B = Ancho promedio de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud mayor del cauce (Km).

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiendo un $F_f = 1$ para regiones con esta forma, que es imaginaria.

Un valor de F_f superior a la unidad nos proporciona el grado de achatamiento de la cuenca o el de un río principal corto. En consecuencia, con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas. (Villón, 2011).

- g) Índice De Compacidad (Kc):** Otro índice de forma, designado por K_c , Villón (2011) afirma que es el resultado de dividir el perímetro de la cuenca por el perímetro de un círculo de igual área que de la cuenca. Para hallarlo se utiliza la siguiente relación:

$$K_c = \frac{\textit{Perimetro de la cuenca}}{\textit{Perimetro de un circulo de igual área}}$$

$$K_c = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2\pi r}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots (\text{Ecuación 2.5.3.1.3})$$

Donde:

K= Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

$A = \text{Área de cuenca (Km}^2\text{)}$.

Este coeficiente está relacionado con el tiempo de concentración, que es el tiempo que tarda una gota de lluvia en desplazarse desde la parte más lejana (alta) de la cuenca hasta su desembocadura; en este momento ocurre la máxima concentración de agua en el cauce, puesto que está llegando gotas de lluvia de todos los puntos de la cuenca.

A medida que el coeficiente (K_c) tiende a 1 será cuando la cuenca tiende a ser redonda, aumenta la peligrosidad de la cuenca a las crecidas, porque las distancias relativas de los puntos de la divisoria con respecto a uno central, no presentan diferencias, mayores y el tiempo de concentración se hace menor, por lo tanto mayor será la posibilidad de que las ondas de crecida sean continuas (Vásquez 2000).

Cuadro N° 03: Tendencias de cuencas según K_c

INDICE DE COMPACIDAD	TENDENCIA DE CUENCA
$K_c \leq 1$	REDONDEADA
$K_c > 1$	ALARGADA

Fuente: Elaboración propia basado en Villón (2011).

2.5.3.2. PARÁMETROS DE RELIEVE

Relieve es la diferencia de elevación entre dos puntos referenciales. El relieve máximo de la cuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto en la divisoria de cuenca y la salida de la cuenca. La razón de relieve es la razón del relieve máximo de la cuenca a la distancia recta horizontal más larga de la cuenca medida en una dirección paralela a aquella del curso de agua principal. La razón de relieve es una medida de la intensidad del proceso erosional activo en la cuenca.

h) Pendiente media del cauce (Sc): Es un parámetro muy importante, en el estudio del recurso hídrico, ya que se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

i) Pendiente media de la Cuenca: La pendiente media del terreno es un parámetro esencial, pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca, está relacionada con la infiltración, con el escurrimiento superficial, con la contribución de agua subterránea a la corriente y con la duración del escurrimiento.

La pendiente de la cuenca es la relación del desnivel que existe entre los extremos de la cuenca, siendo la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud, siendo el lado más largo de la cuenca (Villón, 2011).

Donde:

Alta pendiente.- $> 30\%$ mayor velocidad de escorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

Baja pendiente.- $< 30\%$ menor velocidad de escorrentía, mayor capacidad de infiltración.

j) Curva Hipsométrica: La curva hipsométrica es la representación gráfica de la variación altitudinal de una cuenca, y se obtiene a partir de un plano topográfico tomándose los valores en porcentajes del área que están por debajo de una determinada altura, que inicialmente serán la del punto más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los

valores de las cotas de la curva de nivel que encierra las franjas de terreno por ellas definidas y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca (Villón, 2011).

Se divide en tres zonas (Figura N° 03):

- ✓ Ríos Jóvenes, refleja una cuenca con gran potencial erosivo.
- ✓ Ríos Maduros, es una cuenca en equilibrio.
- ✓ Ríos Viejos, cuenca sedimentaria.

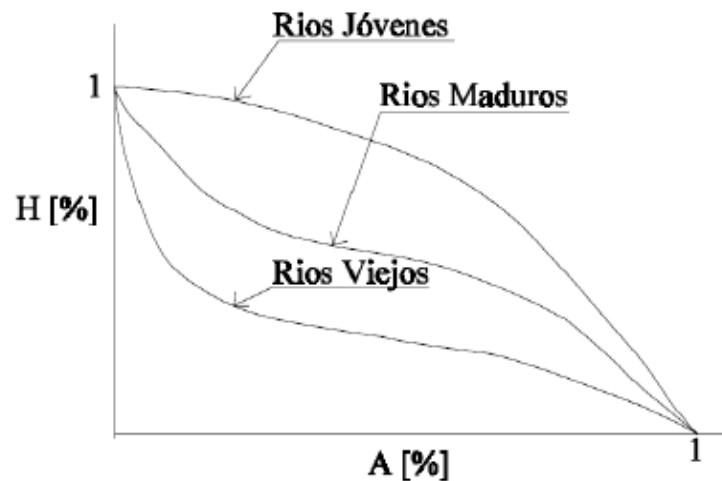


Figura N° 03: Tipos de curvas Hipsométricas.

2.5.3.3. PARAMETROS RELATIVOS A LA RED DE DRENAJE

Clasificación de cursos de agua

Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca (Villón, 2011).

Así una corriente puede ser Efímera, Intermitente y Perenne.

- a) **Corriente Efímera**, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

b) **Corriente Intermittente**, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en épocas de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

c) **Corriente Perenne**, contiene agua todo el tiempo que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

k) **Orden de Corrientes**: Es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca. El procedimiento es de considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario, de orden dos, a los que sólo tienen tributarios de orden uno, de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal, indicara la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca (Villón, 2011).

l) **Densidad de Corriente (Dc)**: Villón (2011), este parámetro es la relación entre el número de corrientes y el área drenada de la cuenca (corr/km²), es decir:

$$D_c = \frac{N_c}{A} \dots \dots (\text{Ecuación 2.5.3.2.1})$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje (corr. / Km²)

N_c = Numero de corrientes (corr.)

A = Área total de la cuenca (Km²)

m) Densidad de Drenaje (Dd): Villón (2011), define la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de las corrientes de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca: En Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{L}{A} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.3.2.2)}$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje

L = Longitud total de las corrientes (Km)

A = Área total de la cuenca (Km^2).

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa. Con base en la densidad de drenaje se establece las características de drenaje de la cuenca, según el Cuadro N° 04.

Cuadro N° 04: Características de la cuenca en función de la Densidad de drenaje.

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	DENSIDAD DE DRENAJE
Regularmente Drenada	$0.0 < Dd > 1.0$
Normalmente Drenada	$1.0 < Dd > 1.5$
Bien Drenada	$Dd > 1.5$

Fuente: Elaboración propia basado en Farias (2005).

2.5.4. HIDROLOGÍA

Linsley (1978) hace mención que según el federal Council for Science and Technology: “La Hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra”. La ingeniería hidrológica incluye aquella parte del campo que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y el uso del agua. También se puede decir que es la ciencia que estudia el agua y sus manifestaciones en la atmósfera, sobre y debajo de la superficie terrestre, sus propiedades y sus interrelaciones naturales.

Define también el ciclo Hidrológico como un fenómeno bien complejo por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y entender el problema, los hidrólogos han introducido el concepto de sistema para entender el ciclo Hidrológico y de esta manera lograr su aplicación práctica en la solución de problemas de ingeniería hidráulica. Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales; al hidrólogo le interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc.), y para estructuras de regulación (embalses).

Se define 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 1 en T casos (Villón, 2011).

2.5.5. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

La no-homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología, puesto que si éstos no son identificados y eliminados, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros obteniendo resultados altamente sesgados. (Juella, 2011).

Inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias, y no-homogeneidad es definido como los cambios de los datos vírgenes con el tiempo.

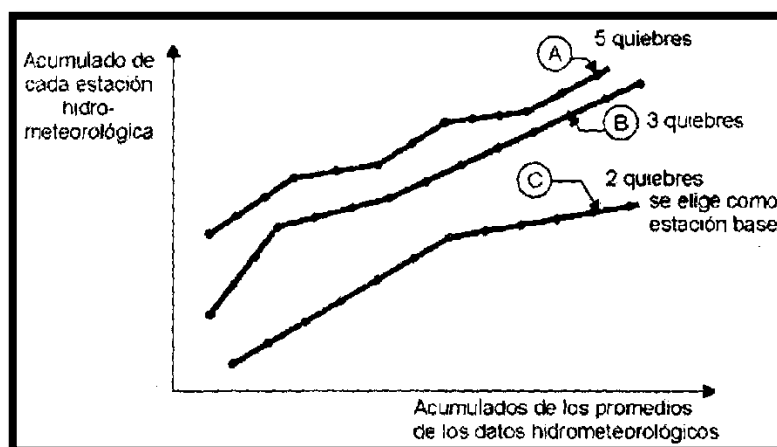
En general, los datos medidos incluyen dos tipos de errores: (a) Errores aleatorios o accidentales y (b) Errores sistemáticos; los errores aleatorios se presentan a causa de la inexactitud en las mediciones y observaciones. Las causas que dan lugar a este tipo de errores pueden ser diversas, teniendo entre las más comunes: lecturas poco consientes, aparato ligeramente estropeado y mal colocado, errores de trascripción de cálculo, copia, impresión e interpretación. Los errores sistemáticos son los de mayor importancia, ya que los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente; los errores sistemáticos pueden ser a la vez naturales, artificiales u ocasionados por la intervención de la mano del hombre, los mismos que ocurren como saltos y como tendencias.

Desde un punto de vista práctico son de mayor interés los errores sistemáticos ocasionados por la intervención de la mano del hombre y en ellos se concentra el análisis de consistencia. (Juella, 2011).

2.5.5.1. ANÁLISIS DE DOBLE MASA

Villón (2011), dice que el análisis de doble masa relaciona la precipitación anual acumulada de una estación "X" (estación que se analiza) con el correspondiente valor de la precipitación anual acumulada de un grupo de estaciones vecinas. Si la estación que se analiza ha sido bien observada, los puntos deberán alinearse en una recta, pero si existe algún quiebre, o cambio de pendiente en la recta, ello indicará que la estadística de la estación debe ser corregida. Los registros a corregir serán, por lo general, los más antiguos y se harán con base en los registros más recientes, ya que se considera que los datos de los últimos años son realizados con una mejor técnica que la empleada en sus predecesores.

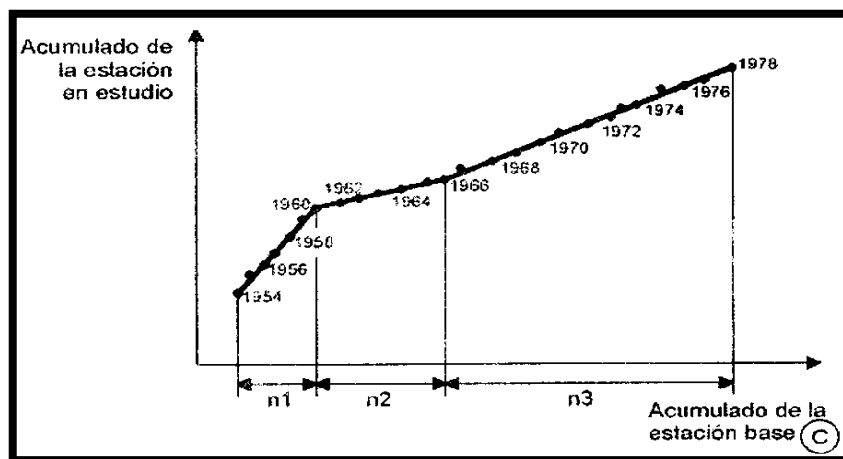
Figura N° 04: Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones.



Por otro lado Bardales (2008) menciona que el análisis de doble masa propiamente dicho, consiste en conocer mediante los quiebres que se presentan en los diagramas las causas de los fenómenos naturales, o si estos han sido ocasionados por errores sistemáticos. En este último caso, permite calcular el rango de los periodos dudosos y confiables para cada estación en estudio, la cual se deberá corregir utilizando criterios estadísticos. Para el caso de la figura N°05 el análisis de doble masa

permite obtener los periodos, n_1 , n_2 , n_3 , que deben estudiarse, con el análisis estadístico.

Figura N° 05: Análisis doble masa para obtener los periodos de estudio (en este caso n_1 , n_2 , n_3).



2.5.5.2. ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD

Después de obtener de los gráficos construidos para el análisis de doble masa, los periodos de posible corrección, y los periodos de datos que se mantendrán con sus valores originales, se procede al análisis estadístico de saltos, tanto en la media como en la desviación estándar.

2.5.5.2.1. Consistencia de la Media o prueba T - Student

El análisis estadístico consiste en probar, mediante la prueba t , si los valores medios (\bar{x}_1, \bar{x}_2) de las submuestras, son estadísticamente iguales o diferentes con una probabilidad de 95% o con 5% de nivel de significación, de la siguiente manera:

- a) Cálculo de la media y de la desviación estándar para las submuestras, según:

$$\bar{x}_1 = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} x_i \quad S_1(x) = \left[\frac{1}{n_1 - 1} \sum_{i=1}^{n_1} (x_i - \bar{x}_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\bar{x}_2 = \frac{1}{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} x_j \quad S_2(x) = \left[\frac{1}{n_2-1} \sum_{j=1}^{n_2} (x_j - \bar{x}_2)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

x_i = valores de la serie del periodo 1

x_j = valores de la serie del periodo 2

\bar{x}_1, \bar{x}_2 = media de los periodos 1 y 2 respectivamente.

$S_1(x), S_2(x)$ = desviación estándar de los periodos 1 y 2 respectivamente.

n = tamaño

n_1, n_2 = tamaño de las submuestras.

$n = n_1 + n_2$

b) Cálculo de t calculado (t_c) según:

$$t_c = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{S_{\bar{d}}}$$

Además:

$$S_{\bar{d}} = S_p \left[\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right]^{0.5}$$

$$S_p = \left[\frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{0.5}$$

Siendo:

$S_{\bar{d}}$ = desviación de las diferencias de los promedios.

S_p = desviación estándar ponderada.

c) Cálculo del t tabular (t_t):

El valor crítico de t se obtiene de la tabla t de Student (Ver Anexo), con una probabilidad al 95%, o con un nivel de significación del 5%, es decir con $\alpha/2 = 0.025$ y con grados de libertad $\nu = n_1 + n_2 - 2$.

d) Comparación del t_c con el t_t :

- Si $|t_c| \leq t_t$ (95%), entonces $\bar{x}_1 = \bar{x}_2$ (estadísticamente).

En este caso, siendo las medias $\bar{x}_1 = \bar{x}_2$ estadísticamente no se debe realizar proceso de corrección.

- Si $|t_c| > t_t$ (95%), entonces $\bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$ (estadísticamente).

En este caso, siendo las medias $\bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$ estadísticamente se debe corregir la información.

2.5.5.2.2. Consistencia De La Desviación Estándar o prueba de Fisher

El análisis estadístico consiste en probar, mediante la prueba "F", si los valores de las desviaciones estándar de las submuestras son estadísticamente iguales o diferentes, con un 95% de probabilidad o con un 5% de nivel de significación, de la siguiente forma:

a) Cálculo de las varianzas de ambos periodos:

$$S_1^2(x) = \left(\frac{1}{n_1 - 1}\right) \sum_{i=1}^{n_1} (x_i - \bar{x}_1)^2$$

$$S_2^2(x) = \left(\frac{1}{n_2 - 1}\right) \sum_{j=1}^{n_2} (x_j - \bar{x}_2)^2$$

b) Cálculo del F calculado (F_C), según:

$$F_C = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}, \text{ si } S_1^2(x) > S_2^2(x)$$

$$F_C = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}, \text{ si } S_2^2(x) > S_1^2(x)$$

c) Cálculo del F tabular (valor crítico de F ó F_t), se obtiene de las tablas "F" (Ver anexo) para una probabilidad del 95%, es decir, con un nivel de significación $\alpha = 0.05$ y grados de libertad:

$$\text{G.L.N} = n_1 - 1 \quad , \text{ Si } S_1^2(x) > S_2^2(x)$$

$$\text{G.L.D} = n_2 - 1$$

$$\text{G.L.N} = n_2 - 1 \quad , \text{ Si } S_2^2(x) > S_1^2(x)$$

$$\text{G.L.D} = n_1 - 1$$

Donde:

G.L.N = grados de libertad del numerador

G.L.D = grados de libertad del denominador.

d) Comparación del F_C con el F_t

- Si $F_C \leq F_t$ (95%), entonces $S_1(x) = S_2(x)$
(estadísticamente).
- Si $F_C > F_t$ (95%), entonces $S_1(x) \neq S_2(x)$
(estadísticamente), por lo que se debe corregir.

2.5.6. ANALISIS DE FRECUENCIA

Uno de los problemas más importantes en hidrología es la interpretación de registros pasados de eventos hidrológicos, en términos de obtener probabilidades de ocurrencia futuras. Este problema se extiende a la estimación de frecuencias de avenidas, sequías, precipitación y oleajes, entre otros. El procedimiento involucrado es conocido como análisis de frecuencia (Chow, 1994).

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos comienza con el tratamiento de datos brutos y finalmente determina la frecuencia o probabilidad de un valor de diseño.

Según Chow (1994) desde el punto de vista práctico, el análisis de frecuencia es sólo un procedimiento para ajustar los datos hidrológicos a un modelo

matemático de distribución de probabilidades. Para efectuar dicho análisis tres suposiciones están implícitas:

- ✓ Los datos analizados describen eventos aleatorios.
- ✓ Los procesos naturales son estacionarios con respecto al tiempo.
- ✓ Los parámetros de la población pueden ser estimados desde la muestra.

Juela (2011) indica que el tratamiento de eventos hidrológicos extremos como un proceso aleatorio implica que la variabilidad climática natural no afecta la ocurrencia de estos eventos.

Un proceso estacionario respecto al tiempo significa que presenta eventos independientes e idénticamente distribuidos por un modelo probabilístico que no cambia a través del tiempo.

2.5.6.1. MODELOS Y PROCESOS HIDROLÓGICOS.

Molsalve (2000), señala que un modelo matemático es una simplificación de una situación real, expresada mediante una serie de hipótesis o suposiciones, traducidas en lenguaje matemático y que conducen, después de una adecuada manipulación, utilizando para ello las técnicas matemáticas apropiadas, a una serie de resultados de cuyo análisis se espera sacar a la luz aspectos de la situación original no fácilmente apreciables a simple vista.

Chow (1994) señala que los modelos matemáticos son aplicados para simular el fenómeno hidrológico natural, el cual es considerado como un proceso o sistema.

Cualquier fenómeno que esté sometido a cambios, particularmente con respecto al tiempo, es llamado un proceso. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos cambian con el tiempo pueden ser llamados

procesos hidrológicos. Si la oportunidad de ocurrencia de las variables envueltas en tal proceso es ignorada y el modelo se considera que sigue una ley de certeza pero ninguna ley de probabilidad, el proceso y el modelo son descritos como determinísticos. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de probabilidad es introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

Estrictamente hablando, un proceso estocástico es diferente a uno probabilístico, en que el primero es considerado dependiente del tiempo y el segundo independiente del tiempo. Podría decirse, entonces, que los modelos probabilísticos hacen predicciones, mientras que los modelos estocásticos hacen pronósticos.

En realidad, todos los procesos hidrológicos son más o menos estocásticos. Se asumen determinísticos o probabilísticos sólo para simplificar su análisis.

2.5.7. PERÍODO DE RETORNO.

Villón (2011), define al periodo de retorno, 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 1 en T casos, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

Donde:

$P(X)$: Probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

T: Periodo de retorno.

De esta manera, cuando la variable aleatoria representa un evento máximo anual, el período de retorno es el valor esperado del número de años que transcurren hasta que ocurra un evento de magnitud igual o superior que la de un evento predefinido como crítico o de diseño. El término es desafortunado, puesto que su uso conduce al profano a concluir que hay T años entre tales magnitudes de eventos, cuando en efecto la probabilidad de tal magnitud en cualquier período sigue siendo T^{-1} , independiente que ocurra tal evento en el año anterior o en un año reciente (Rivano, 2004).

2.5.8. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

Rivano (2004) señala que el procedimiento de análisis de frecuencia comprende las siguientes etapas:

- Verificar la confiabilidad de los datos hidrológicos.
- Suponer ciertos modelos probabilísticos.
- Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido.
- Realizar pruebas que permitan seleccionar el modelo probabilístico que mejor describe el fenómeno que se intenta representar.
- Estimar él o los valores de diseño correspondientes al período de retorno de interés.

2.5.8.1. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE DATOS HIDROLÓGICOS.

Rivano (2004) indica que en un análisis de frecuencia la confiabilidad de las estimaciones depende esencialmente de la longitud, continuidad, precisión y representatividad de los registros disponibles. En consecuencia, Monsalve (2011) señala que previo a usar la información recogida en una estación, esta debe ser examinada por posibles errores. Si tales errores son apreciables, ellos deberán ser analizados y corregidos antes de que el análisis de frecuencia sea realizado.

2.5.8.2. MODELOS DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES.

Rivano (2004), señala que la habilidad de un modelo probabilístico para ajustarse a los datos de precipitación depende de la flexibilidad y la naturaleza intrínseca de la forma de la función de distribución de probabilidades (fdp). Mientras más parámetros tenga un modelo, más versátil se vuelve su función de distribución de probabilidades y mejor se la puede ajustar a los datos.

Según Chereque. (1989), no existe en hidrología ninguna base teórica sólida para justificar una función específica de distribución de probabilidades. Como no hay un procedimiento teórico para decidir que modelo probabilístico es el “mejor” en un análisis de frecuencia particular, es habitual verificar y comparar la conveniencia o conformidad de muchas distribuciones candidatas y hacer una elección entre ellas basándose en consideraciones como ajuste de datos disponibles, facilidad computacional y consistencia con varios tamaños de muestra.

2.5.8.2.1. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Según Chow (1994), la distribución de valores extremos tipo 1 de Fisher y Tippett, también conocida como distribución Gumbel, es una distribución de asimetría constante e igual a 1,139547, con función de distribución de probabilidades:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}}$$

Definida para: $-\infty < x < \infty$

Donde:

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

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

- Estimación de parámetros, Método de Momentos

Villón (2011), utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

Moda: $x_{\text{moda}} = \mu$

Media: $E(x) = \bar{X} = \mu + \alpha C$

Varianza: $S^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6}$

Donde "C" es una constante de Euler, cuyo valor es:

$C = 0,577215664901532860606512$

De donde se obtiene:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S$$

$$\mu = \bar{X} - 0.45 S$$

s: desviación estándar

Los parámetros de distribución Gumbel, α y μ , se calculan en función de los parámetros \bar{X} y μ de la muestra.

2.5.8.2.2. DISTRIBUCIÓN NORMAL

Según Chow (1994), la distribución normal es una distribución simétrica, que se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\mu}{\sigma}\right]^2}$$

Donde:

x : Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x .

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x .

Tiene la particularidad característica de que la media, moda y mediana corresponden al mismo valor.

Si la variable x , se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

- Estimación de parámetros de posición y escala, método de Momento.

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

$$\sigma = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

x : Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

2.5.8.2.3. DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL

Este modelo probabilístico, a menudo llamado ley de Galton, establece que si los logaritmos neperianos, $\ln x$, de la variable aleatoria X se distribuyen normalmente, entonces la variable x se distribuye de forma logarítmico normal, es decir la variable aleatoria: $y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ_y^2 , y su función de distribución de probabilidades es:

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

Si la variable, $y = \ln x$, se estandariza de la forma:

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

Donde μ_y, σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

- Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable X y los parámetros μ_y y σ_y^2 , que se obtiene, son:

Media:
$$\bar{X} = E(x) = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}}$$

$$\text{Varianza: } S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1)$$

$$\text{Desviación Estándar: } S = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} (e^{\sigma_y^2} - 1)^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Coeficiente de variación: } C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_y^2} - 1)^{\frac{1}{2}}$$

Luego dado un conjunto de valores x_1, x_2, \dots, x_n , con parámetros \bar{X}, S, S^2, C_v , los parámetros μ_y, σ_y^2 , de la distribución log-normal de dos parámetros, obtenidos por el método de Momentos, se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{x^{-2}}{1 + C_v^2} \right)$$

2.5.8.2.4. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

Villón (2011), una variable aleatoria X , tiene una distribución log Pearson tipo III, si su función de distribución de probabilidades es:

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

Donde:

x_0 = parámetro de posición

β = parámetro de escala

γ = parámetro de forma.

$\Gamma(\gamma)$ = función gamma completa

- Proceso de cálculo

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos: x_1, x_2, \dots, x_N

Se convierte a sus logaritmos, luego se calcula la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo, con las siguientes ecuaciones:

Media:
$$\bar{X}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{N}$$

Desviación Estándar:
$$S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^2}{N-1}}$$

Sesgo
$$C_{S \ln x} = \frac{N \sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^3}{(N-1)(N-2)S^3_{\ln x}}$$

- Estimación de parámetros, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = \frac{4}{C_{S \ln x}^2}$$

$$\beta = \frac{C_{S \ln x} (S_{\ln x})}{2}$$

$$x_0 = \bar{X}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S \ln x}}$$

2.5.8.3. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

El propósito de las pruebas de bondad de ajuste es únicamente responder a la cuestión de si los datos se desvían una cantidad estadísticamente significativa respecto del modelo de predicción. En consecuencia, este procedimiento permite rechazar un modelo por no ser adecuado, pero no permite probar que un modelo probabilístico es correcto (Villón, 2011).

Por lo anterior, Rivano (2004) recomienda utilizar pruebas de bondad de ajuste como una forma de ver si una determinada distribución es aceptada o rechazada.

Como una forma de definir la calidad de ajuste, se aconseja estimar la bondad de este, para lo que se recomienda utilizar pruebas que presentan un distinto grado de efectividad, dentro de las cuales se encuentra el test de Smirnov Kolmogorov. (Villón, 2011).

2.5.8.3.1. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE SMIRNOV - KOLMOGOROV

Villón (2011), indica que la prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{Máx}|F(x) - P(x)| \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.8.3.1.1)}$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov - Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

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

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

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\text{máx}|F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha$$

- $P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha$

2.5.9. MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE EVENTOS MÁXIMOS DE CAUDALES

- ✓ **Métodos Empíricos:** Lo constituyen las formulas empíricas, las cuales en la actualidad son poco usadas por la existencia de otros procedimientos y la aplicación de la informática. Ante la escasez de datos se opta por estas fórmulas, para conocer en forma rápida la magnitud del máximo caudal que se puede esperar; el mismo que puede ser comparado con datos reales de cuencas vecinas o similares.

Villón (2011) dice: en general se derivan del método racional, tienen una 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 intervienen el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento, entre estos métodos encontramos: Método racional, Método Mac Math, Método Burkli – Zieger.

- ✓ **Métodos Históricos:** Consisten en investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos, aunque permiten conocer las características de una gran avenida ocurrida muchos años atrás, no permiten prever la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, aun cuando existen muchas posibilidades de

que esta se presente. Este método tiene que vencer dos grandes dificultades para poder suministrar información útil:

- La carencia e insuficiencia de datos (registros históricos), el cálculo de la avenida a partir de los datos recabados referidos generalmente a niveles y no a gastos.
- Para enfrentar la segunda dificultad, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos, que se describen más adelante (Chereque, 1989).

✓ **Métodos de Correlación Hidrológica:** Se aplica cuando no se cuenta con dos datos: Hidrométricos (tirantes máximos hidráulicos) y pluviométricos; en este caso se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos, geológicos suelos, tipos de cobertura, parámetros morfométricos sean similares a la cuenca en estudio (Chereque, 1989).

✓ **Métodos Hidráulicos:** La aplicación de estos métodos (utilizan fórmulas de Hidráulica), no deben obviarse aunque no cuentan con metodología hidrológica, mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permite conocer el gasto máximo instantáneo. Este considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, es decir donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales sólidas o fijas conformadas por: roca, buena cobertura vegetal, rellenos de huaycos, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de

esta se determina por la huellas o rastros dejados en las paredes de la caja del río. Para su cálculo se aplica generalmente la fórmula de Manning-Strichler.

- ✓ **Métodos Estadísticos Probabilísticos:** Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación, mediante su probable distribución en diversos periodos retorno, siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.

- ✓ **Métodos Hidrológicos:** Tienen como objetivo la representación matemática del proceso o formación de la avenida. Se estiman precipitaciones pluviométricas de duración y periodo de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma. Reproducen la forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen ventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las perdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:
 - Método de hidrograma unitario, que comprende los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos.
 - Método de isócronas (racional).

2.5.10. CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F)

Con respecto a las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), es importante señalar que éstas son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Villón, 2011).

Según, Chereque (1989) Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

En este sentido se debe destacar que la intensidad, según Chow (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la altura de agua de precipitación por unidad de tiempo (mm/hr ó pulg/hr), y ésta se expresa como:

$$i = \frac{P}{T_d} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.10.1)}$$

Donde, P es la altura de agua de la precipitación en mm, y Td es la duración de la lluvia, dada usualmente en horas.

Otro elemento a estudiar en el diseño de las curvas IDF, es la frecuencia, la cual se expresa en función del período de retorno (T), que es el intervalo de tiempo promedio (expresado en años) entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño (Chow, 1994).

- Aplicación de las Curvas IDF

El uso de las curvas IDF se enmarcan en la estimación de crecidas de cuencas hidrográficas que tienen tiempos de concentración pequeños o de pequeña duración, y su utilidad principal es poder estimar la intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en un lugar que no posee

pluviógrafo, solamente pluviómetros totalizadores que entregan precipitaciones diarias.

Además, es importante señalar que uno de los primeros pasos que deben seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como es el caso del diseño de un drenaje urbano, el aprovechamiento de recursos hídricos en la generación de energía eléctrica, o el diseño de obras de ingeniería de regadíos, es la determinación del evento o 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, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular (Chow, 1994).

Para el caso de tormentas de diseño que no cuenten con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Rivano, 2004) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots \text{(Ecuación 2.5.10.2)}$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación total (mm) entre la duración (min).

2.5.10.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

De las metodologías que se emplean para determinar el tiempo de concentración, Villón (2011) recomienda considerar el método de Kirpish (1940) y de California Culverts Practice (1942).

KIRPISH (1940)

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \dots \text{(Ecuación 2.5.10.1.1)}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, minutos

L = Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

S = Pendiente media de la cuenca, m/m

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots \text{(Ecuación 2.5.10.1.2)}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, minutos

L = Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

H = Desnivel de altitud, m.

2.5.11. CAUDAL MAXIMO

Villón (2011) dice que la magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

2.5.11.1. METODO MAC MAHT

$$Q = 0.0091 \cdot C \cdot I \cdot A^{4/5} \cdot S^{1/5} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.1)}$$

Donde:

Q = caudal máximo con periodo de retorno de T años, en m^3/s .

C = factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración (T_c) y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A = Área de la cuenca, Has.

S = Pendiente media del cauce principal.

Villón (2011), dice que de los parámetros que intervienen en esta fórmula, sobre el que se tiene que incidir, es sobre el factor “C” (coeficiente de escorrentía), el cual se compone de tres componentes, es decir:

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

Donde:

C_1 = está en función de la cobertura vegetal

C_2 = está en función de la textura del suelo

C_3 = está en función de la topografía del terreno.

Estos valores se muestran en el Cuadro N°05.

Cuadro N°05: Factor de escorrentía de Mac Math

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

Fuente: Elaboración propia basado en Villón (2011).

2.5.11.2. HIDROGRAMA UNITARIO

Propuesto por Sherman en el año 1932, este método tiene por objetivo la determinación del hidrograma de aguas superficiales de una cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes a las tormentas de la cuenca. Su uso se extiende principalmente para el cálculo de los caudales de crecida (Monsalve, 2000).

Análisis de un Hidrograma

El escurrimiento total que pasa por un cauce, está compuesto de:

$$Q = Q_d + Q_b \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.2.1)}$$

Donde:

Q : Escurrimiento o caudal total

Q_d : Escurrimiento directo, producido por la precipitación

Q_b : Flujo base, producido por aporte de agua subterránea.

No todas las corrientes reciben aportes de agua subterránea, ni todas las precipitaciones provocan escurrimiento directo. Solo las precipitaciones intensas y prolongadas, por tanto las características del escurrimiento directo y del flujo base, difieren tanto, que deben tratarse separadamente.

2.5.11.2.1. HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO

En el estudio de cauces torrenciales, y en general en casi todos los estudios hidrológicos, el cálculo de caudales máximos se afronta con una importante escasez de datos pluviográficos y de datos de aforo. En estos casos lo habitual es que no se disponga de datos de pluviogramas y escurrimientos (registros), lo cual ha llevado a obtener relaciones entre características medibles en las cuencas y unos coeficientes que permitan estimar el hidrograma unitario. Es así, como a esta clase de hidrogramas se les denomina sintético.

Según Villón (2011), se define como hidrograma unitario sintético al obtenido usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Estos métodos son utilizados cuando no existen registros de una estación hidrométrica y pluviográfica.

Cuando no existe ningún registro de caudales sobre una cuenca, es posible simular las formas del hidrograma considerando únicamente las características físicas de la cuenca.

2.5.11.3. SISTEMA DE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

El sistema de modelado hidrológico es una aplicación desarrollada 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.

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

Para poder desarrollar el HEC-HMS, se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas i-d-f (intensidad, duración, frecuencia). Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.
- Parámetros de la cuenca (Área, forma, Longitud del cauce principal, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, etc).

Villón (2011) indica que los datos que se requieren para la cuenca, además de las características de las precipitaciones y parámetros morfométricos son:

- a) Función de infiltración y los parámetros correspondientes.

Se empleará el Modelo del número de curva del servicio de conservación de suelos.

2.5.11.3.1. MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS (SCS)

Este modelo desarrollado por el servicio de conservación de suelos (SCS) del departamento de agricultura de los Estados Unidos, siendo en la actualidad el servicio de conservación de los recursos naturales (NRCS, 2004) usa el número de curva el cual es un parámetro estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y la condición de humedad antecedente del suelo. En este método, la profundidad de escorrentía o precipitación efectiva (P_e) está en función de la precipitación total (P) y de un parámetro de abstracción referido al número de curva, cuyos valores fluctúan entre 1 y 100.

El número de curva (CN) depende de ciertas propiedades productoras de escorrentía tales como:

- ✓ Tipo de suelo hidrológico,
- ✓ Utilización y tratamiento del suelo,
- ✓ Condiciones de la superficie del terreno, y
- ✓ Condición de humedad antecedente del suelo.

Villón (2011) afirma que este método es utilizado para estimar la precipitación neta o precipitación en exceso (P_e), a partir de datos de precipitación (P) y otros parámetros de la cuenca de drenaje que se traducen en el número de curva (CN). El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número cuencas experimentales, y se basa en la siguiente relación:

$$Pe = \frac{[CN(P + 50.8) - 5080]^2}{CN[CN(P - 203.2) + 20320]} \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.1.1)}$$

Donde:

Pe: Precipitación en exceso, en mm.

P: Precipitación, en mm.

CN: Número de curva, (Ver Anexo)

2.5.11.3.2. PRECIPITACIÓN EFECTIVA

De la lluvia total precipitada en una tormenta sobre una cuenca, solo una fracción escurre por las vertientes hasta llegar hasta al río. Esta reducción del volumen se debe a que una parte es interceptada por las hojas de los árboles, cobertura de las viviendas y otros, evaporándose más tarde; otra parte llega al suelo pero se infiltra y se acumula en irregularidades del terreno formando charcos que se evaporan. El agua que finalmente llega al río se llama precipitación efectiva.

Los números de curva han sido tabulados por el servicio de conservación de suelos con base en el tipo de suelo, infiltración y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos (Ver Anexo).

Para determinar la precipitación efectiva se basaron entre la relación de la abstracción inicial y la infiltración potencial máxima.

$$Ia = 0.2S \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.2.1)}$$

Donde:

Ia: Pérdida o abstracciones iniciales, en mm, es definido como la

precipitación acumulada hasta el inicio de la escorrentía y es una función de la intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración antes del comienzo de la escorrentía.

S: Infiltración potencial máxima, en mm.

De esta manera, las abstracciones totales “*A*” (incluyendo intercepción, detención superficial e infiltración propiamente dicha) son iguales a la diferencia entre la precipitación total y la precipitación efectiva:

$$A = P - P_e \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.2.2)}$$

Donde:

A: Abstracciones

P: Precipitación total.

CN: Precipitación efectiva.

2.5.11.3.3. HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL SCS

El hidrograma unitario sintético del servicio de conservación de suelos desarrollado por Victor Mockus (1950) permite obtener hidrogramas de caudal sin necesidad de tener un registro de pluviógrafos y escorrentía.

Con base en la revisión de un gran número de Hidrogramas Unitarios, el SCS (Servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos) sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/seg.

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.

De donde:

$$Q_p = 0.208 * \frac{hp_e * A}{t_p} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.3.3)}$$

Siendo:

Q_p : Caudal pico, en m³/s

t_p : Tiempo de ocurrencia del caudal pico, en hr

hp_e : Altura de la precipitación efectiva, en mm

A : Área de la cuenca, en Km²

Del análisis de varios hidrogramas, Chow (1994) concluye que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan:

$$t_b = 2.67t_p \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.3.4)}$$

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.3.5)}$$

Y el tiempo de retraso, se estima mediante el tiempo de concentración t_c , de la forma:

$$t_r = 0.6t_c \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.11.3.3.6)}$$

Donde:

t_r : Tiempo de retraso, en hr.

t_c : Tiempo de concentración, en hr.

2.5.12. MODELO

Chow (1994), un modelo relaciona algo desconocido (producto o salida) con algo conocido (entrada). En nuestro caso los modelos que son incluidos en el HEC - RAS, la entrada conocida son los caudales para distintos periodos de retorno y la desconocida sería el tirante hidráulico y el espejo de agua en cada sección de análisis.

Para Palomino (1994), en el proceso de modelización, deben cumplirse dos fases previas, la primera de las cuales está referida a la caracterización del sistema y a la identificación y evaluación de las alternativas viables de gestión que hagan posible la consecución de los objetivos establecidos. Para ello se cuenta con tres tipos de herramientas informáticas: las bases de datos, los modelos de simulación y los sistemas de información geográfica.

2.5.12.1. CLASIFICACIÓN DE MODELOS

Los modelos hidráulicos e hidrológicos se pueden dividir según el Hydrologic Engineering Center HEC, como sigue:

Modelos Físicos: Son reducciones a escala, que busca representar el sistema del mundo real. Las más comunes aplicaciones de modelos físicos, es la simulación de flujo en canales abiertos.

Modelos Matemáticos: Se refiere a un conjunto de ecuaciones que representa la respuesta de un componente del sistema hidrológico ante la variabilidad de las condiciones meteorológicas.

2.5.12.2. Clasificación De Los Modelos Matemáticos

Bruner (2002), señala que los modelos matemáticos pueden ser clasificados usando el siguiente criterio:

- **Eventuales o continuos.-** Un modelo eventual simula una sola tormenta, en un rango de pocas horas a días. Un modelo continuo se aplica a un periodo extenso, predice la respuesta de la cuenca durante y entre las precipitaciones eventuales.
- **Agregados o distribuidos.-** Un modelo distribuido en la cual se considera las variaciones espaciales (geográficas) con sus características y procesos son considerados explícitamente. En un modelo agregado, estas variaciones espaciales son promediadas o ignoradas.
- **Empírico (sistema teórico) o conceptual.-** Un modelo conceptual es construido sobre una base de conocimientos, de procesos físicos, químicos y biológicos. Un modelo empírico es construido bajo observaciones de entradas y salidas, el cual busca la representación explícita del proceso de conversión.
- **Determinístico o estocástico.-** Si toda la entrada, parámetros y procesos en el modelo son considerados libres y de variación aleatoria conocida con certeza, el modelo es determinístico. Si el instante del modelo describe variación aleatoria e incorpora la descripción en la predicción de salida, el modelo es estocástico.
- **Parámetros medidos o parámetros ajustados.-** Un modelo de parámetros medidos en la cual, los parámetros del modelo, son determinados desde un sistema de propiedades, cada uno por medición directa o por métodos indirectos que son basados sobre las mediciones, incluye parámetros que no pueden ser medidos. Estos

parámetros tienen que ser ajustados con valores observados de entradas y salidas, mediante funciones de optimización.

2.5.13. MODELOS HIDRÁULICOS

Estos son modelos matemáticos que han adquirido gran difusión en muchos campos de trabajo relacionados con la hidrología, siendo recomendable realizar alguna valoración sobre ellos para comprender mejor su finalidad, funcionamiento y resultados.

Ante esta situación necesariamente debemos referenciar la labor desarrollada por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers, un centro que ha diseñado los modelos hidráulicos con mayor reconocimiento y aceptación internacional. A modo ilustrativo podemos mencionar el modelo unidimensional HEC-2 (River Analysis System) cuya versión más reciente es de mayo del 2005.

La concepción de todos los modelos hidráulicos es parecida por lo que una breve explicación de Hec – Ras puede ayudarnos a comprender mejor su aplicación. Este paquete informático integra varios programas de análisis hidráulico en donde el usuario se comunica con el sistema a través de un interfaz gráfico. El objetivo primordial del modelo es obtener la altura en lagunas y ríos con regímenes permanentes de flujos discontinuos calculando el área mojada de las secciones transversales, si bien su arquitectura abierta también admite otras posibilidades relacionadas con la geomorfología de la escorrentía.

La realización en el Hec – Ras de un estudio habitual orientado al análisis de zonas inundables, requiere información relacionada con la fisiografía del aparato fluvial y los registros históricos, flujos del agua y especificaciones técnicas de la simulación.

2.5.14. SIMULACIÓN

Existen varios conceptos sobre simulación y de las cuales se mencionan a continuación las más aceptadas:

Chavarri (2013), simulación es una técnica numérica para conducir experimentos en una computadora digital. Estos experimentos comprenden ciertos tipos de relaciones matemáticas y lógicas, las cuales son necesarias para describir el comportamiento y la estructura de sistemas complejos del mundo real a través de largos periodos de tiempo.

Mientras que para Bardales (2008), es el proceso de diseñar y desarrollar un modelo de un sistema o proceso real y conducir experimentos con el propósito de entender el comportamiento del sistema o evaluar varias estrategias (dentro de límites impuestos por un criterio o conjunto de criterios) para la operación del sistema.

En tal sentido una simulación vendría a ser una imitación de la operación de un proceso o un sistema real a través del tiempo, ya sea realizando a mano o a computadora, la simulación envuelve la generación de la historia artificial del sistema de observación de esa historia nos ayuda a inferir características operacionales del sistema real.

2.5.15. USO DEL MODELO HEC RAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES

Hec-Ras es un programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), que calcula los perfiles hidráulicos, tanto en flujo subcrítico como supercrítico, considerando puentes, vertederos y otras obras de arte.

El HEC – RAS es capaz de realizar el cálculo del perfil dimensional de espejos de agua para flujos laminares gradualmente variados en canales naturales o construidos. Regímenes de perfiles de flujo de agua subcríticos, supercrítico y mixtos; pueden ser calculados. Los tópicos en discusión en esta sección incluyen: ecuaciones para cálculo de perfiles básicos; cálculo de subdivisión secciones transversales en los canales de conducción; coeficiente "n" de Manning compuesto para canales de sección variable; coeficiente de velocidad de carga; evaluación de pérdida por fricción; pérdidas por contracción y expansión; procedimientos de cálculo; determinación de la profundidad crítica; aplicación de la ecuación de momento.

2.5.15.1. Ecuaciones para el cálculo de secciones

El perfil de la superficie libre es calculado desde una sección transversal a otra, resolviendo la ecuación de energía con un método iterativo llamado “Método de paso estándar”. La ecuación de energía es como sigue:

$$y_2 + z_2 + \frac{(v_2^2)\alpha_2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{(v_1^2)\alpha_1}{2g} + h_e \dots \text{(Ecuación 2.5.15.1.1)}$$

Dónde:

y_1, y_2 = Tirantes de sección transversal

z_1, z_2 = Cota del terreno.

v_1, v_2 = Velocidades promedios

α_1, α_2 = Coeficientes de velocidad de carga

g = Gravedad

h_e = Carga de pérdida de energía.

Un diagrama donde se muestra los componentes de la ecuación de energía se muestra en la figura n°07.

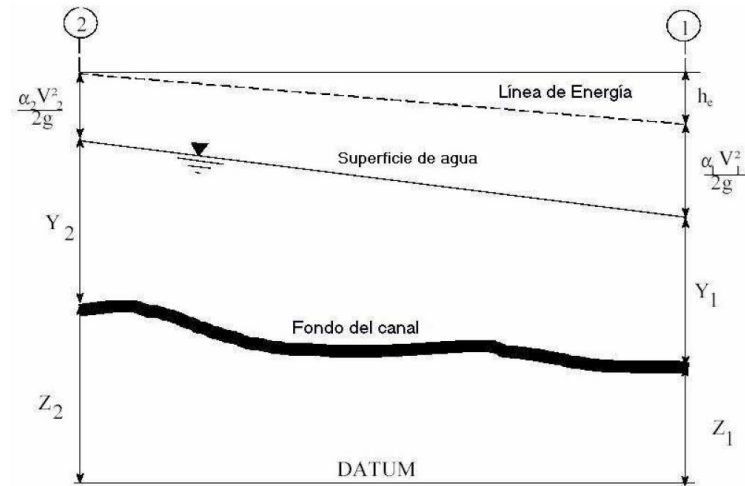


Figura N°07: Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.

La pérdida de energía (\$h_e\$) entre dos secciones transversales es consecuencia de pérdidas por fricción, contracción y expansión. La ecuación de pérdida de energía es como sigue:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.1.2)}$$

Donde:

L: Longitud de descarga de energía

\$\bar{S}_f\$: Pendiente de fricción entre 2 secciones

C: Coeficiente de pérdidas por expansión y contracción

La distancia de longitud de descarga L, es calculado como:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.1.3)}$$

Donde:

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} : Longitudes específicos entre dos secciones para el flujo en la planicie de inundación izquierda, eje del canal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

\bar{Q}_{lob} \bar{Q}_{ch} \bar{Q}_{rob} : Promedio aritmético de los caudales entre secciones para la planicie de inundación izquierda, eje del canal y planicie de inundación derecha, respectivamente.

2.5.15.2. Subdivisión de la sección transversal y cálculo de la conductividad

La determinación de la conductividad total y el coeficiente de velocidad para una sección, requiere la subdivisión del flujo en diferentes unidades, que en cada una de ellas, la velocidad sea uniformemente distribuida. El HEC-RAS lo que hace es subdividir en áreas el flujo en el perímetro mojado usando como dato los tramos en las cuales los valores de n (coeficiente de Manning) son iguales en la sección transversal (ubica los puntos donde los valores de n cambian), como base para la subdivisión (Figura N°07). El flujo conducido es calculado en cada subdivisión con la siguiente ecuación de Manning.

$$Q = K S_f^{0.5} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.2.1)}$$

$$K = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.2.2)}$$

Donde:

K: Conductividad para cada subdivisión

n : Coeficiente de Manning para cada subdivisión

A: Área mojada para cada subdivisión

R: Radio hidráulico para cada subdivisión (área hidráulica/perímetro mojado).

El programa suma todos los incrementos en los bordes para obtener una capacidad de transporte para el borde izquierdo y derecho. El caudal del canal central es contabilizado como un elemento del caudal simple. El caudal total para una sección es obtenido sumando las 3 subdivisiones de caudales (izquierda, el canal y derecha).

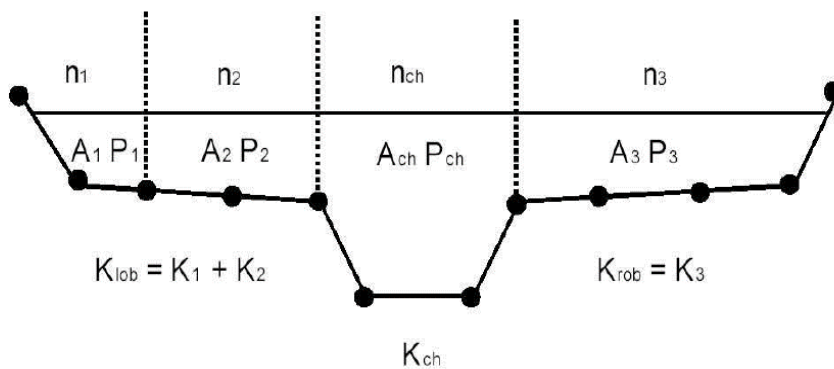


Figura N°08: HEC – RAS Método de subdivisión de caudales.

Un método alternativo disponible en HEC – RAS es calcular caudales entre cada punto de sus respectivos perímetros mojados (Figura N°09). El caudal es la suma del total de lado izquierdo y derecho. Este método es usado por el programa HEC - 2. El método se ha retenido como una opción dentro del HEC - RAS para reproducir estudios que fueron originalmente desarrollados con HEC – 2.

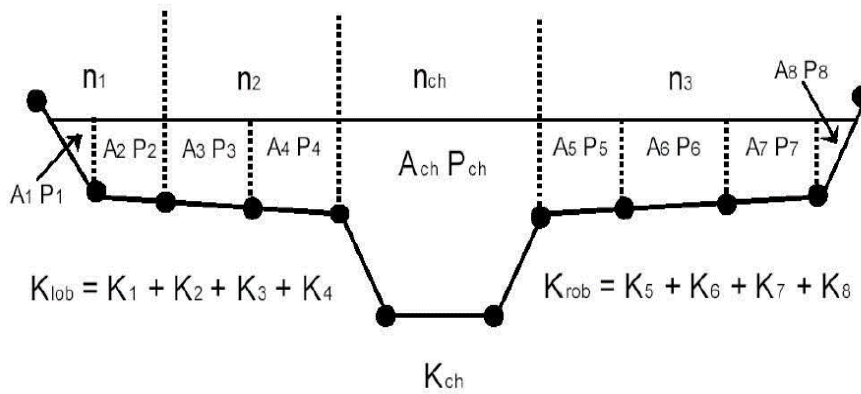


Figura N°09: Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

2.5.15.3. Coeficiente de rugosidad compuesto en el canal principal

El flujo en el canal central no es subdividido, excepto donde el coeficiente de rugosidad varía dentro del canal central. El programa determina si el canal principal puede ser subdividido o si puede ser utilizado un valor de rugosidad compuesto, siguiendo el criterio que se detalla a continuación: si el talud de canal central es mayor que 5H: 1V y posee más de un valor de rugosidad, será computado un coeficiente de rugosidad compuesto, “nc”.

Para la determinación del “nc”, el canal principal es dividido en N partes, cada una con un valor conocido de perímetro mojado P_i y una rugosidad n_i .

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.3.1)}$$

Donde:

n_c = Coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

P = Perímetro mojado del canal central completo.

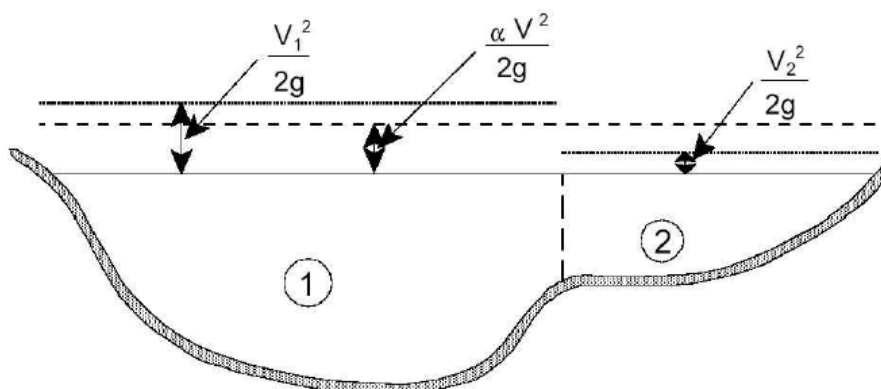
P_i = Perímetro mojado de la subdivisión i .

n_i = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión i .

El cálculo de n_c compuesto debe ser chequeado. El valor calculado es el valor n del canal central el cual se muestran en las tablas de resumen.

2.5.15.4. Evaluación de la Carga Media Energética Cinética

Debido a que el programa HEC – RAS es un programa de perfiles de espejos de agua de una dimensión, solo una superficie de agua y una cantidad de energía son calculadas en cada sección. Para un tirante de agua determinado, la cantidad de energía es obtenida calculando un flujo de carga de energía de las 3 subsecciones de una sección (borde izquierdo, canal central y borde derecho). La figura N°10 nos muestra como la cantidad de energía podría ser obtenida en una sección con canal central y en el borde derecho (sin área en el borde izquierdo).



V_1 = Velocidad para sub-área 1

V_2 = Velocidad para sub-área 2

Figura N°10: Ejemplo de como la cantidad de energía es calculado.

Para calcular la cantidad de energía cinética es necesario obtener primero el coeficiente alfa de velocidad ponderado de carga de la altura de energía. Alfa es calculado de la siguiente manera:

Altura de energía cinética media = descarga – altura de la velocidad de carga.

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad \dots \text{(Ecuación 2.5.15.4.1)}$$

$$\alpha = \frac{2g \left[Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

En general:

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2}{Q \bar{V}^2} \quad \dots \text{(Ecuación 2.5.15.4.2)}$$

El coeficiente de velocidad, α es calculado basado en la conductividad en los tres flujos del canal: margen izquierdo, canal central y el margen derecho. Esto también puede ser escrito en términos de conductividad y área en la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3} \quad \dots \text{(Ecuación 2.5.15.4.3)}$$

Donde:

A_t = Area total de flujo de la seccion.

K_t = Conductividad total de la sección transversal.

A_{lab} , A_{ch} , A_{rob} = Áreas del flujo en el margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente.

K_{lab} , K_{ch} , K_{rab} = Conductividad de margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente.

2.5.15.5. Evaluación de las Pérdidas por Fricción

La evaluación de pérdidas por fricción en HEC – RAS es el producto de S_f y L (ecuación 2.5.15.1.3), donde S_f es la pendiente de fricción para un tramo y L es definido por la ecuación 2.5.15.2.1.

La pendiente de fricción (pendiente de la gradiente de energía) en cada sección es calculada de la ecuación de Manning como sigue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.5.1)}$$

Expresiones alternativas para la pendiente de fricción de un tramo representativo S_f , en HEC – RAS son las siguientes:

Ecuación Promedio de Conductividades

$$S_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2 \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.5.2)}$$

Ecuación Pendientes de Fricción.

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

Ecuación de la Media Geométrica de la Pendiente de Fricción.

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}}$$

Ecuación de la Media Armónica de la Pendiente de Fricción.

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}}$$

La ecuación (2.5.15.6.1) es la usada por defecto en el programa. HEC-RAS también posee una opción que permite seleccionar la ecuación a emplear para el cálculo de la pendiente representativa dependiendo del tipo de régimen del problema analizado.

2.5.15.6. Evaluación de las Pérdidas por Contracción y Expansión

Las pérdidas por contracción y expansión en HEC – RAS es evaluada por las siguientes ecuaciones:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.6.1)}$$

Donde:

C: Coeficiente de contracción y/o expansión

El programa asume que una contracción ocurre cuando la velocidad de carga aguas abajo es más grande que la velocidad de carga aguas arriba. Del mismo modo, cuando la velocidad de carga aguas arriba es mayor que aguas abajo, el programa asume que una expansión del flujo está ocurriendo. Valores típicos de “C” pueden ser encontrados en el siguiente cuadro:

Tabla N°01: Coeficientes de contracción y expansión

	Contracción	Expansión
Sin Transición	0.0	0.0
Transición Gradual	0.1	0.3
Sección Típica De Puentes	0.3	0.5
Transición Abrupta	0.6	0.8

Fuente: Manual de referencia hidráulica del Hec-Ras.

2.5.15.7. Procedimiento de cálculo:

El tirante de agua desconocida en una sección transversal del canal está determinado por una solución iterativa de la ecuación 2.5.15.1.1 y 2.5.15.1.2. El procedimiento de cálculo es como sigue:

1. Asumir la cota de agua en la parte superior (superficie de espejo de agua) de una sección del canal aguas arriba (o en la sección del canal) aguas abajo si se desea calcular un perfil supercrítico.
2. Basado en la cota asumida del espejo de agua, determinar la correspondiente conducción y velocidad de carga.
3. Con los valores del paso 2 calcular \bar{S}_f , y resolver la ecuación 2.5.15.1.3 para h_e .
4. Con los valores del paso 2 y 3, resolver la ecuación 2.5.15.1.2 para W_{s2} .
5. Compare el valor calculado de W_{s2} con el valor asumido en el paso 1; repetir los pasos del 1 al 5 hasta que los valores coincidan en 0.01 pies (0.003m), o en una tolerancia definida por el usuario.

El criterio para asumir las elevaciones de la superficie de agua en el procedimiento iterativo varía de intento a intento. En el primer intento de superficie de agua está basada en proyectar la altura de una sección del canal previo en la sección actual. En el segundo intento la cota de agua se asume de la cota inicial más un 70% de error obtenido en el primer intento (elevación calculada $WS -$ elección asumida WS). En otras palabras elevación nueva = elevación asumida + 0.70 (elevación calculada – elevación asumida).

El tercer, y los intentos subsecuentes son generalmente basados en el método “Secante” proyectando la relación de cambio de las

diferencias entre las elevaciones calculadas y asumidas para los dos primeros intentos. La ecuación para el método de la secante es como sigue:

$$WS_1 = WS_{1-2} - Err_{1-2} \frac{Err_{Assum}}{Err_{Diff}}$$

Donde:

WS_1 : La nueva superficie de agua asumida.

WS_{1-1} : Superficie de agua asumida previamente iterada

WS_{1-2} : Superficie de agua asumida de los intentos previos.

Err_{1-2} : Error de los dos intentos previos (calculado de la diferencia del espejo de agua y la iteración 1-2).

Err_{Assum} : La diferencia en asumir espejo de agua de los dos intentos previos.

Err_{Diff} : La superficie de agua asumido menos el área de agua calculado de la iteración (1-1), más el error de dos intentos previos (Err_{1-2}). $Err_{Diff} = WS_{1-1} - WS_{Calc_{1-1}} + Err_{1-2}$.

El cambio desde un intento a otro es inducido para un máximo de 80% de la profundidad asumida al intento anterior. En ocasiones el método de la SECANTE puede fallar si el valor de Err_{Diff} llega a ser muy pequeño, si el Err_{Diff} es menor que 1.0×10^{-1} , entonces el método de la SECANTE no es usado. Cuando esto ocurra, el programa asume un nuevo valor tomando el promedio del asumido y calculado superficie de agua de la iteración previa.

El programa es inducido por un número máximo de iteraciones (por defecto es 20) para balancear el espejo de agua. Mientras el programa itera, mantiene la vía del espejo de agua que produce el mínimo error entre los valores asumidos y calculados. Este espejo de agua se llama área de sección de agua de error mínimo. Si el número máximo de iteraciones es obtenido antes de alcanzar el espejo de sección de agua balanceada, el programa entonces calculará el tirante crítico (si esto no ha sido ya calculado). El programa entonces chequea para ver si el error asociado con el error mínimo de espejo de sección de agua está dentro de una tolerancia predefinida (por defecto es 1.03 pies o 0.1m). Si el error mínimo en área de agua tiene un error asociado menor que la tolerancia predefinida, y esta área de agua está en el lado correcto del tirante crítico, entonces el programa usará esta área de sección de agua como la respuesta final y como un mensaje de advertencia de que lo ha hecho. Si el error mínimo en el área de sección de agua tiene un error asociado a este que es mayor que el mínimo permitido, o está al lado equivocado del tirante crítico, el programa usará el tirante crítico como respuesta final para la sección de canal con agua y envía un mensaje de advertencia que ha hecho eso. Lo racional de usar el espejo de sección de agua de mínimo error es que probablemente sea una mejor respuesta que el tirante crítico, tanto como el criterio anterior sea ejecutado. Ambos, el área mínima de error de sección de agua y el tirante crítico son solo usados en esta situación para permitir que el programa continúe con la solución para hallar el espejo de sección de agua del canal. Ninguna de estas dos respuestas son consideradas como válidas, y en su cambio

mensajes de advertencia son mostrados cuando es usado. En general cuando el programa no puede balancear la ecuación de energía en la sección del canal, esto es usualmente causado por un inadecuado número de secciones transversales de canal (secciones transversales separadas por distancias alejadas) o ingreso de malos datos de sección de canal. Ocasionalmente, esta puede ocurrir porque el programa avocado en calcular una sección de agua subcrítico cuando el régimen de flujo es actualmente supercrítico.

Cuando un “balanceado” tirante de sección de agua ha sido obtenido para una sección, chequeos son realizados para asegurar que la cota está en el lado correcto de la cota del área crítica (ejemplo sobre la cota crítica si un perfil subcrítico ha sido requerido por el usuario). Si la cota balanceada está en el lado incorrecto de la cota crítica de la sección, el tirante crítico es asumido por la sección transversal y un mensaje de advertencia es mostrada por el programa. El usuario de programa debe tener cuidado en asumir el tirante crítico y determinar la razón de sus ocurrencia, porque en muchos casos resultan de tramos largos o mala toma de datos afectivos del flujo en la sección transversal del canal.

Para un perfil subcrítico, un control preliminar del régimen de flujo adecuado involucra un chequeo del número de Froude. El programa calcula el número de froude de la sección balanceada de área para el canal central y solo la sección transversal entero. Si cualquiera de estos dos números de froude son más grande que 0.94, entonces el programa chequeara el régimen de flujo calculando un más detallado tirante crítico usando el método de la

mínima energía específica. Un número de Froude en canales irregulares no es detallado. Sin embargo, usar un valor de 0.94 es conservativo, en este sentido el programa calculará tirante crítico más frecuentemente que lo necesario.

Para un perfil supercrítico, el tirante crítico es automáticamente calculado para cada sección transversal del canal, lo cual permite una comparación entre cotas críticas y balanceadas.

2.5.15.8. Determinación del tirante crítico

El tirante crítico para una sección transversal del canal se determinará si cualquiera de las siguientes condiciones es satisfecha:

1. El régimen de flujo supercrítico ha sido especificado.
2. El cálculo del tirante crítico ha sido requerida por el usuario.
3. El tirante crítico es una condición de borde, por lo que debe ser calculado.
4. El chequeo del número de Froude para un perfil supercrítico, indica que el tirante crítico debe ser determinado para verificar el régimen de flujo asociado con la cota balanceada.
5. El programa no puede balancear la ecuación de energía dentro de la tolerancia especificada antes de obtener el número máximo de iteraciones.

La energía total para una sección transversal está definida por:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g} \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.8.1)}$$

Donde:

H = Carga total de energía

WS = Cota de espejo de agua

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \text{Velocidad de carga.}$$

La elevación de la superficie crítica, es la elevación en la que la energía total principal es mínima (ejemplo energía específica mínima para esa sección transversal el flujo dado). La cota crítica es determinada mediante un proceso iterativo en el cual se asume los valores de WS y se determinan los correspondientes valores de H , utilizando la ecuación 2.5.15.8.1, hasta un mínimo valor de H alcanzado.

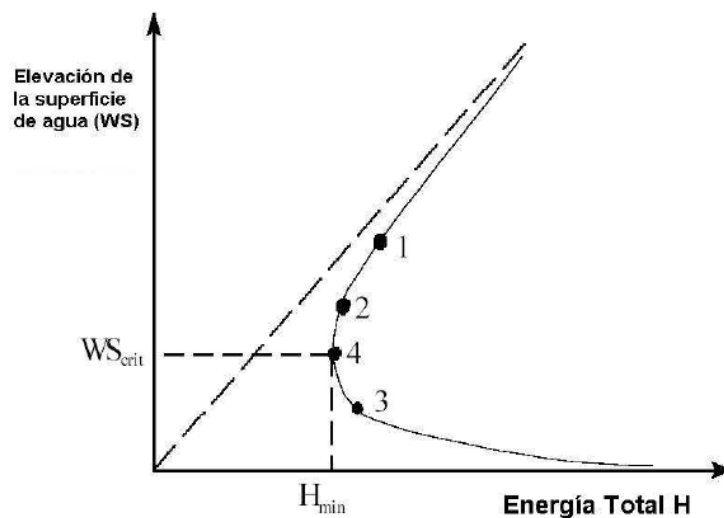


Figura N°11: Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.

El HEC – RAS tiene dos métodos para calcular la altura crítica: un “Método Parabólico” y el “Método Secante”. El método parabólico es rápidamente calculado, pero solo es capaz de ubicar un mínimo de energía simple.

Para la mayoría de secciones transversales solamente habrá un mínimo en la curva de energía total, por tal motivo, el método parabólico ha sido establecido como método usado por defecto (el método por defecto puede ser cambiado por el usuario). Si el método parabólico es tratado y no cubre

lo esperado, entonces el programa automáticamente usará el método secante.

En algunas situaciones es posible tener más que un mínimo del total de la curva de energía. Múltiples mínimos son frecuentemente asociados a secciones transversales de canal que son discontinuas en la curva total de energía.

2.5.15.9. Aplicación de la ecuación de Momento.

Cuando el espejo de agua tiene la cota del tirante crítico, la ecuación de energía no se considera aplicable. La ecuación de energía es solo aplicable para flujo gradualmente variado, y la transición de subcrítico a supercrítico o de supercrítico a subcrítico es una situación de variación rápida de flujo.

Hay varias situaciones cuando la transición desde un flujo subcrítico a supercrítico y de supercrítico a subcrítico puede ocurrir. Esto implica cambios importantes en la pendiente de canal, elementos estructurales y cruces de ríos. En algunos casos las ecuaciones empíricas pueden ser usadas (tales como rápidas y vertederos), mientras en otros es necesario aplicar la ecuación de momento para obtener una respuesta.

Dentro del HEC – RAS, la ecuación de momento puede ser aplicada para los siguientes problemas específicos: ocurrencia de saltos hidráulicos, bajo flujo hidráulico en puentes y cruces de ríos. Para entender, la ecuación de momento es usada para resolver cada uno de estos tres problemas, una derivación de la ecuación se muestra.

La ecuación de momento se deriva de la segunda ley de Newton

Fuerza = Masa * Aceleración (cambio en momento)

$$\sum F_x = ma \dots \dots \text{(Ecuación 2.5.15.9.1)}$$

Aplicando la segunda ley de Newton, a un volumen de agua, comprendido entre dos secciones transversales (1 y 2), como muestra la Figura N°12, la siguiente expresión para el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo puede ser escrita como:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Qp\Delta V_x \dots \dots (\text{Ecuación 2.5.15.9.2})$$

Donde:

P = Fuerza de presión hidrostática en el punto 1 y 2.

W_x = Componente del peso del agua en la dirección "x".

F_f = Fuerza de pérdidas por fricción del punto 2 al 1.

Q = Caudal.

ρ = Densidad del agua.

ΔV_x = Cambio de velocidad de 2 a 1 en la dirección "x".

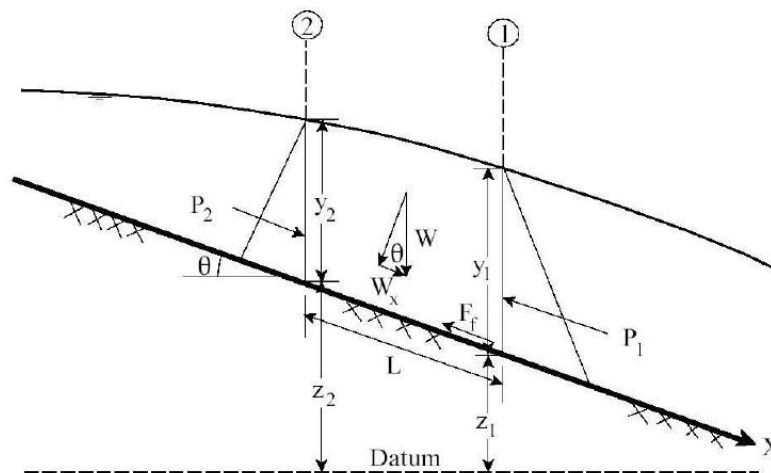


Figura N°12: Aplicación del principio del momento.

Fuerzas debido a la presión hidrostática

La componente de la presión en la dirección "X" es:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta$$

Asumir la distribución de la fuerza de presión hidrostática es solo válido para pendientes menores a 1:10. El $\cos \theta$ para una pendiente de 1:10 (aproximadamente 6 grados) es igual a 0.995. Por esta razón para pendientes menores que 1:10, la corrección del $\cos \theta$ para tirantes puede ser igual 1.0 (Chow, 1994).

Por lo tanto, las ecuaciones para las fuerzas de presión en las secciones 1 y 2 son las siguientes:

$$P_1 = \gamma A_1 \bar{Y}_1$$

$$P_2 = \gamma A_2 \bar{Y}_2$$

Donde:

γ = Peso específico del agua

A_i = Área mojada de las secciones 1 y 2

\bar{Y}_i = Tirante medido del espejo de agua al centróide de gravedad del área de las secciones transversales 1 y 2.

Fuerza del peso del Agua

Peso de agua = (peso específico del agua) * (volumen del agua)

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L$$

$$W_x = W \sin \theta$$

$$\sin \theta = \frac{z_2 + z_1}{2} = S_0$$

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0$$

Donde:

L = Distancia entre la sección de 1 y 2 en el eje x

S_0 = Pendiente de fondo de canal

Z_i = Elevación del fondo del canal en las secciones 1 y 2.

Fuerza de fricción externa

$$F_f = \tau \bar{P}L$$

Donde:

τ = Esfuerzo de corte

\bar{P} = Promedio del perímetro mojado de las secciones 1 y 2

$$\tau = \gamma \bar{R} \bar{S}_f$$

Donde:

\bar{R} = Radio hidráulico promedio

\bar{S}_f = Pendiente de la línea de energía (pendiente de fricción).

Aceleración de la masa

$$ma = Q\rho\Delta V_x$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad \text{Y} \quad \Delta V_x = (\beta_1 V_1 + \beta_2 V_2)$$

$$ma = \frac{Q\gamma}{g} (\beta_1 V_1 + \beta_2 V_2)$$

Donde:

β = Coeficiente de cantidad de movimiento que valora la variación de la distribución de velocidades en canales irregulares.

Sustituyendo en la ecuación (2.5.15.9.2) y asumiendo que el caudal Q puede variar de la sección 2 a la sección 1.

$$\gamma A_2 \bar{Y}_2 - \gamma A_1 \bar{Y}_1 + \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \gamma}{g} \beta_1 V_1 - \frac{Q_2 \gamma}{g} \beta_2 V_2$$

$$\frac{Q_2 \beta_2 V_2}{g} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1 \beta_1 V_1}{g} + A_1 \bar{Y}_1$$

$$\frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f$$

$$= \frac{Q_1^2 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1 \dots \dots (\text{Ecuación 2.5.15.9.2})$$

La ecuación (2.5.15.9.2) es la forma normal de la ecuación de momento que es usado en HEC – RAS. Tosa aplicación de la ecuación de momento (cantidad de movimiento) dentro del HEC – RAS son derivados de la ecuación (2.5.15.9.2).

2.6. DEFINICION DE TERMINOS

Para la elaboración de la presente investigación se tomará en cuenta los siguientes términos:

HIDROLOGÍA

La hidrología es una de las ciencias de la tierra. Estudia el agua de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su relación con las clases de vida. Hidrología abarca la hidrología de agua superficial e hidrología de agua subterránea, este último, sin embargo, es considerada estar sujeto en sí mismo. Otras ciencias de la tierra relacionadas incluyen la climatología, meteorología, geología, geomorfología, sedimentología, geografía, y oceanografía.

HIDRÁULICA

Es la ciencia que aplica los desarrollos de la mecánica de fluidos en la solución de problemas prácticos que tienen que ver con la medición, la distribución y el manejo del agua en almacenamiento y en conducciones a presión y a flujo libre.

PRECIPITACIÓN

Es el agua que proviene de la humedad atmosférica y cae a la superficie terrestre, principalmente en estado líquido (llovizna y lluvia) o en estado sólido (nieve y granizo). La precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importantes para la hidrología.

PLUVIÓMETRO

El pluviómetro es un instrumento que se emplea en las estaciones meteorológicas para la recogida y medición de la precipitación. La cantidad de agua caída se expresa en milímetros de altura. El diseño básico de un pluviómetro consiste en una abertura superior (de área

conocida) de entrada de agua al recipiente, que luego es dirigida a través de un embudo hacia un colector donde se recoge y puede medirse visualmente con una regla graduada o mediante el peso del agua depositada. Un litro caído en un metro cuadrado alcanzaría una altura de 1 milímetro.

CUENCA HIDROGRAFICA

Como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. Es un sistema complejo, abierto, cuyos elementos biofísicos-sociales y económicos se encuentran en estrecha relación.

CAUCE

El cauce o lecho fluvial es la parte de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confín físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.

AVENIDA

Es el rápido aumento de nivel de agua que desciende por un curso fluvial, durante la avenida el caudal de un curso de agua aumenta en tales proporciones que el efecto del río puede resultar insuficiente para contenerlo, generando desborde de sus aguas.

PERIODO DE RETORNO

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 $\frac{1}{T}$ en T casos.

HEC-RAS

Programa que calcula los perfiles de superficie de agua de una sección transversal a la próxima sección resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado método estándar por etapas, para cauces naturales y artificiales.

INUNDACIÓN

Es la salida o evacuación del agua que se encuentra en el cauce natural o artificial, debido al aumento del volumen de agua que normalmente pueda almacenar, o por las fallas que pueda presentar el cauce.

SENAMHI

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) brinda información sobre el pronóstico del tiempo en el Perú, así como asesoría y estudios científicos en las áreas de hidrología, meteorología, agro meteorología y asuntos ambientales.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Tomando como referencia los tipos de investigación que presenta Sierra Bravo (2001, pág.33-37); en el desarrollo del presente trabajo de investigación fue considerado dentro de la siguiente tipología:

POR SU FINALIDAD, el presente trabajo de investigación es aplicada, por emplearse teorías y conocimientos científicos (software), para la solución de un problema práctico e inmediato.

POR SU ALCANCE TEMPORAL, la presente investigación es de tipo longitudinal o diacrónica, porque en el estudio se emplean datos históricos de registros de precipitaciones pluviales.

POR SU AMPLITUD, la investigación en referencia es micro, ya que el ámbito de estudio lo constituye la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación se ubica en el nivel de investigación Descriptivo, Explicativa y Aplicativo.

Descriptivo: Comprende el proceso de identificación, descripción y caracterización de los parámetros morfométricos de forma, relieve y relativos al drenaje de la cuenca del río Higueras.

Explicativo: porque se explica las causas de los eventos de inundación generado por la ocurrencia de una intensa precipitación pluvial.

Aplicativo: porque se desarrolla y profundiza el estudio Hidrológico e Hidráulico de la cuenca del río Higueras, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial y del software Hec-Ras v4.0, para calcular el comportamiento Hidráulico del río, en diferentes periodos de retorno.

3.3. DISEÑO Y ESQUEMA DE LA INVESTIGACION

3.3.1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Hernández Sampieri (2001 pág. 105), clasifica los diseños de investigación en experimentales y no experimentales.

Cuadro N°06: Clasificación de diseño de investigación.

Diseño Experimental	Diseño No Experimental
Experimento puro.	Transeccional o transversal
Pre experimental.	Longitudinal o evolutivo
Cuasi - experimento.	

Fuente: Elaboración propia basados en Sampieri (2001).

El presente trabajo de investigación denominado: Simulación hidráulica de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río higuera, se desarrolló enmarcado dentro del diseño no experimental en su modalidad Longitudinal: Panel.

Longitudinal:

Porque se recolectaron los datos con un registro histórico de 20 años en tres estaciones Meteorológicas.

- **Panel:**

Porque se observará el comportamiento hidráulico en diferentes periodos de retorno frente a las urbanizaciones colindantes al río que son directamente afectadas.

3.3.2. ESQUEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1. Investigación bibliográfica sobre estudios de la cuenca del río Higueras.
2. Ubicar la zona de investigación más vulnerable y que presente antecedentes frente a un desborde del río Higueras.
3. Realizar el levantamiento topográfico del cauce del río Higueras, seccionando cada 20 metros y tomando las variaciones del lecho, para que después trabajarlo en gabinete.
4. Realizar trabajos de campo por la cuenca del río Higueras, observando su cobertura vegetal, sus tributario que conforman su red de drenaje, existencia de estructuras hidráulicas en el río Higueras y auscultar las estaciones meteorológicas de Huánuco, Canchan y Jacas Chico.
5. Obtener información del SENAMHI de los registros históricos de precipitaciones máximas de 24 horas y mensuales, de las estaciones meteorológicas auscultadas.
6. Obtener y calcular los parámetros morfométricos de forma, relieve y relativos a la red de drenaje de la cuenca del río Higueras.
7. Determinar los caudales máximos para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, empleando la metodología de Mac Maht y del Hidrograma Unitario Sintético del SCS con el modelo Hec-Hms v3.3.
8. Realizar la simulación hidráulica en la zona ubicada de la cuenca baja del río Higueras, con el modelo Hec-Ras v4.0.
9. Conclusiones y recomendaciones.
10. Elaboración del informe final.

3.4. POBLACION Y MUESTRA

Población

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta, en la franja más susceptible a inundaciones del río Higueras (cuenca baja).

Muestra

Para la toma de datos, se realizó un muestreo no probabilístico, donde se considera zonas vulnerables a inundaciones (Urbanización El Bosque, León de Huánuco, Los carrizales, Viña del Rio y El Tingo), por lo que estadísticamente no obedece a datos probabilístico.

3.5. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

Fuentes, Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

- **Fuentes Primarias:** Datos recopilados de las salidas al campo a diferentes zonas de la cuenca del río Higueras, (parte alta, media y baja de la cuenca), que permitirán observar y registrar algunos parámetros morfométricos, estructuras hidráulicas y zonas vulnerables frente a inundaciones.
- **Fuentes Secundarias:** libros, revistas, manuales, tesis, material electrónico.
- **Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos:** Medición técnica de los tirantes hidráulicos del río Higueras.

Procesamiento de Datos

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el word, excel, etc.
- Modelar en el software de Hidráulica HEC-RAS v 4.0.

3.6. MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACION EN LA ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO HIGUERAS – HUÁNUCO – 2014.	<p><u>PROBLEMA GENERAL</u></p> <p>¿Cuál será el comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, que permitirá determinar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas – Huánuco – 2014?</p>	<p><u>OBJETIVO GENERAL</u></p> <p>Determinar el comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, para precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas.</p>	<p><u>HIPOTESIS GENERAL</u></p> <p>La determinación del comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación adecuada de estructuras hidráulicas.</p>	<p><u>VARIABLE INDEPENDIENTE (Xi)</u></p> <p>Comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.</p>	<p><u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u></p> <p>Aplicada, Longitudinal y Micro</p>
	<p><u>PROBLEMAS ESPECIFICOS</u></p> <p>1) ¿Cómo influyen los parámetros morfométricos en las inundaciones de la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras – Huánuco – 2014?</p> <p>2) ¿Cómo influyen los caudales máximos en diferentes periodos de retorno en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras – Huánuco – 2014?</p>	<p><u>OBJETIVOS ESPECIFICOS</u></p> <p>1) Calcular los parámetros morfométricos de la cuenca del río Higueras, para caracterizarla.</p> <p>2) Calcular los caudales máximos en diferentes periodos de retorno, para simular avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.</p>	<p><u>HIPOTESIS ESPECIFICA</u></p> <p>1) El cálculo de los parámetros morfométricos permitirá caracterizar a la cuenca del río Higueras.</p> <p>2) El cálculo de los caudales máximos en diferentes periodos de retorno influirá en la simulación de avenidas en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.</p>	<p><u>VARIABLE DEPENDIENTE (Yi)</u></p> <p>Ubicación adecuada de Estructuras Hidráulicas.</p>	<p><u>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</u></p> <p>Descriptivo, Explicativo y Aplicativo</p>
				<p>INDICADORES</p> <p>X1. Precipitación (mm)</p> <p>X2. Caudal (m3/s)</p> <p>X3. Cota (msnm)</p> <p>Y1. Tirante hidráulico en cada sección de análisis.</p>	<p><u>MÉTODO</u></p> <p>Recolección de información: Fuente: Primaria y secundaria. Técnica: modelamiento. Procesamiento de la Información: Categorización de Variables. Software: HEC-RAS, HEC-HMS, Excel. Corrida del modelo Estimación de Variables</p>

3.7. MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

TITULO	VARIABLES	CONCEPTO	DIMENSION	INDICADORES	ITEM
<p>SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACION EN LA ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO HIGUERAS – HUÁNUCO – 2014.</p>	<p><u>VARIABLE INDEPENDIENTE</u> (Xi)</p> <p>Comportamiento hidráulico de inundación en la zona urbana de la cuenca baja del rio Higueras.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Simulación hidráulica de inundación es una representación matemática del sistema real (denominado modelo matemático), con el que se pretende aumentar su comprensión, hacer predicciones y posiblemente ayudar a controlar inundaciones utilizándose como base en el cálculo hidráulico para simular diferentes estados. 	<ul style="list-style-type: none"> Estudio hidrológico de la cuenca baja del rio higueras empleando datos históricos de precipitaciones pluviales. Caudales obtenidos de la estación meteorológica. 	<p>X1. Precipitación (mm)</p> <p>X2. Caudal (m3/s).</p>	<ol style="list-style-type: none"> ¿Cree usted que los datos históricos pluviométricos de las estaciones meteorológicas son consistentes? ¿conoce el instrumento que mide la cantidad de agua precipitada? ¿Sabe quién es la entidad pública que brinda información de los datos hidrométricos en el Perú? ¿Tiene conocimiento de las metodologías que se usan para medir el caudal de un rio?

<p>SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACION EN LA ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO HIGUERAS – HUÁNUCO – 2014.</p>			<ul style="list-style-type: none"> Levantamiento topográfico. 	<p>X3. Cota.</p>	<p>5. ¿Se tiene conocimiento de los instrumentos que se emplean para el levantamiento topográfico?</p> <p>6. ¿Sabe usted las cotas y/o niveles de la cuenca baja del rio higueras?</p>
---	--	--	--	------------------	--

<p style="text-align: center;">SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACION EN LA ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO HIGUERAS – HUÁNUCO – 2014.</p>	<p style="text-align: center;"><u>VARIABLE DEPENDIENTE (Yi)</u></p> <p>Ubicación adecuada de Estructuras Hidráulicas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Las estructura hidráulicas son las obras de ingeniería necesarias para lograr el aprovechamiento de los recursos hídricos y controlar su acción destructiva. Trabajan en la mayoría de los casos en combinación con elementos y equipos mecánicos. Se construyen en beneficio del hombre y el desarrollo de la humanidad. 	<ul style="list-style-type: none"> Elevación o altura de agua, cuya variación depende del caudal que recorre por el rio higueras. 	<p>Y1. Tirante hidráulico en cada sección de análisis.</p>	<p>7. ¿Tiene conocimiento del concepto de tirante hidráulico de un rio?</p> <p>8. ¿sabe usted como se obtiene las secciones transversales de un rio?</p>
---	---	---	--	--	--

CAPITULO IV

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL RIO HIGUERAS

Políticamente el río Higueras, pertenece al departamento de Huánuco, provincia de Huánuco y distrito de Huánuco.

Geográficamente está comprendido entre los paralelos 09° 55' 18" y 09° 56' 15" de latitud sur y los meridianos de 76° 14' 49" y 76° 21' 20" de longitud oeste, referidos al meridiano de Greenwich. La zona de estudio se encuentra en la parte baja de la cuenca del río Higueras, siguiendo su curso entre las urbanizaciones los Carrizales, viña del río, el Bosque, el Tingo, y León de Huánuco (ver imagen N°01).

Fisiográficamente la cuenca del Río Higueras es una subcuenca lateral del Río Huallaga, que ingresa en las cercanías de la ciudad de Huánuco. Esta cuenca al ser un afluente del Río Huallaga, pertenece a la gran cuenca del Río Amazonas, por lo tanto forma parte de la vertiente del Atlántico.

Imagen N° 01: Localización de la zona de estudio.



Fuente: Imagen satelital tomado de Google Earth.

El río Higueras propiamente dicho está formado a partir de la confluencia de los ríos Cozo y Mito (cota 2,100.59 m.s.n.m) desembocando en el río Huallaga (1,909 m.s.n.m), recibiendo durante este tramo aportes permanentes (corriente perenne) de pequeños riachuelos originados por

quebradas tales como Ushparagra, Mamayhuachin, Yuralyacuy, Gaganani, etc. y existiendo por otro lado quebradas cuyo escurrimiento solo se realiza en los meses lluviosos (corriente efímera).

4.2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

- **Ubicación**

La cuenca del río Higuera está ubicada en la vertiente oriental de la cordillera de los Andes de nuestro país, geográficamente está comprendido entre los paralelos 09° 48' 00" y 10° 09' 00" de latitud sur y los meridianos 76° 14' 49" y 76° 34' 40" de longitud oeste, referidos al meridiano de Greenwich.

Políticamente la cuenca pertenece al departamento de Huánuco, provincia de Huánuco, abarcando la totalidad del distrito de Yarumayo, gran parte de los distritos de Margos, Chaulan, Kichki y una pequeña extensión del distrito de Huánuco y Jacas Chico (distrito de la provincia de Yarowilca).

La cuenca del río Higuera forma parte de la gran cuenca del río Huallaga, ya que es un tributario más de este.

- **Límites**

Limita con las siguientes cuencas:

- Norte: Cuenca del río Conchumayo
- Sur: Cuenca del río Cayran y Huertas
- Oeste: Cuenca del río Marañón.
- Este: Cuenca del río Huallaga.

- **Vías de Comunicación**

La infraestructura vial en la cuenca no está desarrollada, la red principal se extiende en forma longitudinal bordeando los ríos principales; la

troncal se extiende desde el puente Tingo hasta aproximadamente 19 kilómetros, donde se bifurca en dos ramales, el ramal derecho (vía asfaltada) bordea el río Mito (Huancapállac) que pasa por los pueblos de Punchao, Pampas, Chasqui, Jacas Chico hasta Punto Unión, coincidente con el divortium acuarium, continuando así hasta comunicarse con las capitales de provincia de Chavinillo, LLata, La Unión y Jesús, es este ramal que soporta mayor tráfico.

El ramal izquierdo (vía afirmada) bordea el río Cozo, pasando por los poblados de Cozo, Chullay, Yarumayo, Margos y Chaulan.

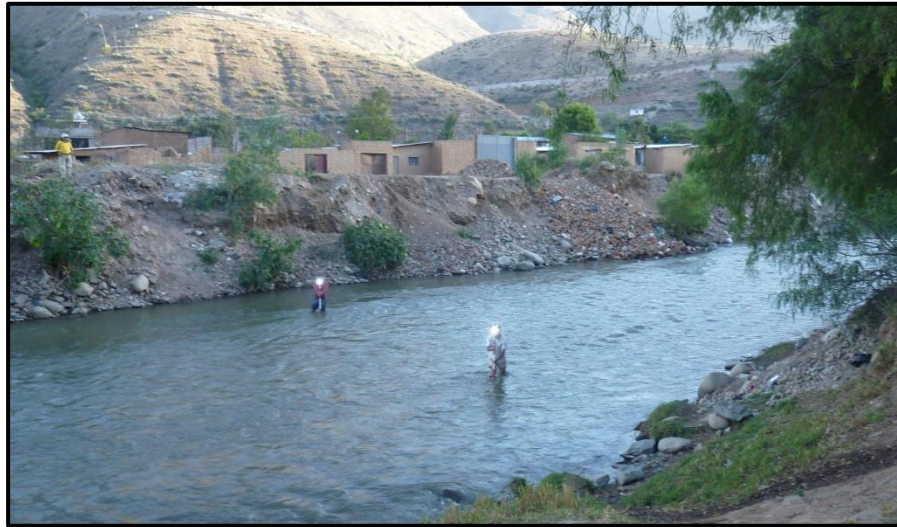
4.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico realizado en el cauce del río Higuera, en el tramo comprendido entre las urbanizaciones los Carrizales, viña del río, el Bosque, el Tingo, y León de Huánuco, fue necesario tomar detalles del río así como las variaciones del lecho. Deberá considerarse ambas márgenes del río, su colindancia con las áreas sujetas a la erosión. En gabinete se procede a efectuar el dibujo en Autocad para poder tener un DTM (modelo de terreno digital) mediante un TIN, se debe contar con este archivo para poder realizar el modelamiento del tramo en estudio, y además poder definir claramente los parámetros necesarios para empezar con el modelamiento; así como la forma del cauce del río. Estos parámetros necesarios para definir datos de entrada para el Hec-Ras.

Para el desarrollo del levantamiento topográfico se contó con una estación total, marca topcon, modelo GTS-246N (certificado de calibración, ver anexo) el método de trabajo realizado fue el radial, es

decir medición de ángulos y distancias, así como lo podemos observar en las siguientes fotografías.

Fotografía N°04: Personal y tesista ubicando los prismas.



Fotografía N°05: Personal y tesista realizando el levantamiento topográfico, seccionando el rio Higueras.



4.3.1. Cartografía

Los datos cartográficos con la que se contó en este estudio son:

- Carta nacional a escala 1/200,000.00 de la cuenca del río Higueras.
- Plano de ubicación a escala 1/100,000.00
- Plan catastral a escala 1/25,000.00
- Plano topográfico del lecho del río y sus planicies de inundación, zona urbana de la cuenca baja del río Higueras.

CAPITULO V

**PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA
CUENCA DEL RIO HIGUERAS**

5.1. MORFOMETRÍA DE LA CUENCA DEL RÍO HIGUERAS

La metodología consistió en la generación de información primaria en base al análisis de la información cartográfica. Para el cálculo de las variables necesarias requeridas para el análisis morfológico, todos los datos fueron manejados y procesados en programas computacionales como el AutoCad, Arc-Gis, con la debida aplicación de las fórmulas de la morfometría.

El rio Higueras en la cuenca baja según el índice de sinuosidad 0.35, tiene una forma rectilínea teóricamente.

5.1.1. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE FORMA

a) Área total de la cuenca

Luego de haber realizado la delimitación de las zonas de interés hídrico, estando comprendida desde la cabecera de la cuenca del rio Higueras, hasta su desembocadura al rio Huallaga.

Se determinó la superficie de la cuenca mediante el programa computacional AutoCad v.2014.

Área de la cuenca (A) = 706.327 Km².

Definiéndole como una cuenca grande (A > 250 km²), y por tanto tendrá una mayor cantidad de escorrentía superficial.

b) Perímetro:

El cálculo del perímetro de la cuenca se realizó en el programa computacional AutoCad v.2014.

Perímetro (P) de la Cuenca del rio Higueras = 144.286 Km.

c) Longitud Axial: Su longitud axial es de 37.643 km. comprende con una línea recta desde la cabecera de la cuenca, hasta su desembocadura al rio Huallaga.

d) Longitud del Cauce: La longitud del cauce es de 13.322 Km. comprende desde la confluencia de los ríos Mito y Cozo, hasta su desembocadura al río Huallaga.

e) Ancho Promedio (Ap):

$$A_p = \frac{A}{L_a} = \frac{706.327 \text{ Km}^2}{37.643 \text{ km}}$$

El ancho promedio de la cuenca es de 18.76 km

f) Factor de Forma (Ff):

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

Se obtiene:

$$Ff_{(H)} = \frac{706.327 \text{ Km}^2}{(13.322 \text{ Km})^2} = 3.97$$

g) Índice De Compacidad (Kc):

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

Se obtiene:

$$Kc_{(H)} = 0.28 \times \frac{144.286}{\sqrt{706.327}} = 1.52$$

Pese a que los parámetros de forma de la cuenca del río Higuera, puede afirmarse que los valores obtenidos, nos indican que ésta tendrá mayores oportunidades de crecimiento en las partes bajas, en razón de la mejor distribución de sus áreas tanto en el largo como en el ancho. Sin embargo, el valor del índice de compacidad de la cuenca muestra su tendencia a ser alargada e irregular.

5.1.2. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE RELIEVE

h) Pendiente media del cauce (Sc):

So= 6.73 %.

i) Pendiente media de la Cuenca:

Para determinar la pendiente media de la cuenca Villón (2011) y Juela (2011) recomiendan emplear la metodología de Alvoard, además de la ayuda del programa computacional AutoCad.

$$Pm = \frac{D}{A}(L1 + L2 + L3 + \dots + Ln)$$

Donde:

D: intervalo de nivel entre curva y curva = 200.

A: área de la cuenca = 706.327 Km²

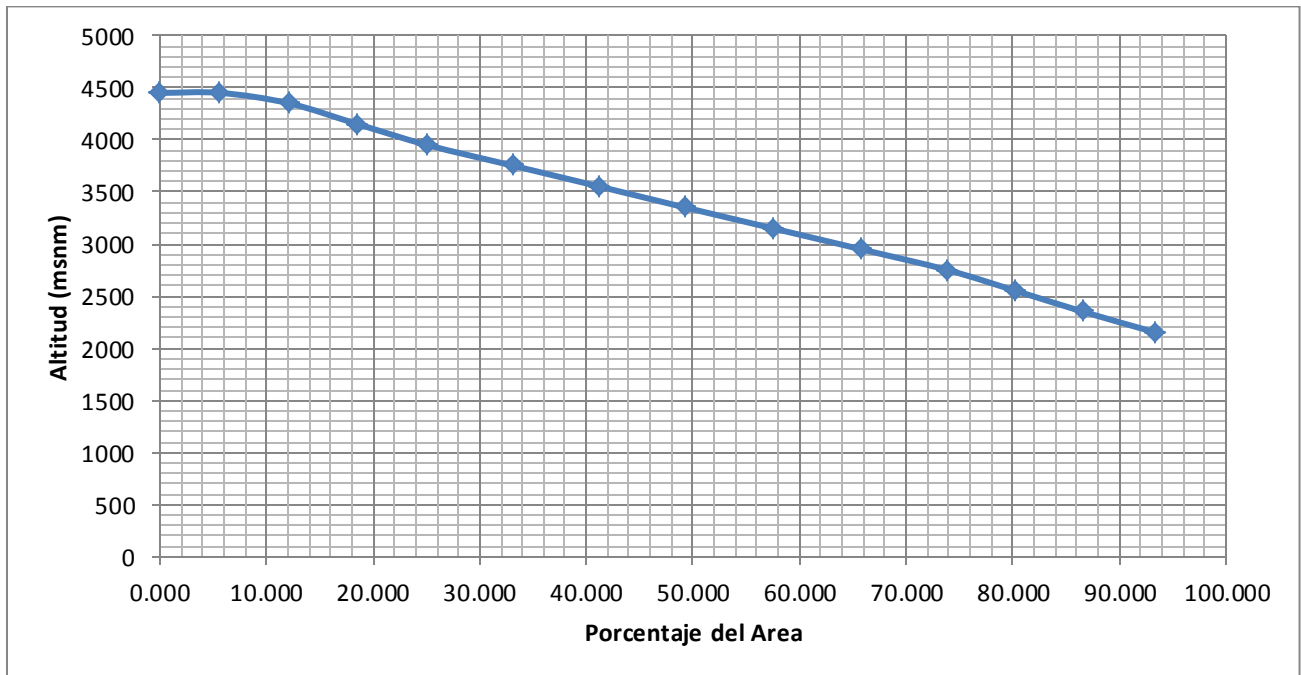
L: longitud de las curvas de nivel dentro de la cuenca.

Siendo la pendiente media de la cuenca, Sc = 34.4 %.

j) Curva Hipsométrica:

El valor de la altitud media de la cuenca del río Higueras resulta encontrarse a una cota de 3350.00 msnm, debido a que la distribución de sus áreas parciales con mayor valor corresponde igualmente a las menores altitudes tomadas con respecto al nivel del mar. Esto puede ser apreciado gráficamente a través de las curvas hipsométricas (ver gráfico N°01).

Gráfico N°01: Curva Hipsométrica de la cuenca del rio Higueras.



Fuente: Elaboración propia.

5.1.3. PARAMETROS MORFOMÉTRICOS RELATIVOS A LA RED DE DRENAJE

k) Orden de Corrientes:

CUENCA DEL RIO HIGUERAS		
Orden	N° de Corrientes	Longitud (m)
1er	50	38,344.46
2do	58	37,560.65
3er	36	12,321.33
4to	20	8,452.12
5to	1	3,265.56
TOTAL	165	Li = 99,944.12

Fuente: elaboración propia según orden de corrientes

El grado de ramificación alcanzado por la cuenca del río Higueras es de quinto orden.

l) Densidad de Corriente (Dc):

$$Dc = \frac{N_c}{A}$$

Se obtiene:

$$Dc_{(H)} = \frac{165}{706.327} = 0.233 \text{ Corr / Km}^2$$

m) Densidad de Drenaje (Dd):

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

Se obtiene:

$$Dd_{(H)} = \frac{99.94}{706.327} = 0.141 \text{ Km/Km}^2$$

CAPITULO VI

**CAUDALES MÁXIMOS Y SIMULACIÓN
HIDRÁULICA DEL RIO HIGUERAS**

6.1. ESTACIONES METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICA

El sistema hidrográfico de la cuenca del río Higueras, está conformado por un cauce principal (río Higueras) y sus afluentes principales (río Cozo y el río Mito). Este río es de régimen regular y turbulento; tiene sus nacientes en la confluencia de los ríos Cozo y Mito encontrándose a 2,100.59 m.s.n.m., y desemboca en el río Huallaga a 1909.00 m.s.n.m.

Las estaciones Meteorológicas e Hidrológicas que han sido consideradas para este proyecto de investigación, fue en función a la ubicación dentro y/o cercana de la cuenca del río Higueras, definiendo así una en la parte baja de la cuenca, parte media y alta de la cuenca. Estas son:

Parte Baja De La Cuenca

- ✓ Estación Meteorológica – categoría climatológica Principal (CP)
Huánuco. (Ver fotografía N°06).

Parte Media De La Cuenca

- ✓ Estación Meteorológica – categoría climatológica Ordinaria (CO)
Canchan. (Ver fotografía N°07).
- ✓ Estación Hidrológica Limnimétrica (HLM) – Higueras. (Ver fotografía N°08).

Parte Alta De La Cuenca

- ✓ Estación Meteorológica – categoría climatológica Ordinaria (CO)
Jacas Chico. (Ver fotografía N°09).

Los datos históricos de precipitaciones pluviales de las tres estaciones Meteorológicas se muestran en el Anexo.

Fotografía N°06: Estación meteorológica (CP) – Huánuco.



Fotografía N°07: Estación meteorológica (CO) – Canchan



Fotografía N°08: Estación meteorológica (CO) – Jacas Chico



Fotografía N°09: Estación Hidrológica (HLM) – Higueras.



6.2. ANÁLISIS DE DOBLE MASA

Se verificó la regularidad y consistencia de los datos históricos de las precipitaciones pluviales máximas en 24 horas y las precipitaciones total mensual de las tres estaciones meteorológicas Jacas Chico, Canchan y Huánuco, con un periodo histórico de 20 años (1994 - 2013), cuya serie histórica se muestra en el Anexo.

- Análisis de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas, estaciones meteorológicas de Jacas Chico, Canchan y Huánuco.

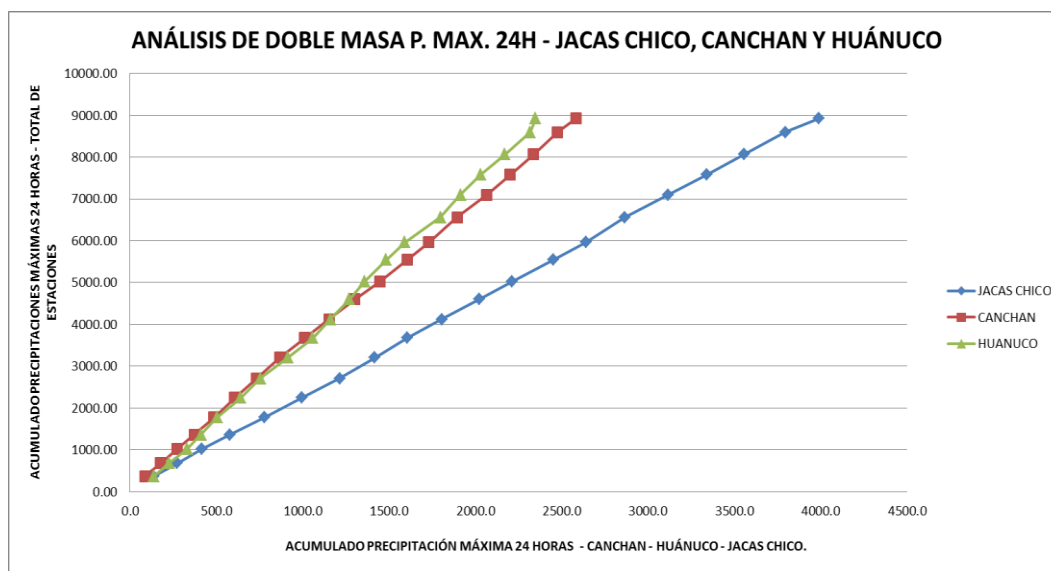
Es el valor máximo del total de los datos registrados durante todos los meses de un periodo histórico de 20 años, cuyos valores se presentan en el Cuadro N°07, y su representación gráfica se observa en las figuras.

**Cuadro N°07: Análisis De Doble Masa Precipitaciones Máximas de 24 Horas,
Estaciones de Canchan, Huánuco Y Jacas Chico.**

Nº	AÑO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS			PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS ACUMULADO			SUMATORIA TOTAL	ACUMULADO TOTAL
		CANCHAN	HUÁNUCO	JACAS CHICO	CANCHAN	HUÁNUCO	JACAS CHICO		
1	1994	87.90	139.00	139.80	87.90	139.00	139.80	366.70	366.70
2	1995	89.30	86.90	134.30	177.20	225.90	274.10	310.50	677.20
3	1996	95.00	104.70	141.70	272.20	330.60	415.80	341.40	1,018.60
4	1997	101.80	81.10	163.60	374.00	411.70	579.40	346.50	1,365.10
5	1998	112.80	92.20	199.10	486.80	503.90	778.50	404.10	1,769.20
6	1999	119.70	137.50	216.30	606.50	641.40	994.80	473.50	2,242.70
7	2000	128.50	113.90	220.00	735.00	755.30	1,214.80	462.40	2,705.10
8	2001	133.00	159.50	204.30	868.00	914.80	1,419.10	496.80	3,201.90
9	2002	144.70	143.60	185.50	1,012.70	1,058.40	1,604.60	473.80	3,675.70
10	2003	141.40	103.70	201.30	1,154.10	1,162.10	1,805.90	446.40	4,122.10
11	2004	147.80	109.20	216.20	1,301.90	1,271.30	2,022.10	473.20	4,595.30
12	2005	146.10	87.60	190.40	1,448.00	1,358.90	2,212.50	424.10	5,019.40
13	2006	156.90	125.10	239.60	1,604.90	1,484.00	2,452.10	521.60	5,541.00
14	2007	126.60	108.70	189.30	1,731.50	1,592.70	2,641.40	424.60	5,965.60
15	2008	163.70	206.10	226.40	1,895.20	1,798.80	2,867.80	596.20	6,561.80
16	2009	171.30	116.40	250.80	2,066.50	1,915.20	3,118.60	538.50	7,100.30
17	2010	136.70	115.40	222.50	2,203.20	2,030.60	3,341.10	474.60	7,574.90
18	2011	134.60	141.00	216.00	2,337.80	2,171.60	3,557.10	491.60	8,066.50
19	2012	139.50	146.80	238.90	2,477.30	2,318.40	3,796.00	525.20	8,591.70
20	2013	106.40	30.10	192.60	2,583.70	2,348.50	3,988.60	329.10	8,920.80

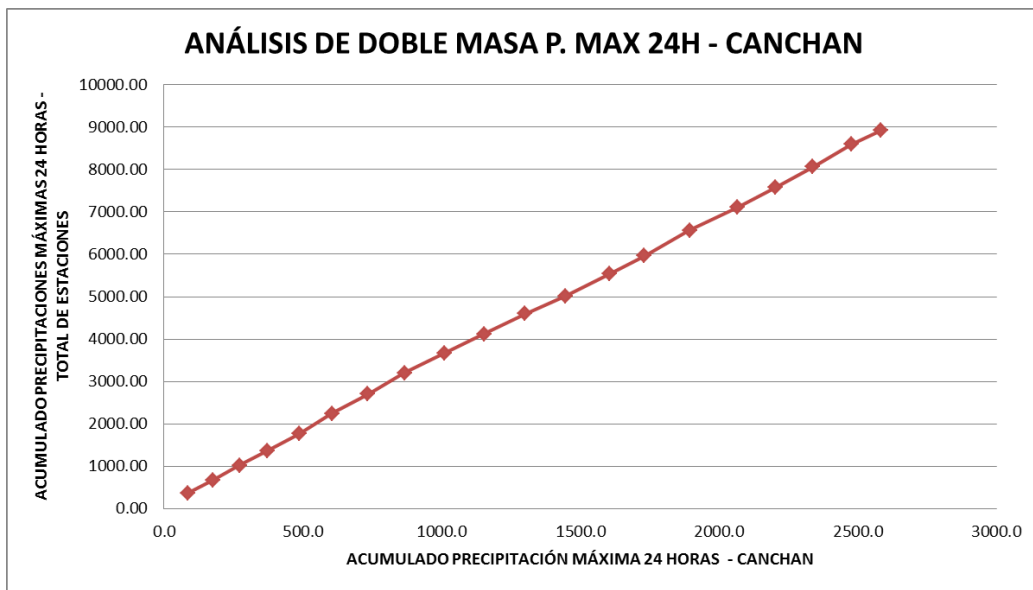
Fuente: Elaboración propia.

**Gráfico N°02: Análisis de doble masa de precipitaciones máximas 24 horas,
estaciones de Jacas Chico, Canchan y Huánuco.**



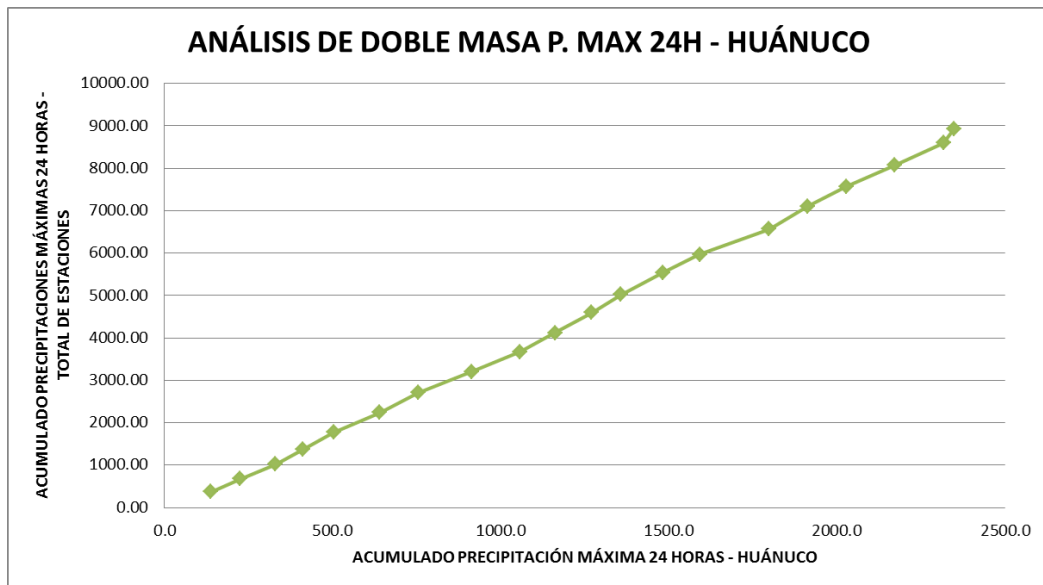
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°03: Análisis de doble masa, estación de Canchan.



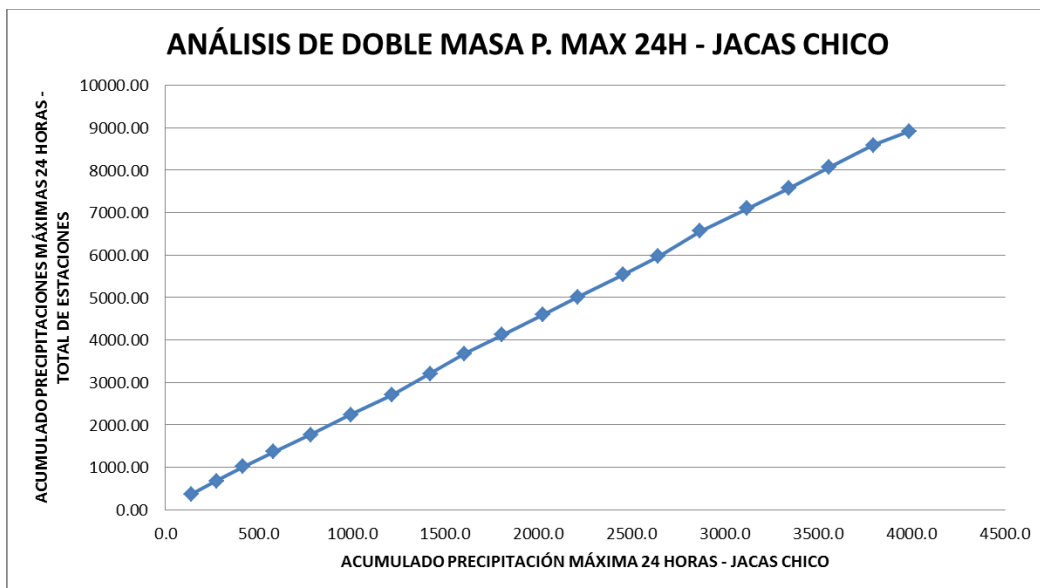
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°04: Análisis de doble masa, estación de Huánuco.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°05: Análisis de doble masa, estación Jacas Chico.



Fuente: Elaboración propia.

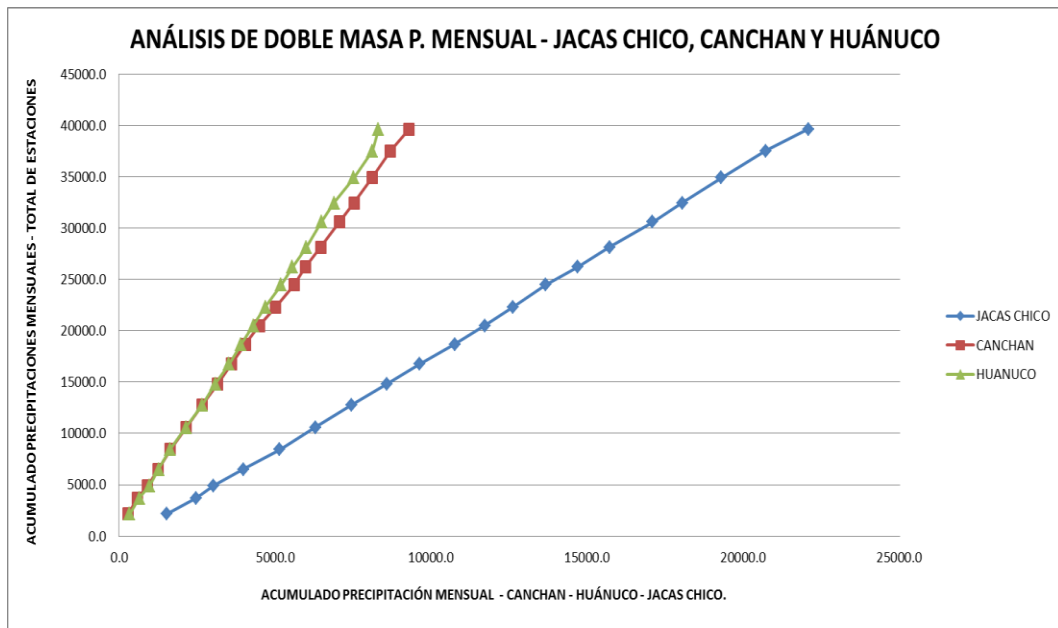
- Análisis de doble masa de precipitaciones Total Mensual, estaciones meteorológicas de Jacas Chico, Canchan y Huánuco.

Cuadro N°08: Análisis De Doble Masa Precipitaciones Total Mensual, Estaciones Canchan, Huánuco Y Jacas Chico.

Nº	AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL			PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL ACUMULADO			SUMATORIA	ACUMULADO
		CANCHAN	HUÁNUCO	JACAS CHICO	CANCHAN	HUÁNUCO	JACAS CHICO	TOTAL	TOTAL
1	1994	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2145.00	2145.00
2	1995	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1568.90	3713.90
3	1996	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1206.33	4920.23
4	1997	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1588.30	6508.53
5	1998	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1914.40	8422.93
6	1999	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2167.70	10590.63
7	2000	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2193.70	12784.33
8	2001	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2039.20	14823.53
9	2002	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1916.90	16740.43
10	2003	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1959.90	18700.33
11	2004	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1800.40	20500.73
12	2005	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1821.90	22322.63
13	2006	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2136.50	24459.13
14	2007	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1738.30	26197.43
15	2008	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1965.00	28162.43
16	2009	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2460.10	30622.53
17	2010	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	1828.80	32451.33
18	2011	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2460.50	34911.83
19	2012	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2604.30	37516.13
20	2013	279.60	338.30	1527.10	279.60	338.30	1527.10	2147.40	39663.53

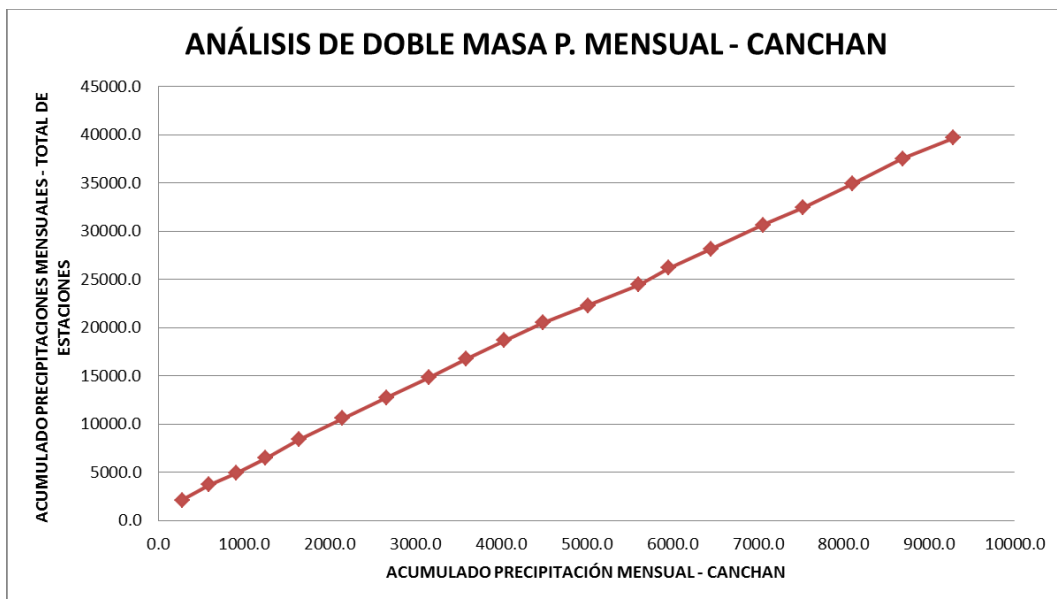
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°06: Análisis de doble masa, estación Jacas Chico, Canchan y Huánuco.



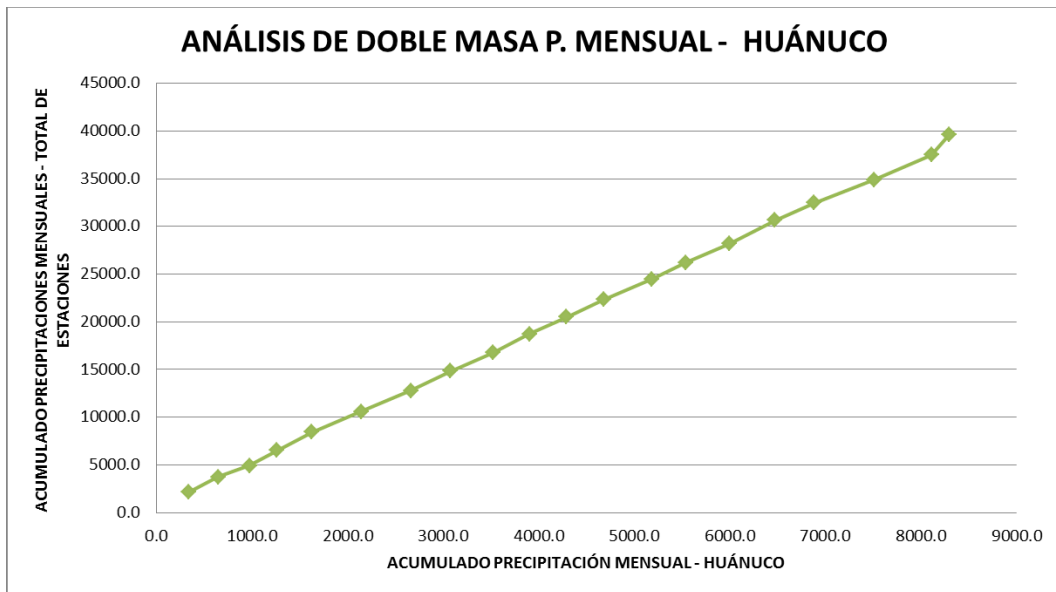
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°07: Análisis de doble masa, estación Canchan.



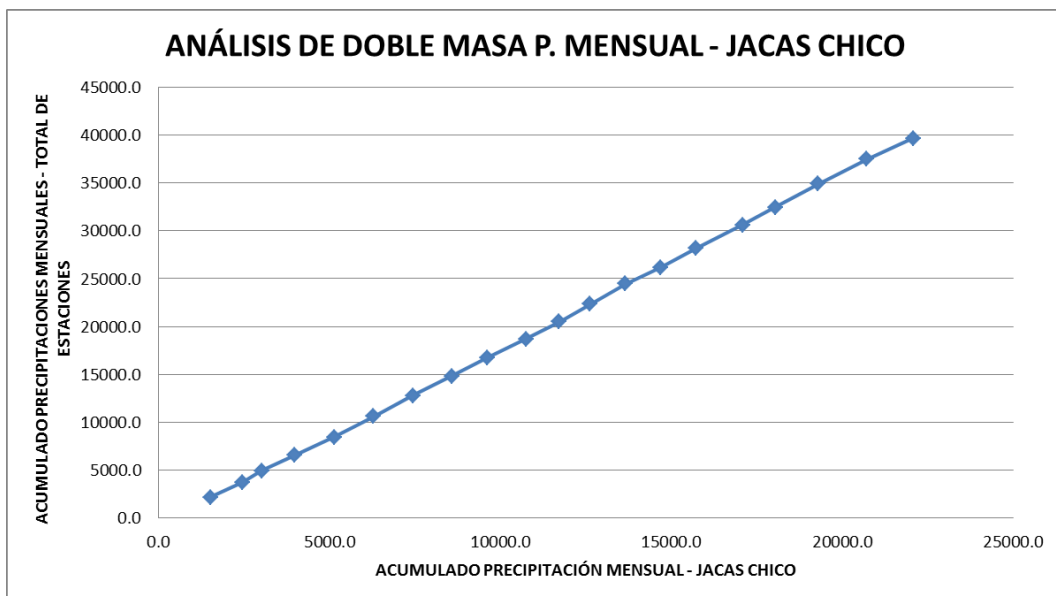
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°08: Análisis de doble masa, estación Huánuco.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N°09: Análisis de doble masa, estación Jacas Chico.



Fuente: Elaboración propia.

6.3. ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD

Con la finalidad de verificar la no homogeneidad de los valores históricos de las descargas de las estaciones del grupo analizados en los diagramas de doble masa y en los periodos que presentan quiebres significativos. Para lo cual se ha dividido al registro histórico en dos periodos, uno de los cuales es considerado como homogéneo y el otro como dudoso. En este caso se ha considerado el primer periodo como homogéneo y al segundo periodo como dudoso con los cuales se ha realizado el análisis estadístico para verificar la igualdad de medias y desviaciones estándar.

Se utiliza la prueba "T" (t student) para la verificación de la igualdad de medias y la prueba de "F" (de Fisher) para verificar la igualdad de la desviación estándar; ambos con un nivel de confiabilidad del 95%.

Cuadro N°09: Análisis de Homogeneidad.

ESTACIONES	PRIMER PERIODO				SEGUNDO PERIODO				PRUEBA "T"		PRUEBA "F"	
	PERIODO	N°DE DATOS	MEDIA	DES. ESTA.	PERIODO	N°DE DATOS	MEDIA	DES. ESTA.	T calculado	T tabular	F calculado	F tabular
CANCHAN	1994-2003	10	115.41	21.29	2004-2013	10	142.96	18.82	0.0115	2.101	1.28	3.18
HUÁNUCO	1994-2003	10	116.21	27.00	2004-2013	10	118.64	44.71	0.0171	2.101	2.74	3.18
JACAS CHICO	1994-2003	10	180.59	32.99	2004-2013	10	218.27	21.88	0.0244	2.101	2.27	3.18

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados mostrados en el Cuadro N°09, observamos que las medias y las desviación estándar de los dos periodos analizados de las series históricas de las precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones de Canchan, Huánuco y Jacas Chico, son estadísticamente homogéneos, y por tanto se pasa a analizar en base a un criterio de orden de Homogeneidad, siendo la estación de Canchan de orden menor.

Cuadro N°10: Orden de Homogeneidad

ESTACIONES	ESTADIS.HOMOGENEO		ORDEN DE HOMOG. (T)	ORDEN DE HOMOG. (F)
	Media	Desv. Estan.		
CANCHAN	Si	Si	1	1
HUÁNUCO	Si	Si	2	3
JACAS CHICO	Si	Si	3	2

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de distribución de los Datos de Precipitación máxima 24 horas y prueba de bondad de ajuste de la estación meteorológica de Canchan.

Cuadro N°11: Datos históricos de precipitación máxima 24 horas - estación meteorológica de Canchan.

Año	Pmax24h anual (mm)
1994	20.3
1995	18.9
1996	20.0
1997	25.7
1998	28.0
1999	28.4
2000	31.8
2001	27.9
2002	33.4
2003	142.4
2004	37.5
2005	37.3
2006	35.7
2007	41.9
2008	33.4
2009	30.5
2010	32.3
2011	27.6
2012	26.8
2013	24.5

Cuadro N°12: Distribución Normal - Estación meteorológica de Canchan.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	142.4	0.952	4.130	1.000	0.048
2	41.9	0.905	0.258	0.602	0.303
3	37.5	0.857	0.089	0.535	0.322
4	37.3	0.810	0.080	0.532	0.278
5	35.7	0.762	0.019	0.508	0.254
6	33.4	0.714	-0.068	0.473	0.241
7	33.4	0.667	-0.068	0.473	0.194
8	32.3	0.619	-0.112	0.456	0.164
9	31.8	0.571	-0.133	0.447	0.125
10	30.5	0.524	-0.181	0.428	0.096
11	28.4	0.476	-0.264	0.396	0.080
12	28.0	0.429	-0.277	0.391	0.038
13	27.9	0.381	-0.282	0.389	0.008
14	27.6	0.333	-0.295	0.384	0.051
15	26.8	0.286	-0.325	0.373	0.087
16	25.7	0.238	-0.369	0.356	0.118
17	24.5	0.190	-0.412	0.340	0.150
18	20.3	0.143	-0.573	0.283	0.140
19	20.0	0.095	-0.586	0.279	0.184
20	18.9	0.048	-0.630	0.264	0.217

Cuadro N°13: Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Canchan.

m	Log(Pmax24h)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	2.153	0.952	3.639	1.000	0.047
2	1.622	0.905	0.701	0.758	0.147
3	1.574	0.857	0.434	0.668	0.189
4	1.572	0.810	0.419	0.662	0.147
5	1.553	0.762	0.315	0.624	0.138
6	1.524	0.714	0.158	0.563	0.152
7	1.524	0.667	0.158	0.563	0.104
8	1.509	0.619	0.075	0.530	0.089
9	1.502	0.571	0.033	0.513	0.058
10	1.484	0.524	-0.063	0.475	0.049
11	1.453	0.476	-0.239	0.406	0.070
12	1.448	0.429	-0.267	0.395	0.034
13	1.446	0.381	-0.277	0.391	0.010
14	1.440	0.333	-0.307	0.380	0.046
15	1.428	0.286	-0.376	0.353	0.068
16	1.409	0.238	-0.480	0.316	0.077
17	1.390	0.190	-0.588	0.278	0.088
18	1.308	0.143	-1.038	0.150	0.007
19	1.301	0.095	-1.078	0.140	0.045
20	1.276	0.048	-1.218	0.112	0.064

Cuadro N°14: Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Canchan.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	142.4	0.952	0.997	0.045
2	41.9	0.905	0.668	0.237
3	37.5	0.857	0.606	0.251
4	37.3	0.810	0.602	0.207
5	35.7	0.762	0.578	0.184
6	33.4	0.714	0.542	0.172
7	33.4	0.667	0.542	0.125
8	32.3	0.619	0.523	0.096
9	31.8	0.571	0.514	0.058
10	30.5	0.524	0.492	0.031
11	28.4	0.476	0.455	0.021
12	28.0	0.429	0.449	0.020
13	27.9	0.381	0.447	0.066
14	27.6	0.333	0.441	0.107
15	26.8	0.286	0.427	0.141
16	25.7	0.238	0.406	0.168
17	24.5	0.190	0.386	0.195
18	20.3	0.143	0.310	0.167
19	20.0	0.095	0.304	0.209
20	18.9	0.048	0.284	0.236

Cuadro N°15: Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Canchan.

m	Log(Pmax24h)	P (Q)	K	F (K)	F(K)- P(Q)
1	2.153	0.952	3.422	0.991	0.039
2	1.622	0.905	1.144	0.870	0.035
3	1.574	0.857	0.937	0.829	0.028
4	1.572	0.810	0.926	0.826	0.017
5	1.553	0.762	0.845	0.806	0.045
6	1.524	0.714	0.723	0.771	0.057
7	1.524	0.667	0.723	0.771	0.104
8	1.509	0.619	0.659	0.749	0.130
9	1.502	0.571	0.626	0.737	0.166
10	1.484	0.524	0.552	0.707	0.183
11	1.453	0.476	0.416	0.638	0.162
12	1.448	0.429	0.394	0.625	0.197
13	1.446	0.381	0.386	0.620	0.240
14	1.440	0.333	0.363	0.606	0.273
15	1.428	0.286	0.309	0.568	0.283
16	1.409	0.238	0.229	0.501	0.263
17	1.390	0.190	0.145	0.410	0.219
18	1.308	0.143	-0.203	0.000	0.143
19	1.301	0.095	-0.235	0.000	0.095
20	1.276	0.048	-0.343	0.000	0.048

Ahora, habiéndose realizado los cálculos respectivos de la Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov - Kolmogorov, se pasa a analizar en base a un criterio de orden de ajuste, cual es la función de probabilidad que mejor se ajusta (mejor se asemeja) a los datos y que por ende será la base estadística para poder determinar precipitaciones máximas futuras. Así entonces se tiene que:

Cuadro N°16: Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de canchan.

Funcion Probabilística	Prueba: Smirnov-Kolmogorov			
	Dc	Dt	¿ Se ajusta ?	Orden Ajuste
Normal	0.322	0.294	NO	3
Log Normal	0.189	0.294	SI	1
Gumbel	0.251	0.294	SI	2
Log Pearson III	-	-	NO	4

Fuente: elaboración propia.

En conclusión la función de probabilidad que mejor se ajusta al registro de datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación meteorológica de Canchan, es la función Log Normal.

Análisis de distribución de los Datos de Precipitación máxima 24 horas y prueba de bondad de ajuste de la estación meteorológica de Huánuco.

Cuadro N°17: Datos históricos de precipitación máxima 24 horas - estación meteorológica de Huánuco.

Año	Pmax24h anual (mm)
1994	72.8
1995	66.7
1996	78.3
1997	61.7
1998	105.7
1999	123.5
2000	141.6
2001	96.3
2002	124.1
2003	93.9
2004	118.2
2005	120.8
2006	127.4
2007	93.9
2008	103.2
2009	99.3
2010	100.1
2011	160.0
2012	174.8
2013	104.0

Cuadro N°18: Distribución Normal - Estación meteorológica de Huánuco.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	174.8	0.952	2.283	0.989	0.036
2	160.0	0.905	1.775	0.962	0.057
3	141.6	0.857	1.142	0.873	0.016
4	127.4	0.810	0.654	0.743	0.066
5	124.1	0.762	0.541	0.706	0.056
6	123.5	0.714	0.522	0.699	0.015
7	120.8	0.667	0.429	0.666	0.001
8	118.2	0.619	0.340	0.633	0.014
9	105.7	0.571	-0.091	0.464	0.108
10	104.0	0.524	-0.149	0.441	0.083
11	103.2	0.476	-0.176	0.430	0.046
12	100.1	0.429	-0.281	0.389	0.039
13	99.3	0.381	-0.308	0.379	0.002
14	96.3	0.333	-0.413	0.340	0.007
15	93.9	0.286	-0.494	0.311	0.025
16	93.9	0.238	-0.494	0.311	0.072
17	78.3	0.190	-1.030	0.152	0.039
18	72.8	0.143	-1.220	0.111	0.032
19	66.7	0.095	-1.429	0.076	0.019
20	61.7	0.048	-1.600	0.055	0.007

Cuadro N°19: Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Huánuco.

m	Log(Pmax24h)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	2.243	0.952	1.891	0.971	0.018
2	2.204	0.905	1.565	0.941	0.036
3	2.151	0.857	1.114	0.867	0.010
4	2.105	0.810	0.724	0.765	0.044
5	2.094	0.762	0.628	0.735	0.027
6	2.092	0.714	0.611	0.729	0.015
7	2.082	0.667	0.529	0.702	0.035
8	2.073	0.619	0.449	0.673	0.054
9	2.024	0.571	0.036	0.514	0.057
10	2.017	0.524	-0.024	0.490	0.033
11	2.014	0.476	-0.052	0.479	0.003
12	2.001	0.429	-0.163	0.435	0.007
13	1.997	0.381	-0.192	0.424	0.043
14	1.984	0.333	-0.307	0.380	0.046
15	1.973	0.286	-0.399	0.345	0.059
16	1.973	0.238	-0.399	0.345	0.107
17	1.894	0.190	-1.068	0.143	0.048
18	1.862	0.143	-1.338	0.090	0.052
19	1.824	0.095	-1.661	0.048	0.047
20	1.790	0.048	-1.946	0.026	0.022

Cuadro N°20: Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Huánuco.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	174.8	0.952	0.970	0.018
2	160.0	0.905	0.944	0.039
3	141.6	0.857	0.878	0.021
4	127.4	0.810	0.784	0.025
5	124.1	0.762	0.755	0.006
6	123.5	0.714	0.750	0.036
7	120.8	0.667	0.723	0.057
8	118.2	0.619	0.695	0.076
9	105.7	0.571	0.532	0.039
10	104.0	0.524	0.507	0.017
11	103.2	0.476	0.495	0.018
12	100.1	0.429	0.447	0.018
13	99.3	0.381	0.434	0.054
14	96.3	0.333	0.385	0.052
15	93.9	0.286	0.347	0.061
16	93.9	0.238	0.347	0.109
17	78.3	0.190	0.122	0.068
18	72.8	0.143	0.068	0.075
19	66.7	0.095	0.030	0.065
20	61.7	0.048	0.013	0.035

Cuadro N°21: Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Huánuco.

m	Log(Pmax 24h)	P (Q)	K	F (K)	F(K)- P(Q)
1	2.243	0.952	189.554	0.968	0.015
2	2.204	0.905	185.363	0.939	0.035
3	2.151	0.857	179.570	0.870	0.013
4	2.105	0.810	174.550	0.775	0.035
5	2.094	0.762	173.315	0.746	0.016
6	2.092	0.714	173.099	0.741	0.027
7	2.082	0.667	172.047	0.715	0.048
8	2.073	0.619	171.017	0.687	0.068
9	2.024	0.571	165.703	0.532	0.039
10	2.017	0.524	164.937	0.508	0.015
11	2.014	0.476	164.575	0.497	0.021
12	2.001	0.429	163.154	0.453	0.024
13	1.997	0.381	162.778	0.441	0.060
14	1.984	0.333	161.300	0.396	0.062
15	1.973	0.286	160.118	0.360	0.075
16	1.973	0.238	160.118	0.360	0.122
17	1.894	0.190	151.516	0.146	0.044
18	1.862	0.143	148.042	0.090	0.053
19	1.824	0.095	143.894	0.045	0.050
20	1.790	0.048	140.223	0.022	0.025

Ahora, habiéndose realizado los cálculos respectivos de la Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov - Kolmogorov, se pasa a analizar en base a un criterio de orden de ajuste, cual es la función de probabilidad que mejor se ajusta (mejor se asemeja) a los datos y que por ende será la base estadística para poder determinar precipitaciones máximas futuras. Así entonces se tiene que:

Cuadro N°22: Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de Huánuco.

Funcion Probabilística	Prueba: Smirnov-Kolmogorov			
	Dc	Dt	¿ Se ajusta ?	Orden Ajuste
Normal	0.108	0.294	SI	2
Log Normal	0.107	0.294	SI	1
Gumbel	0.109	0.294	SI	3
Log Pearson III	0.122	0.294	SI	4

Fuente: elaboración propia.

La función de probabilidad que mejor se ajusta al registro de datos de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación meteorológica de Huánuco es la función Log Normal.

Análisis de distribución de los Datos de Precipitación máxima 24 horas y prueba de bondad de ajuste de la estación meteorológica de Jacas Chico.

Cuadro N°23: Datos históricos de precipitación máxima 24 horas - estación meteorológica de Jacas Chico.

Año	Pmax24h anual (mm)
1994	29.4
1995	28.4
1996	37.3
1997	32.5
1998	46.9
1999	48.8
2000	41.1
2001	34.0
2002	27.3
2003	31.1
2004	33.7
2005	45.2
2006	48.3
2007	36.3
2008	44.1
2009	53.4
2010	41.7
2011	34.0
2012	46.1
2013	47.1

Cuadro N°24: Distribución Normal - Estación meteorológica de Jacas Chico.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	53.4	0.952	1.793	0.963	0.011
2	48.8	0.905	1.204	0.886	0.019
3	48.3	0.857	1.132	0.871	0.014
4	47.1	0.810	0.989	0.839	0.029
5	46.9	0.762	0.960	0.832	0.070
6	46.1	0.714	0.860	0.805	0.091
7	45.2	0.667	0.745	0.772	0.105
8	44.1	0.619	0.601	0.726	0.107
9	41.7	0.571	0.300	0.618	0.046
10	41.1	0.524	0.228	0.590	0.066
11	37.3	0.476	-0.260	0.398	0.079
12	36.3	0.429	-0.389	0.349	0.080
13	34.0	0.381	-0.676	0.250	0.131
14	34.0	0.333	-0.676	0.250	0.084
15	33.7	0.286	-0.719	0.236	0.050
16	32.5	0.238	-0.863	0.194	0.044
17	31.1	0.190	-1.049	0.147	0.043
18	29.4	0.143	-1.265	0.103	0.040
19	28.4	0.095	-1.394	0.082	0.014
20	27.3	0.048	-1.523	0.064	0.016

Cuadro N°25: Distribución Log Normal - Estación meteorológica de Jacas Chico.

m	Log(Pmax24h)	P (Q)	Z	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	1.728	0.952	1.597	0.945	0.008
2	1.689	0.905	1.153	0.876	0.029
3	1.684	0.857	1.096	0.863	0.006
4	1.673	0.810	0.980	0.836	0.027
5	1.671	0.762	0.956	0.831	0.069
6	1.664	0.714	0.873	0.809	0.094
7	1.655	0.667	0.776	0.781	0.114
8	1.644	0.619	0.652	0.743	0.124
9	1.620	0.571	0.381	0.648	0.077
10	1.614	0.524	0.314	0.623	0.100
11	1.572	0.476	-0.166	0.434	0.042
12	1.560	0.429	-0.301	0.382	0.047
13	1.532	0.381	-0.616	0.269	0.112
14	1.532	0.333	-0.616	0.269	0.064
15	1.527	0.286	-0.665	0.253	0.033
16	1.512	0.238	-0.832	0.203	0.035
17	1.492	0.190	-1.058	0.145	0.046
18	1.468	0.143	-1.333	0.091	0.052
19	1.453	0.095	-1.505	0.066	0.029
20	1.437	0.048	-1.684	0.046	0.002

Cuadro N°26: Distribución Gumbel - Estación meteorológica de Jacas Chico.

m	Pmax24h (mm)	P (Q)	F (Z)	F(Z)- P(Q)
1	53.4	0.952	0.945	0.007
2	48.8	0.905	0.887	0.018
3	48.3	0.857	0.877	0.020
4	47.1	0.810	0.854	0.044
5	46.9	0.762	0.849	0.087
6	46.1	0.714	0.830	0.116
7	45.2	0.667	0.806	0.139
8	44.1	0.619	0.771	0.152
9	41.7	0.571	0.682	0.111
10	41.1	0.524	0.658	0.134
11	37.3	0.476	0.457	0.019
12	36.3	0.429	0.397	0.032
13	34.0	0.381	0.263	0.118
14	34.0	0.333	0.263	0.071
15	33.7	0.286	0.244	0.042
16	32.5	0.238	0.183	0.055
17	31.1	0.190	0.116	0.075
18	29.4	0.143	0.058	0.085
19	28.4	0.095	0.035	0.060
20	27.3	0.048	0.019	0.029

Cuadro N°27: Distribución LogPearson III - Estación meteorológica de Jacas Chico.

m	Log(Pmax 24h)	P (Q)	K	F (K)	F(K)- P(Q)
1	1.728	0.952	159.484	0.941	0.011
2	1.689	0.905	154.221	0.875	0.030
3	1.684	0.857	153.545	0.863	0.006
4	1.673	0.810	152.170	0.838	0.029
5	1.671	0.762	151.891	0.833	0.071
6	1.664	0.714	150.903	0.812	0.098
7	1.655	0.667	149.754	0.786	0.119
8	1.644	0.619	148.284	0.750	0.130
9	1.620	0.571	145.072	0.659	0.088
10	1.614	0.524	144.280	0.635	0.111
11	1.572	0.476	138.588	0.447	0.029
12	1.560	0.429	136.983	0.393	0.035
13	1.532	0.381	133.249	0.276	0.105
14	1.532	0.333	133.249	0.276	0.057
15	1.527	0.286	132.668	0.259	0.026
16	1.512	0.238	130.687	0.206	0.032
17	1.492	0.190	128.006	0.145	0.046
18	1.468	0.143	124.750	0.088	0.055
19	1.453	0.095	122.705	0.062	0.034
20	1.437	0.048	120.586	0.041	0.007

Ahora, habiéndose realizado los cálculos respectivos de la Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov - Kolmogorov, se pasa a analizar en base a un criterio de orden de ajuste, cual es la función de probabilidad que mejor se ajusta (mejor se asemeja) a los datos y que por ende será la base estadística para poder determinar precipitaciones máximas futuras. Así entonces se tiene que:

Cuadro N°28: Orden de ajuste según la prueba de Smirnov-Kolmogorov de la estación meteorológica de Jacas Chico.

Funcion Probabilística	Prueba: Smirnov-Kolmogorov			
	Dc	Dt	¿ Se ajusta ?	Orden Ajuste
Normal	0.131	0.294	SI	3
Log Normal	0.124	0.294	SI	1
Gumbel	0.152	0.294	SI	4
Log Pearson III	0.130	0.294	SI	2

Fuente: elaboración propia.

La función de probabilidad que mejor se ajusta al registro de datos de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación meteorológica de Jacas Chico es la función Log Normal.

6.4. PRECIPITACIONES MÁXIMAS

Si bien se estimó las precipitaciones máximas futuras para diferentes funciones de probabilidades, solo se trabaja con aquella función que se ajusta mejor al conjunto de datos, esto ya se determinó al aplicar la Prueba de Bondad de Ajuste. Entonces se presenta a continuación la función de probabilidad definida y sus precipitaciones máximas futuras para diferentes periodos de retorno, para la estación de Canchan.

Cuadro N°29: Calculo de precipitaciones máximas para periodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50, 100, y 500 años con la estación meteorológica de Canchan.

Tr años	Pmax24h (mm)
	Log Normal
2	31.32
5	44.46
10	53.38
25	64.89
50	73.61
100	82.45
500	103.73

Fuente: elaboración propia.

Se seleccionaron los ajustes correspondientes a la distribución de mejor ajuste según las pruebas de Smirnov-Kolmogorov para estimar las precipitaciones máximas de 24 horas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Se dio el caso de que no solo una función de probabilidades se ajustaba a todas las estaciones, sino que más bien hubo funciones de probabilidades diferentes para cada estación analizada.

En el Cuadro N°30 se presentan los valores de las precipitaciones máximas de 24 horas de duración obtenidas para diferentes periodos de retorno.

Cuadro N°30: Análisis de frecuencia para la precipitación máxima de 24 horas de duración.

Estación M.	Periodo de Retorno (años)							Función
	2	5	10	25	50	100	500	
Canchan	31.30	44.50	53.40	64.90	73.60	82.50	103.70	Log Normal
Huánuco	105.70	131.17	146.90	164.40	176.40	187.70	212.00	Log Normal
Jacas Chico	38.60	45.80	50.10	55.20	58.70	62.00	69.40	Log Normal

Fuente: elaboración propia.

Para el fin de esta investigación es recomendable optar por los estimados de tormentas realizados para la estación Meteorológica de Canchan. Si bien las estaciones Huánuco y Jacas Chico tienen similares registros pluviométricos cabe resaltar que la estación de Huánuco está fuera de la cuenca del río Higuera y la estación Jacas Chico presenta valores de precipitación menores que la estación Canchan, y se encuentra en la parte alta de la cuenca.

Como los valores de tormenta obtenidos para la estación de Canchan son más conservadores que los obtenidos para la estación Jacas Chico, y se encuentra en la parte baja de la cuenca, así también es seleccionado por el análisis de homogeneidad. Se concluye que los resultados obtenidos para la estación Canchan serán los utilizados para la generación de caudales máximos en la cuenca en estudio.

6.5. METODO MAC MAHT

Se tendrá en cuenta la siguiente ecuación:

$$Q = 0.0091.C.I.A^{4/5}.S^{1/5}$$

Cuadro N°31: Serie de datos de Precipitaciones máximas 24 horas – estación meteorológica Canchan.

N°	Año	Pmáx 24h.
1	1994	18.00
2	1995	16.70
3	1996	17.70
4	1997	22.70
5	1998	24.80
6	1999	25.10
7	2000	28.10
8	2001	24.70
9	2002	29.60
10	2003	29.00
11	2004	33.20
12	2005	33.00
13	2006	31.60
14	2007	37.10
15	2008	29.60
16	2009	27.00
17	2010	28.60
18	2011	24.40
19	2012	23.70
20	2013	21.70

Cuadro N°32: Lluvia máxima para diferentes duraciones:

Pmax 24h	Duracion "D", (min)					
	20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
16.70	5.73	6.34	7.55	8.97	9.93	10.67
17.70	6.08	6.72	8.00	9.51	10.52	11.31
22.70	7.79	8.62	10.26	12.20	13.50	14.50
24.80	8.51	9.42	11.20	13.32	14.75	15.85
25.10	8.62	9.54	11.34	13.49	14.92	16.04
28.10	9.65	10.68	12.70	15.10	16.71	17.95
24.70	8.48	9.38	11.16	13.27	14.69	15.78
29.60	10.16	11.25	13.37	15.90	17.60	18.91
29.00	9.96	11.02	13.10	15.58	17.24	18.53
33.20	11.40	12.61	15.00	17.84	19.74	21.21
33.00	11.33	12.54	14.91	17.73	19.62	21.09
31.60	10.85	12.01	14.28	16.98	18.79	20.19
37.10	12.74	14.09	16.76	19.93	22.06	23.70
29.60	10.16	11.25	13.37	15.90	17.60	18.91
27.00	9.27	10.26	12.20	14.51	16.05	17.25
28.60	9.82	10.87	12.92	15.37	17.01	18.27
24.40	8.38	9.27	11.02	13.11	14.51	15.59
23.70	8.14	9.00	10.71	12.73	14.09	15.14
21.70	7.45	8.24	9.80	11.66	12.90	13.87

Cuadro N°33: Intensidades máximas para diferentes duraciones:

Año	Imáx (mm/hr)					
	20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1994	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
1995	17.20	12.69	7.55	4.49	3.31	2.67
1996	18.23	13.45	8.00	4.75	3.51	2.83
1997	23.38	17.25	10.26	6.10	4.50	3.63
1998	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
1999	25.85	19.07	11.34	6.74	4.97	4.01
2000	28.94	21.35	12.70	7.55	5.57	4.49
2001	25.44	18.77	11.16	6.64	4.90	3.95
2002	30.48	22.49	13.37	7.95	5.87	4.73
2003	29.87	22.04	13.10	7.79	5.75	4.63
2004	34.19	25.23	15.00	8.92	6.58	5.30
2005	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
2006	32.54	24.01	14.28	8.49	6.26	5.05
2007	38.21	28.19	16.76	9.97	7.35	5.93
2008	30.48	22.49	13.37	7.95	5.87	4.73
2009	27.81	20.52	12.20	7.25	5.35	4.31
2010	29.45	21.73	12.92	7.68	5.67	4.57
2011	25.13	18.54	11.02	6.55	4.84	3.90
2012	24.41	18.01	10.71	6.37	4.70	3.79
2013	22.35	16.49	9.80	5.83	4.30	3.47

Cuadro N°34: Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno:

N° Orden	T (años)	20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	21.00	38.21	28.19	16.76	9.97	7.35	5.93
2	10.50	34.19	25.23	15.00	8.92	6.58	5.30
3	7.00	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
4	5.25	32.54	24.01	14.28	8.49	6.26	5.05
5	4.20	30.48	22.49	13.37	7.95	5.87	4.73
6	3.50	30.48	22.49	13.37	7.95	5.87	4.73
7	3.00	29.87	22.04	13.10	7.79	5.75	4.63
8	2.63	29.45	21.73	12.92	7.68	5.67	4.57
9	2.33	28.94	21.35	12.70	7.55	5.57	4.49
10	2.10	27.81	20.52	12.20	7.25	5.35	4.31
11	1.91	25.85	19.07	11.34	6.74	4.97	4.01
12	1.75	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
13	1.62	25.44	18.77	11.16	6.64	4.90	3.95
14	1.50	25.13	18.54	11.02	6.55	4.84	3.90
15	1.40	24.41	18.01	10.71	6.37	4.70	3.79
16	1.31	23.38	17.25	10.26	6.10	4.50	3.63
17	1.24	22.35	16.49	9.80	5.83	4.30	3.47
18	1.17	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
19	1.11	18.23	13.45	8.00	4.75	3.51	2.83
20	1.05	17.20	12.69	7.55	4.49	3.31	2.67

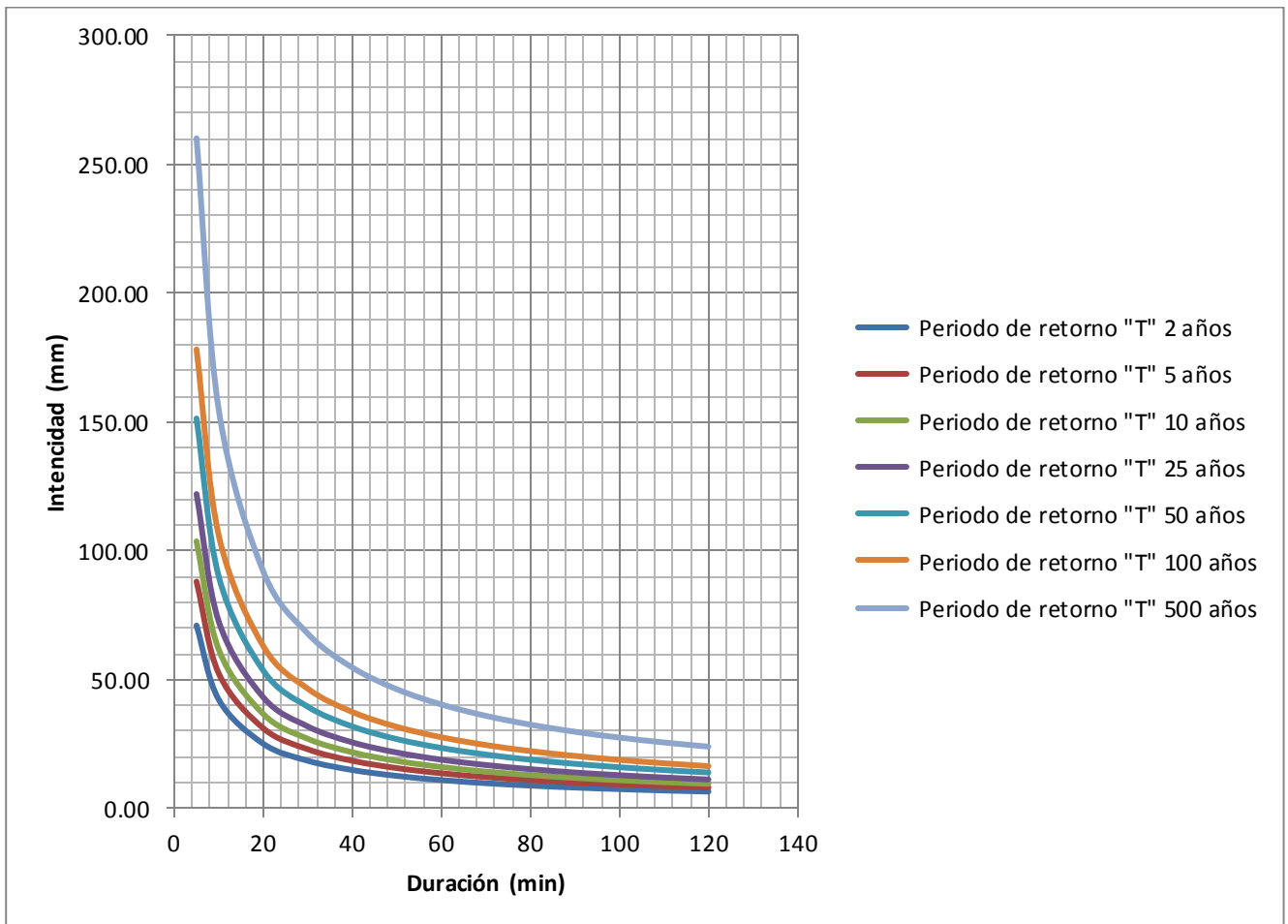
Fuente: Hoja de Cálculo (Excel) –Elaboración propia

Cuadro N°35: Valores de I_{max}, para diferentes duraciones en min. y para T = 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

Duración "D", min.	Frecuencia o Periodo de retorno (F - T), años						
	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
5	71.00	88.07	103.66	122.02	151.36	178.16	260.12
10	42.22	52.37	61.64	72.55	90.00	105.93	154.67
20	25.10	31.14	36.65	43.14	53.51	62.99	91.97
30	18.52	22.97	27.04	31.83	39.48	46.47	67.85
40	14.93	18.51	21.79	25.65	31.82	37.45	54.68
50	12.63	15.66	18.43	21.70	26.92	31.68	46.26
60	11.01	13.66	16.08	18.92	23.48	27.63	40.35
70	9.81	12.17	14.32	16.86	20.91	24.62	35.94
80	8.87	11.01	12.96	15.25	18.92	22.27	32.52
90	8.12	10.08	11.86	13.96	17.32	20.39	29.77
100	7.51	9.31	10.96	12.90	16.00	18.84	27.50
110	6.99	8.67	10.20	12.01	14.90	17.54	25.61
120	6.55	8.12	9.56	11.25	13.96	16.43	23.99

Fuente: Hoja de Cálculo (Excel) –Elaboración propia

Gráfico N°10: Curva de intensidad-duración-frecuencia, para 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.



Fuente: Hoja de Cálculo (Excel) – Elaboración propia

6.5.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

KIRPISH (1940)

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Tiempo de Concentración es 82.94 minutos.

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tiempo de Concentración es 44.60 minutos.

El tiempo de concentración promedio es 63.77 minutos o 1.06 horas.

Cuadro N°36: Cálculo de Coeficiente de Escorrentía.

CALCULO DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"					
Zona rio Cozo		Zona rio Higueras		Zona rio Mito	
C1 =	0.12	C1 =	0.12	C1 =	0.12
C2 =	0.12	C2 =	0.16	C2 =	0.16
C3 =	0.04	C3 =	0.06	C3 =	0.04
C =	0.28	C =	0.34	C =	0.32
C total					0.31

Fuente: elaboration propia.

Cuadro N°37: Cálculo de Caudal Máximo - Mac Maht

PERIODO DE RETORNO (años)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	Imax (mm/h)	Area (Has)	PENDIENTE PROMEDIO (m/km)	CAUDAL MAXIMO (m3/seg)
2	0.31	9.81	70632.7	11.26	34.37
5	0.31	12.17	70632.7	11.26	42.64
10	0.31	14.32	70632.7	11.26	50.18
25	0.31	16.86	70632.7	11.26	59.08
50	0.31	20.91	70632.7	11.26	73.27
100	0.31	24.62	70632.7	11.26	86.27
500	0.31	35.94	70632.7	11.26	125.93

Fuente: elaboración propia.

6.6. METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL SCS, CON EL HEC HMS

Las tormentas consideradas corresponden a las precipitaciones máximas de 24 horas de duración con periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años, las cuales han sido ajustadas con la distribución Log Normal.

Precipitación Efectiva

De la lluvia total precipitada en una tormenta sobre una cuenca, solo una fracción escurre por las vertientes hasta llegar hasta al rio. Esta reducción del volumen se debe a que una parte es interceptada por las hojas de los árboles, techo y otros, evaporándose más tarde; otra parte llega al suelo pero se infiltra y se acumula en irregularidades del terreno formando charcos que se

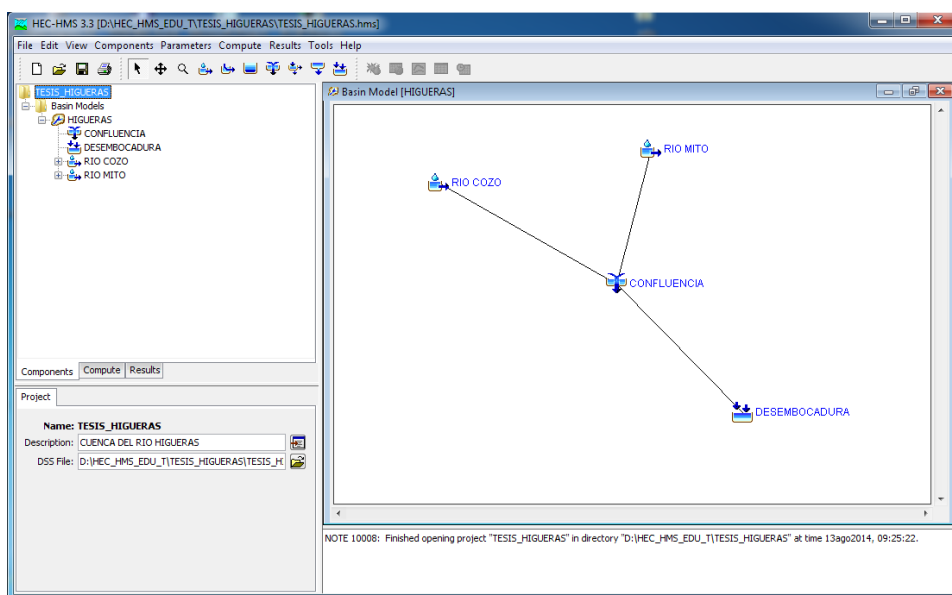
evaporan. El agua que finalmente llega al río se llama precipitación efectiva.

Cuadro N°38.

El Número de Curva 71 empleado para el cálculo de la abstracción de la lluvia total fue adoptado teniendo en cuenta el tipo de cobertura del área de estudio (bosques, troncos delgados y buena cubierta vegetal) y el tipo de suelo (arenosos y granulares). El valor del Número de Curva se leyó del Anexo.

El modelo hidrológico que se planteó contiene dos subcuencas principales correspondientes al río Cozo y al río Mito, estos ríos forman una confluencia que viene a ser el punto de inicio del río Higueras, y por último encontrándose su desembocadura al río Huallaga, ver imagen n°02.

Imagen N°02: Modelo Hidrológico de la cuenca del río Higueras.



Fuente: Modelo Hidrológico – Hec Hms.

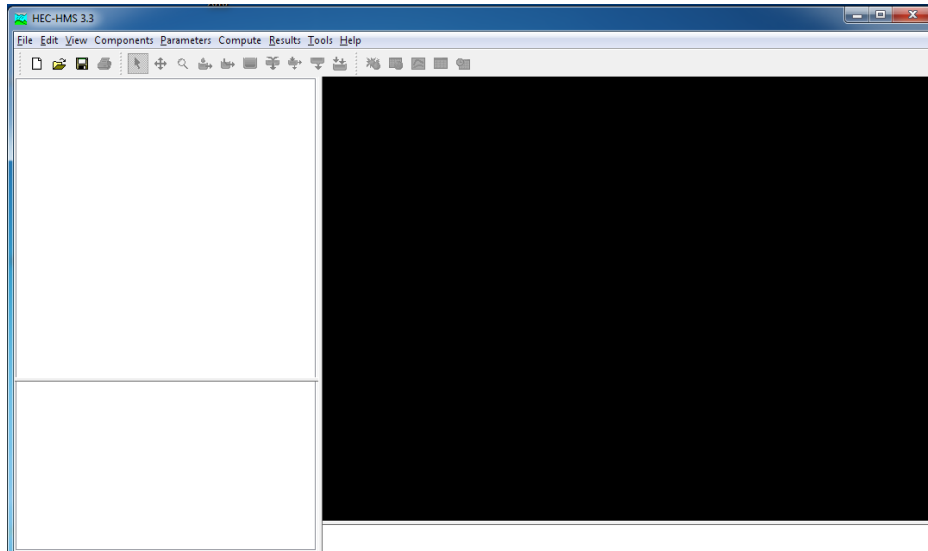
Cuadro N°38: Precipitación Efectiva en la cuenca del río Higueras.

PRECIPITACIÓN EFECTIVA (Pe), mm						
T= 2 años	T= 5 años	T= 10 años	T= 20 años	T= 50 años	T= 100 años	T= 500 años
16.40	26.49	36.83	50.02	72.79	94.88	166.99
3.68	7.39	11.56	17.25	27.72	38.41	75.46
0.18	0.95	2.11	3.97	7.86	12.22	28.99
0.05	0.25	0.36	1.07	2.86	5.11	14.71
0.35	0.05	0.01	0.22	1.07	2.32	8.36
0.69	0.26	0.05	0.01	0.35	1.04	5.03
1.01	0.52	0.22	0.36	0.27	0.43	3.11
1.29	0.77	0.42	0.15	0.65	0.14	1.94
1.54	1.01	0.63	0.31	0.03	0.02	1.20
1.75	1.22	0.83	0.48	0.12	0.18	0.72
1.94	1.42	1.02	0.64	0.23	0.04	0.41
2.10	1.59	1.19	0.80	0.35	0.10	0.22
2.25	1.75	1.35	0.96	0.48	0.19	0.40

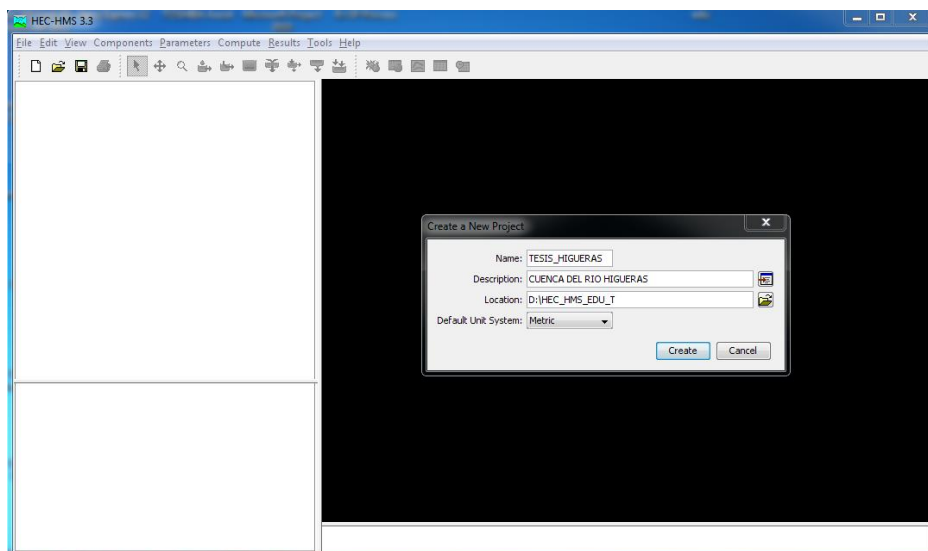
Fuente: Cálculo hidrológico Hec-Hms.

Procedimiento de la Simulación Hidrológica con el modelo HEC-HMS V3.3

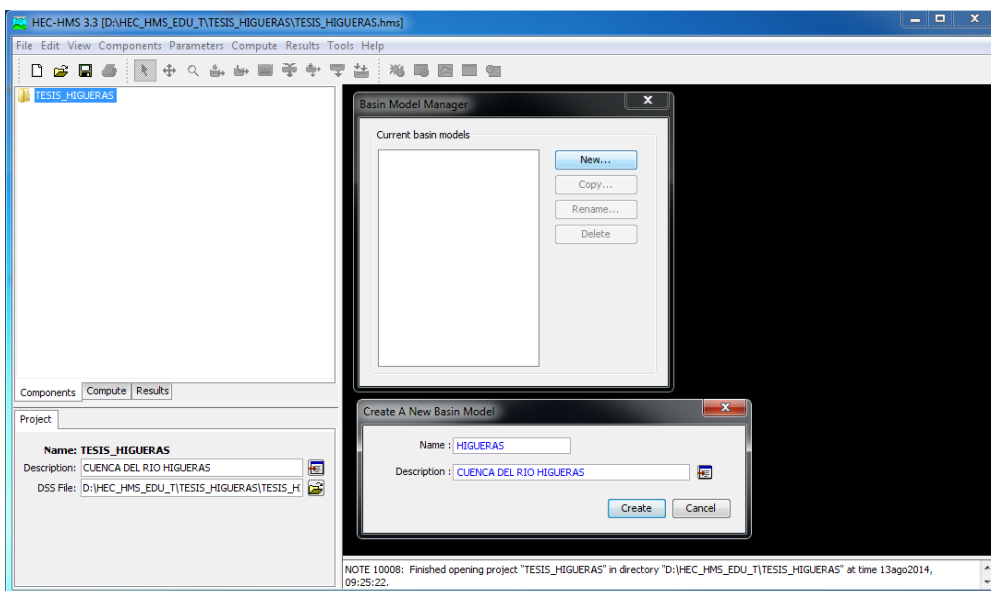
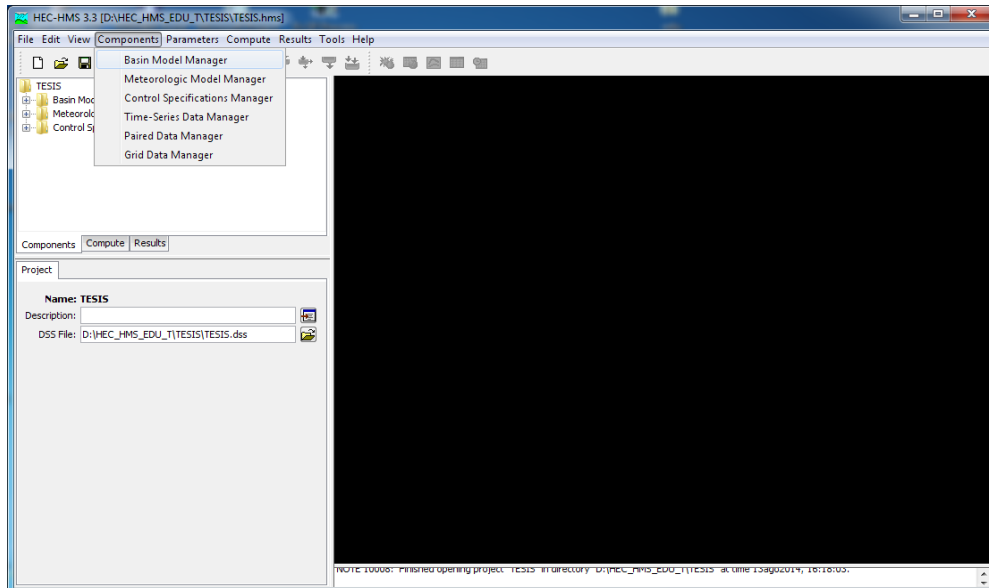
1. Se inicia con la apertura del programa Hec - Hms, que tiene el siguiente interfaz.

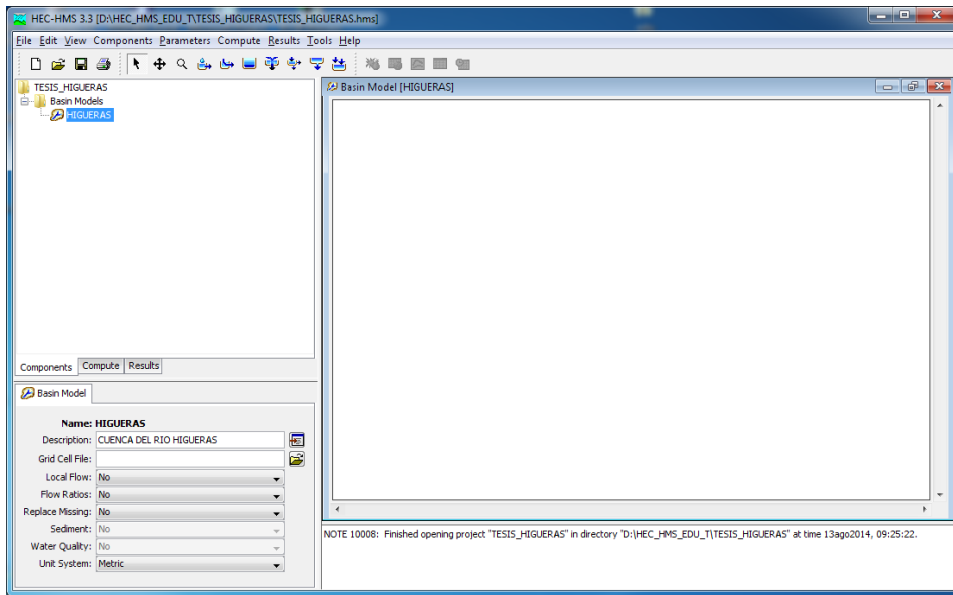


2. Seguido se crea un proyecto definiendo el nombre, descripción, localización de directorio de archivo y por ultimo unidad de medida.

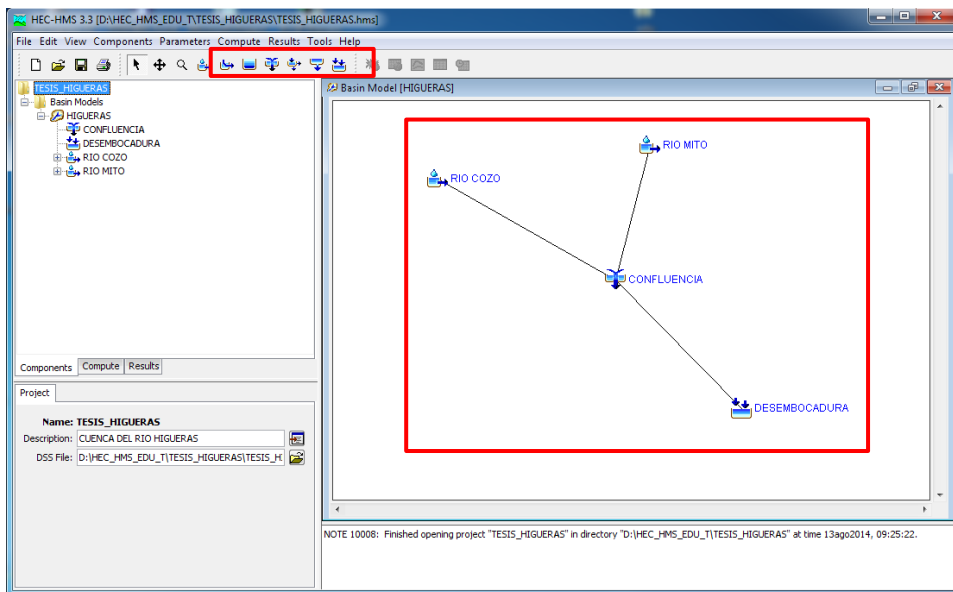


3. Seguidamente se crea el Modelo de Cuenca.

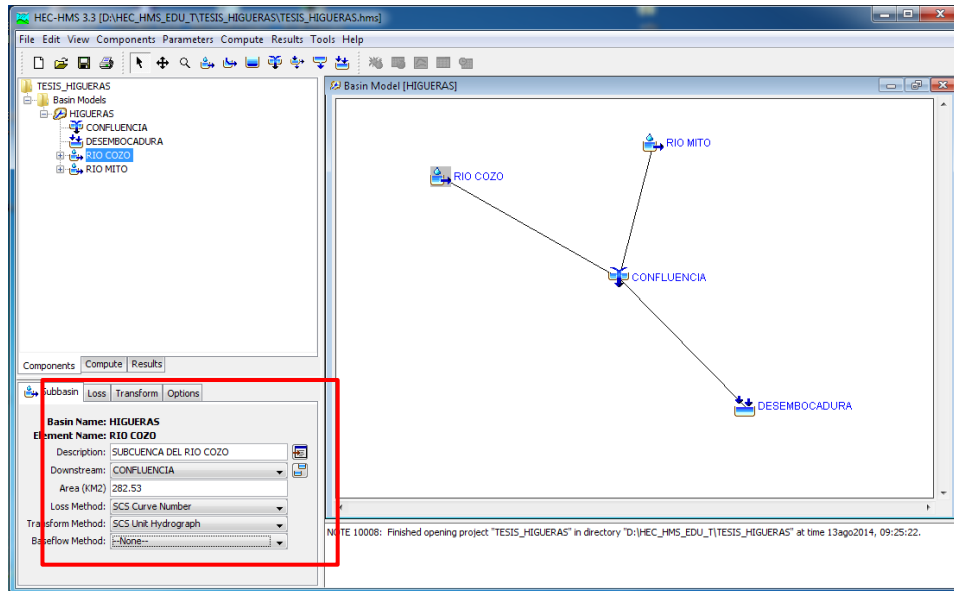




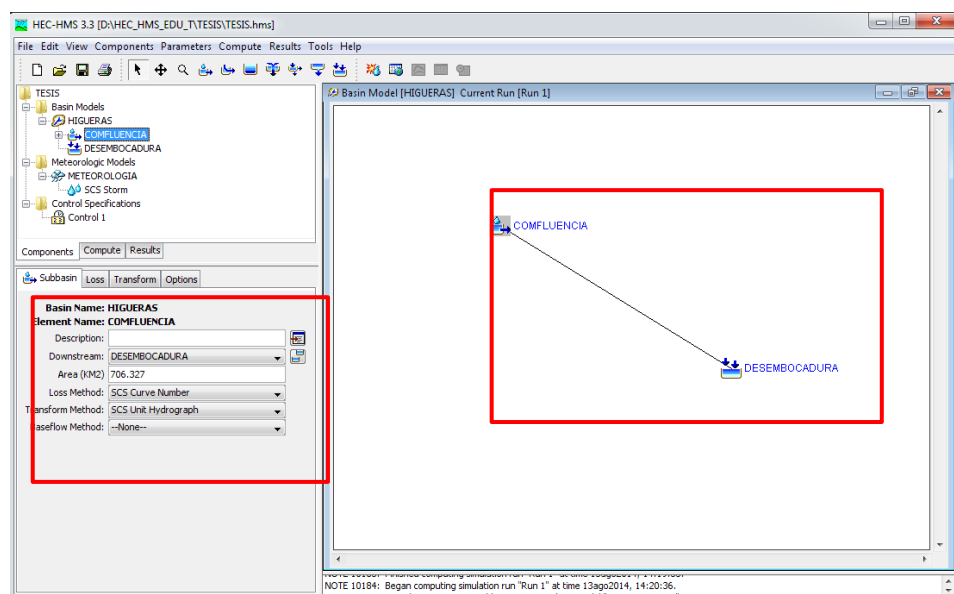
4. Luego de crear el modelo de cuenca, se agregará los elementos hidrológicos, para definir la estructura de cuenca.



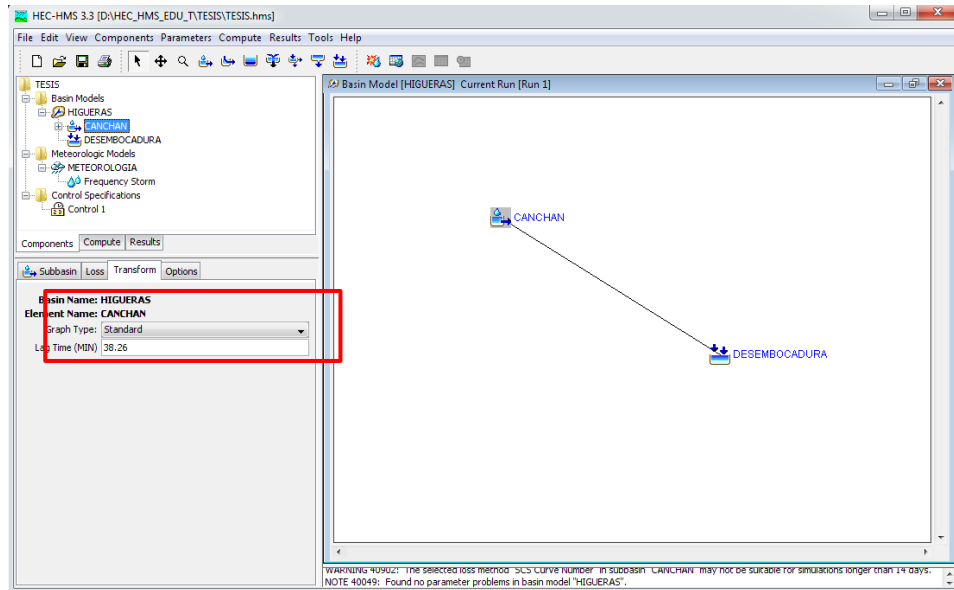
- Una vez de haber agregado los elementos hidrológicos, se procede a completar el panel de componentes de cada elemento hidrológico. Se creó 2 subcuencas principales (rio Mito y rio Cozo), confluencia y desembocadura del rio Higueras.



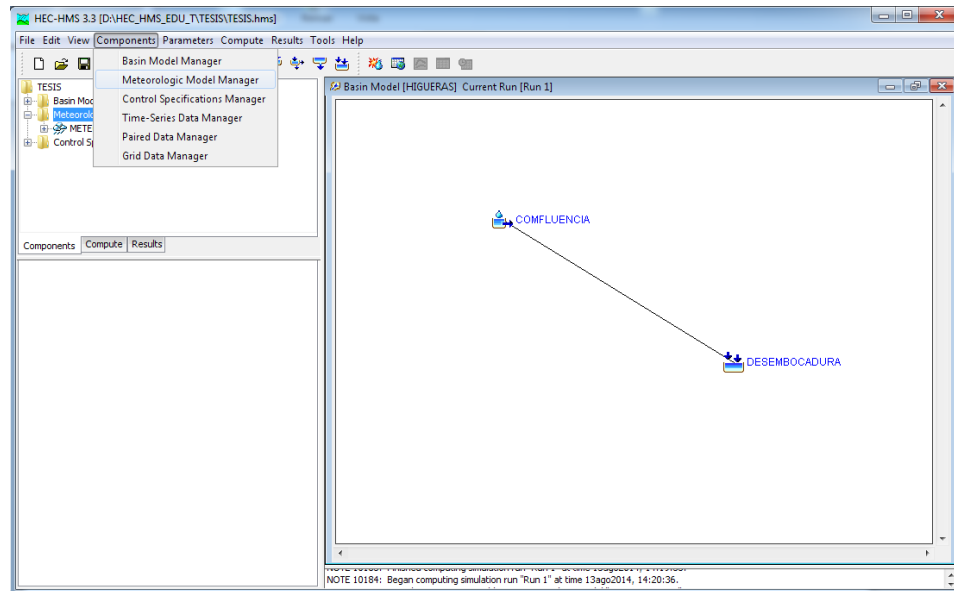
- Seguidamente se reduce en 2 componentes hidrológicos (desde la confluencia hasta su desembocadura al rio Huallaga), y se selecciona el métodos de calcular las pérdidas de precipitación y de transformar la precipitación neta en caudal.

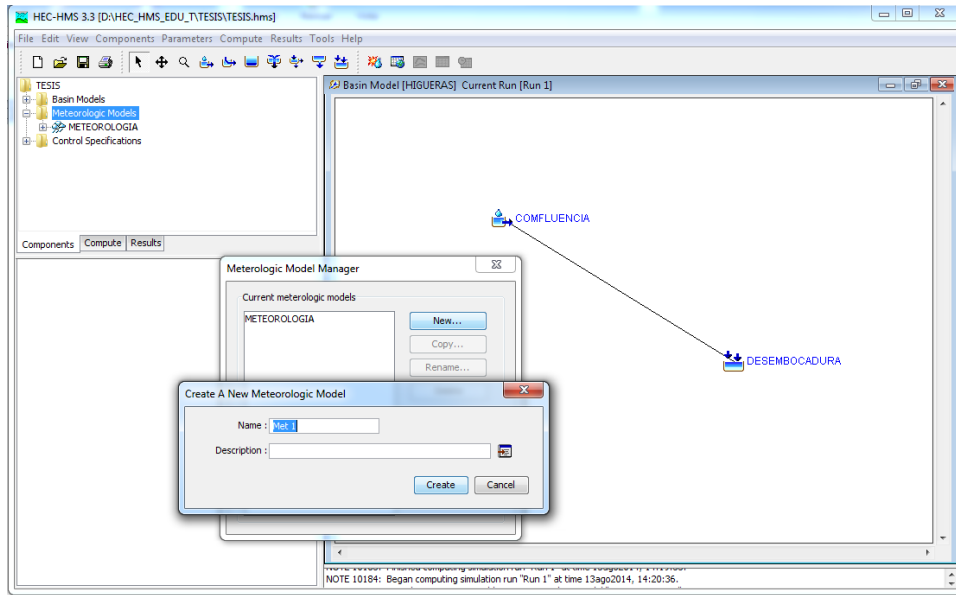


7. Así también se digita número de curva y el tiempo de retardo,

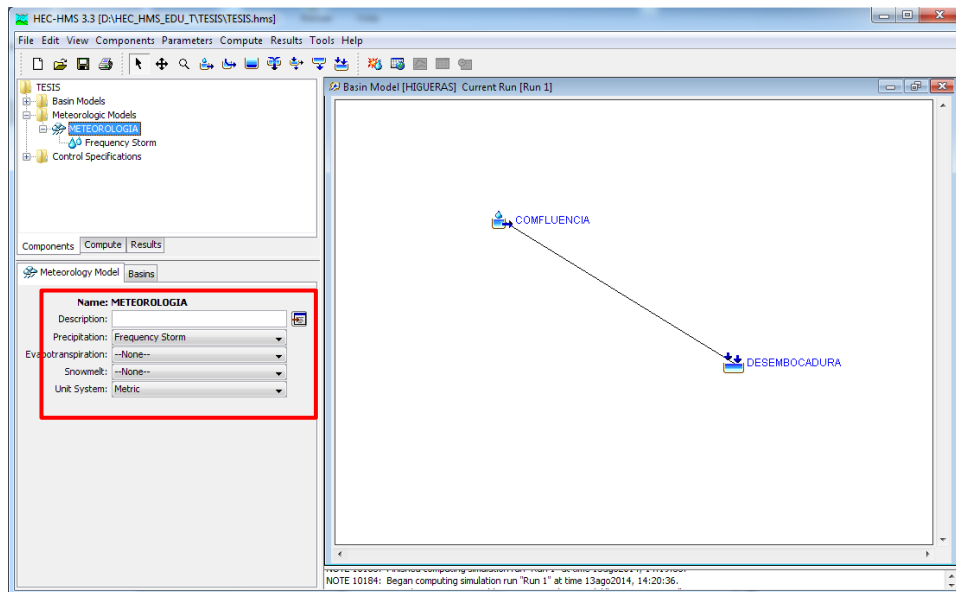


8. El siguiente paso es crear el modelo Meteorológico.

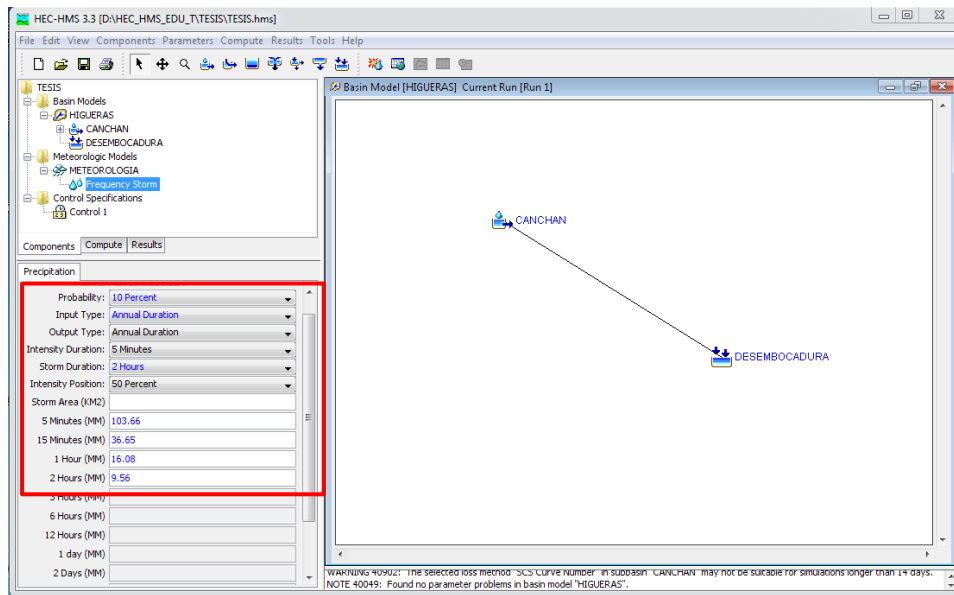




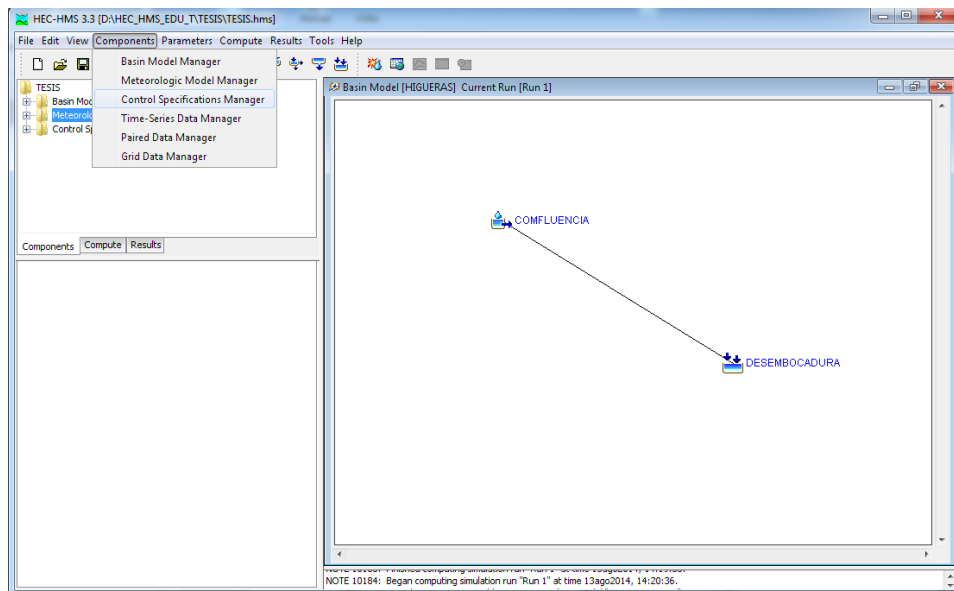
9. Seguidamente se selecciona el tipo de precipitación en su panel de componentes.

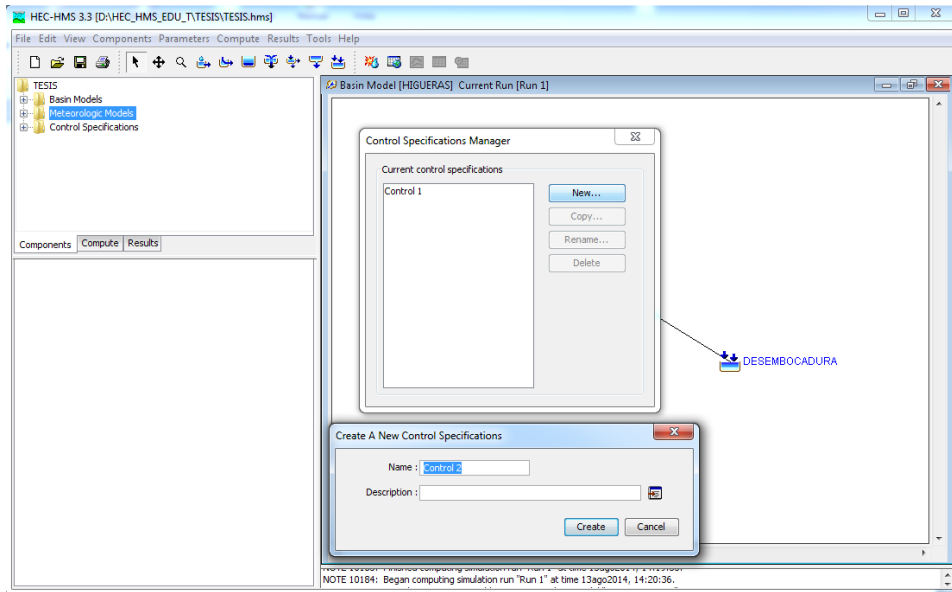


10. Luego se define las características del tipo de precipitación, seleccionada en el paso n° 9.

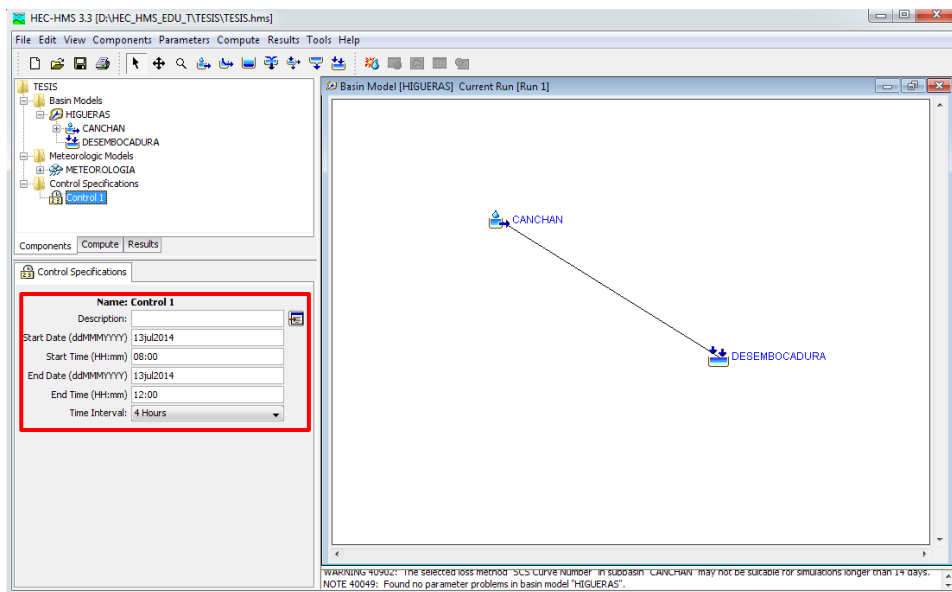


11. El siguiente paso es crear las Especificaciones de Control.

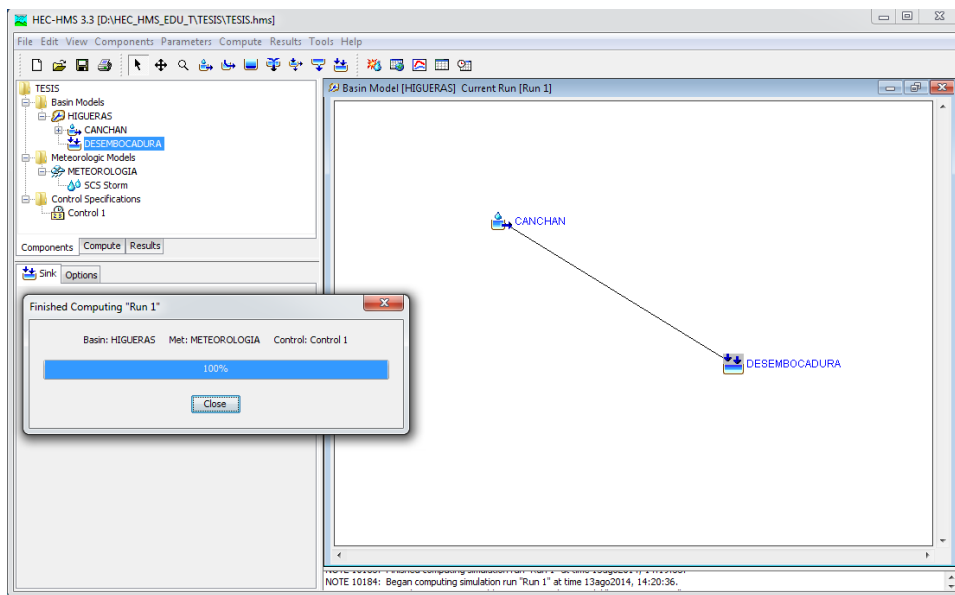
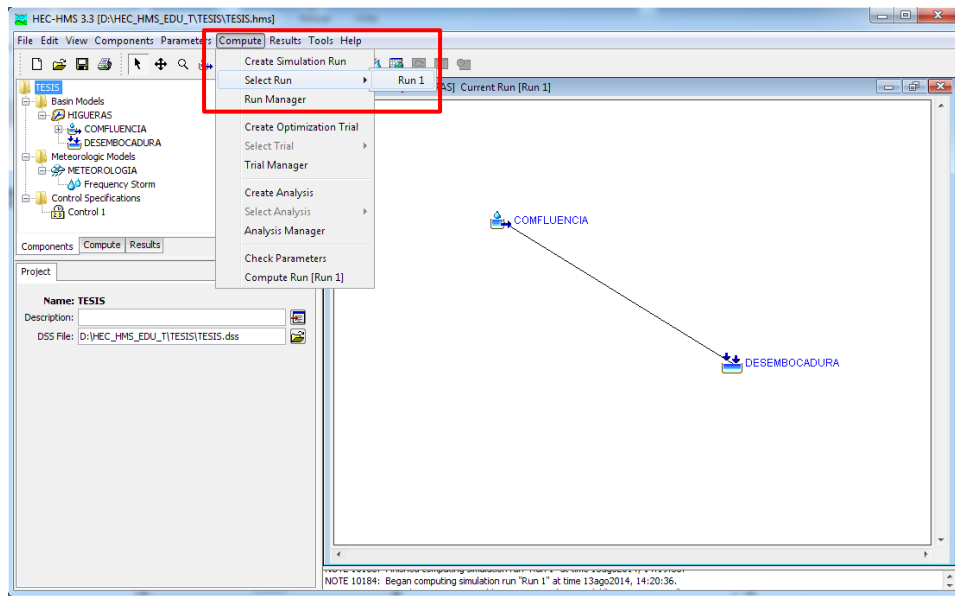




12. Después de haber creado las Especificaciones de Control, se procederá a definir el tiempo de duración para la simulación Hidrológica.



13. Una vez de haber terminado los pasos anteriores y haber llegado hasta aquí, ya se puede generar la simulación Hidrológica.



En el Cuadro N°39 se presenta los caudales máximos instantáneos estimados para diferentes periodos de retorno.

Cuadro N°39: Caudales máximos instantáneos (m³/s) para diferentes periodos de retorno.

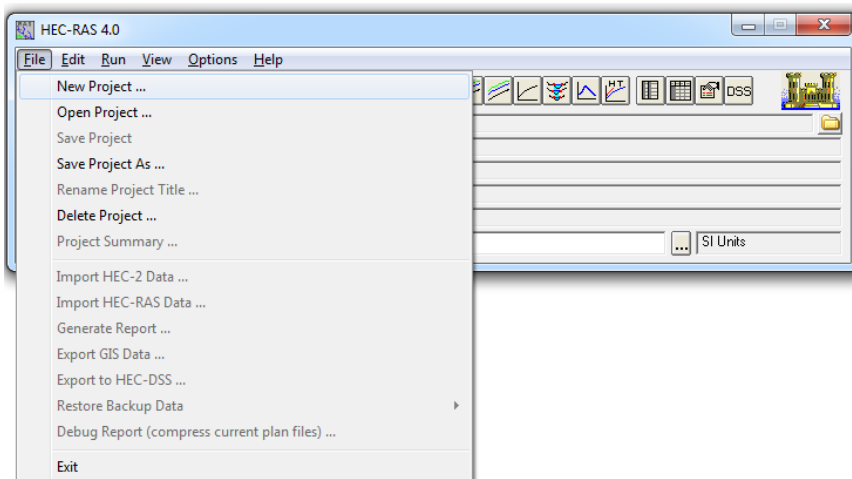
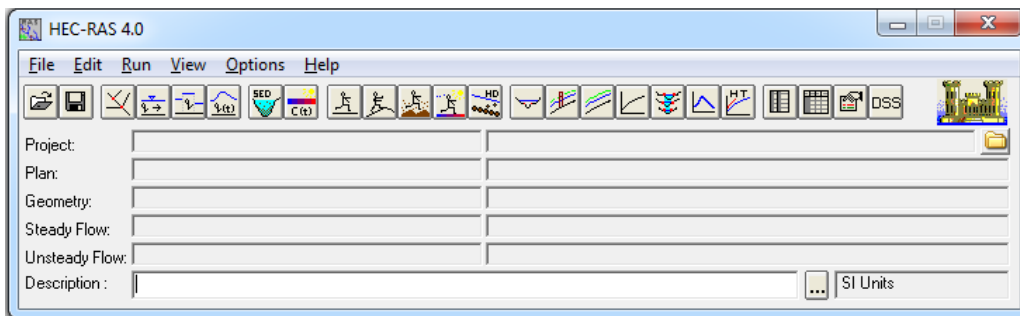
PERIODO DE RETORNO (años)	CAUDAL MAXIMO (m ³ /seg)
2	43.62
5	51.89
10	63.12
25	70.61
50	82.46
100	97.37
500	134.42

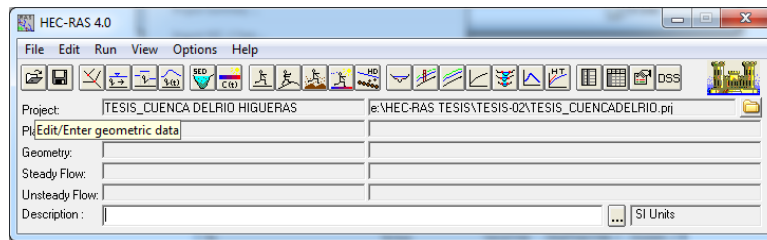
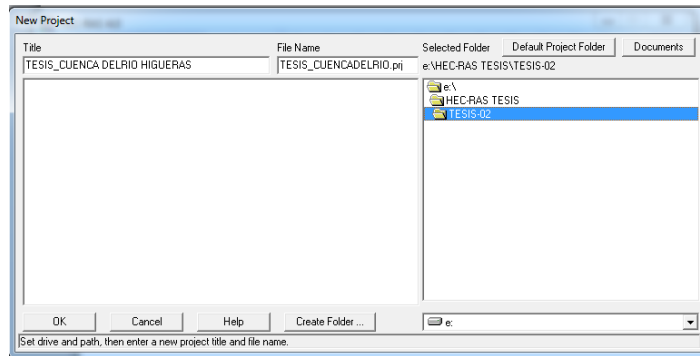
Fuente: elaboración propia.

6.7. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO HIGUERAS EN LA PARTE BAJA DE SU CUENCA CON EL MODELO HIDRAULICO HEC-RAS.

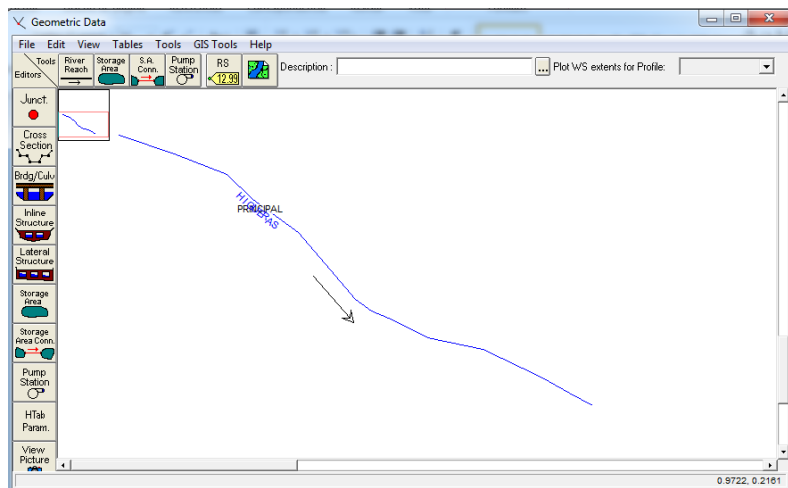
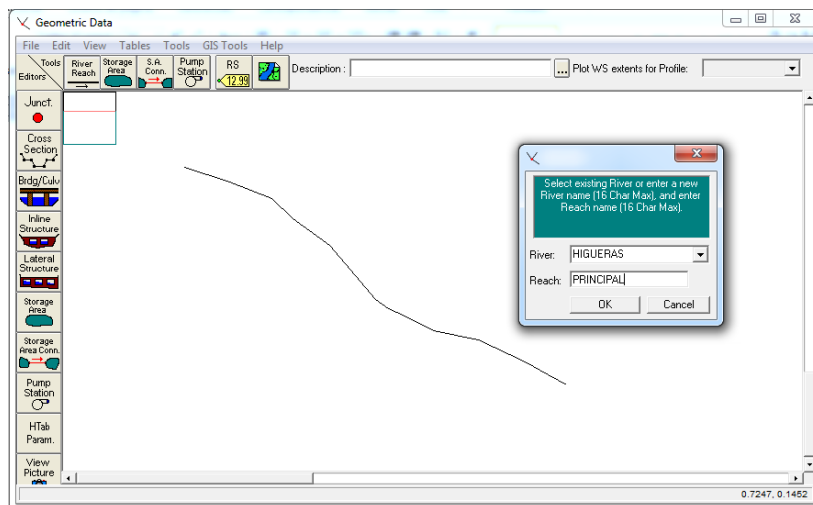
Elaboración de la simulación hidráulica con el Modelo Hidráulico Hec-Ras 4.0

1. Iniciando un proyecto nuevo en el Hec-Ras. Ubicado en el menú File

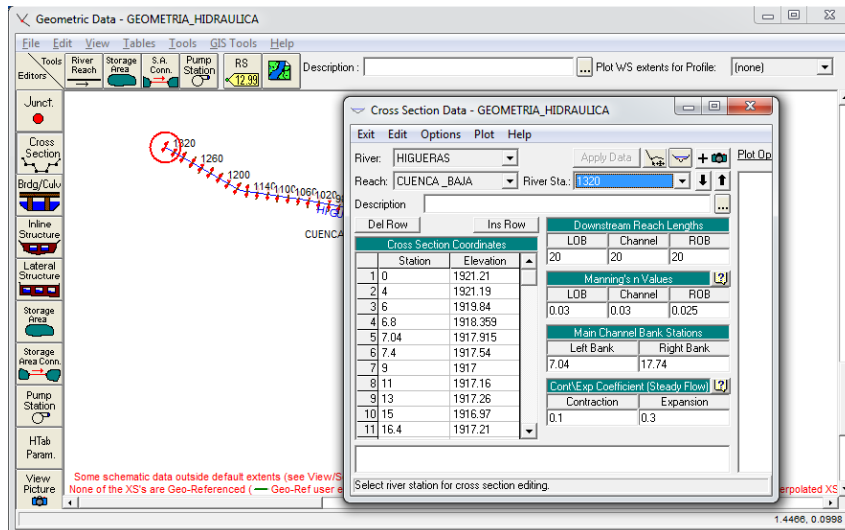
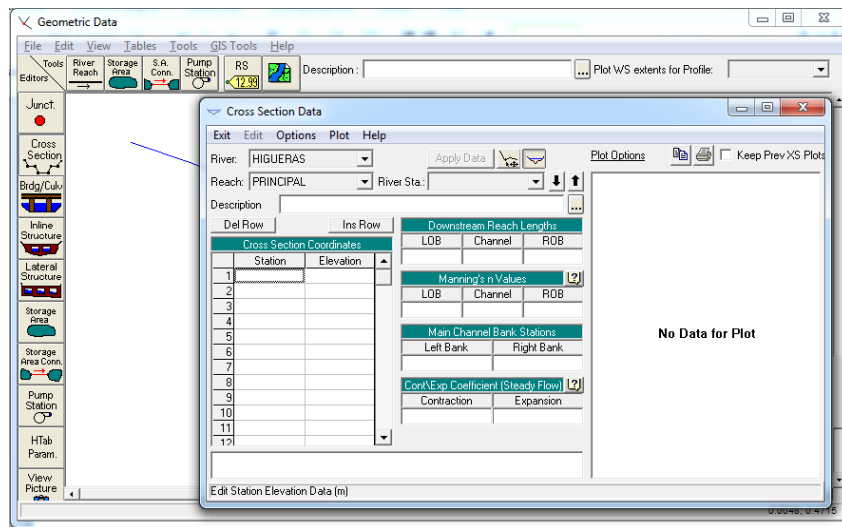




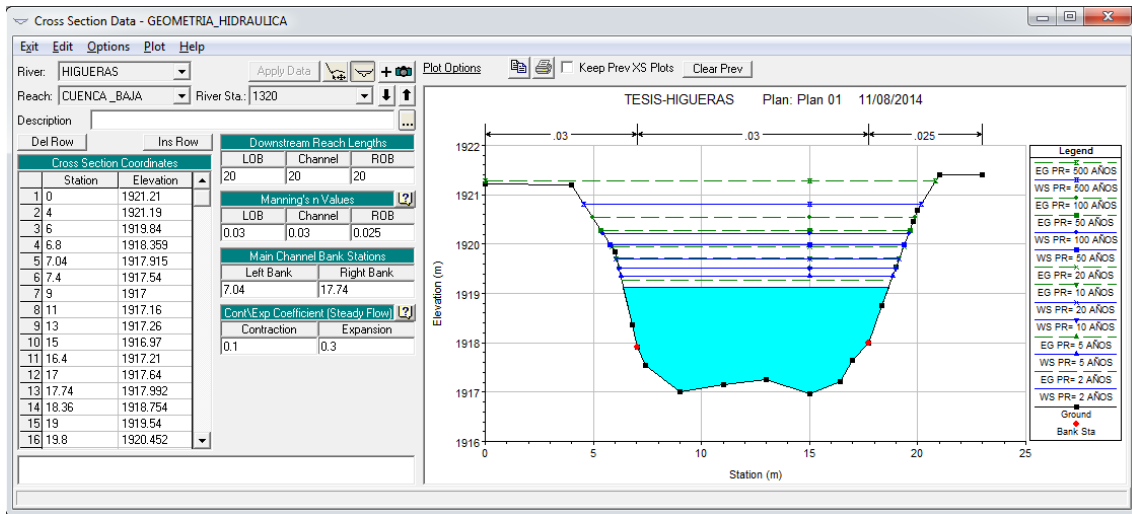
2. El siguiente paso es ingresar los datos geométricos del cauce, en el menú Geometric Data.



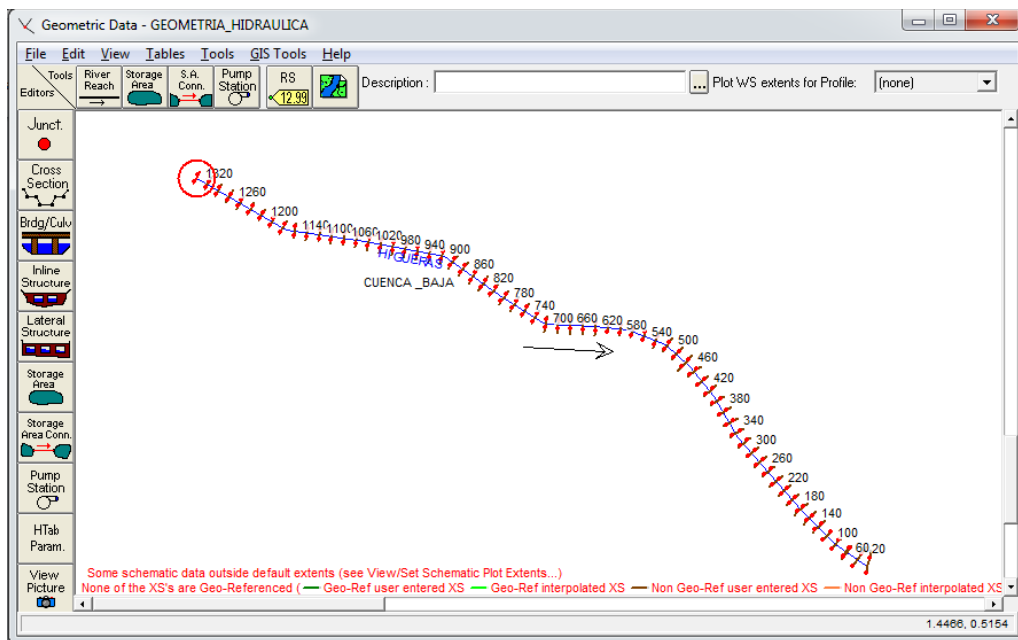
- Ingresando las estaciones y elevaciones de las secciones del rio, así también el coeficiente de manning, coeficiente de contracción y expansión.

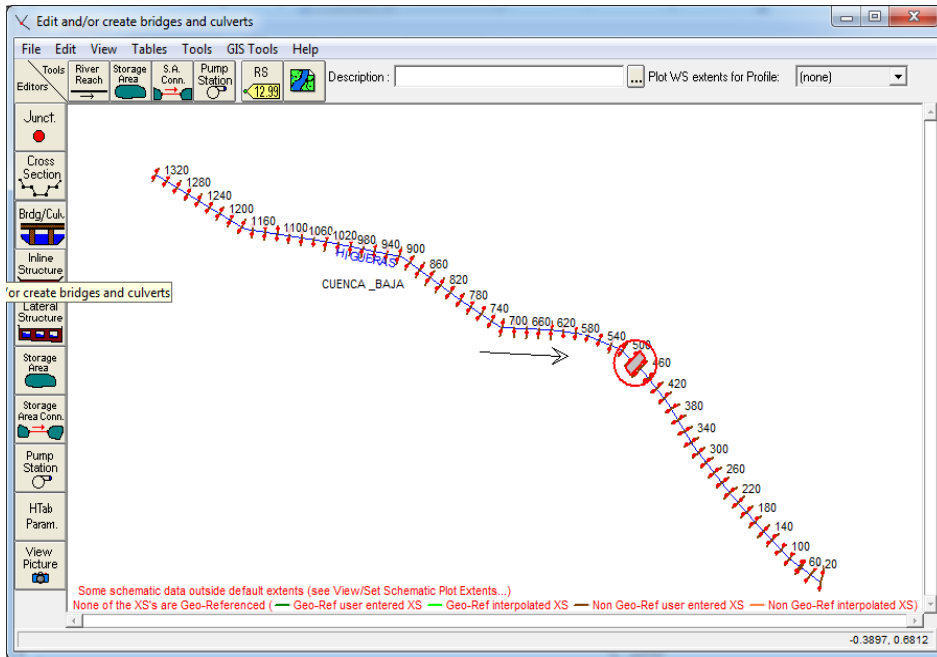


- Una vez ingresado todos los datos geométricos, se mostrará las gráficas de las secciones ingresadas.

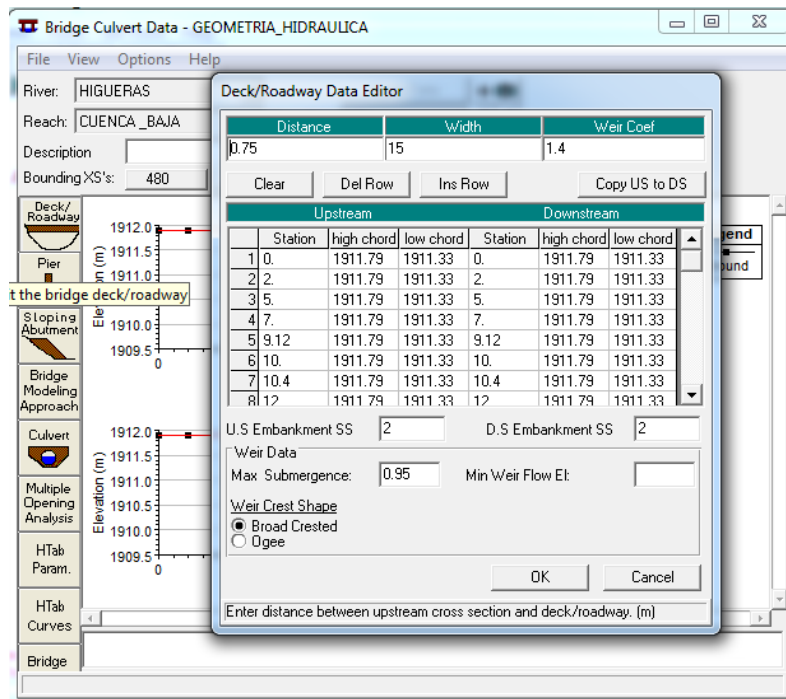


Vista en planta del tramo en estudio del rio Higuera, junto a sus secciones ingresadas.

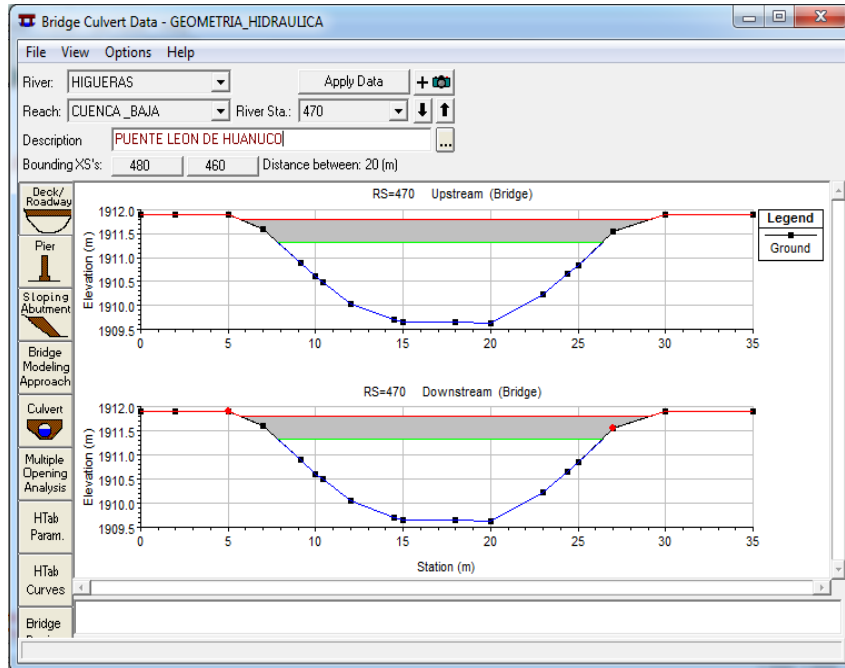




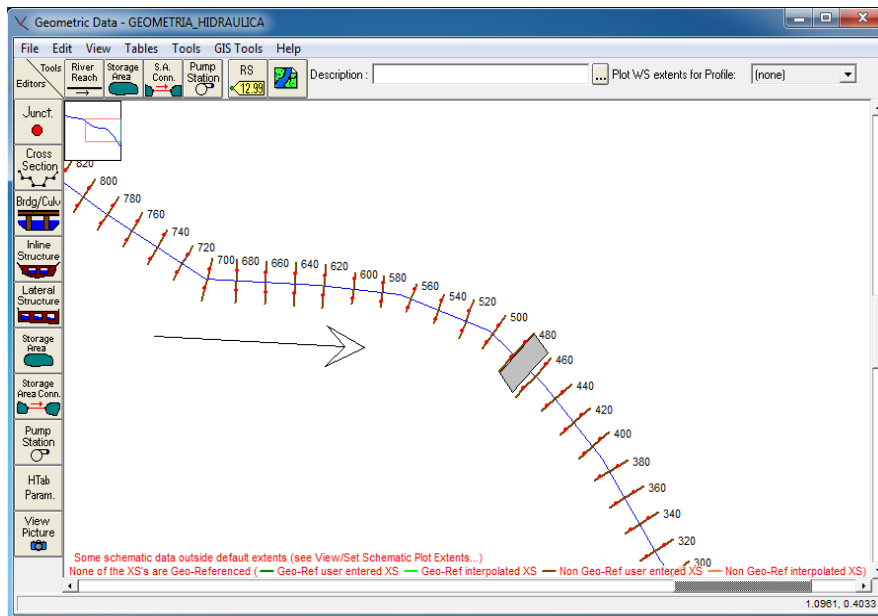
5. Edición de los puentes que presenta el tramo, los puentes son dos: Puente Tingo y el Puente León de Huánuco.



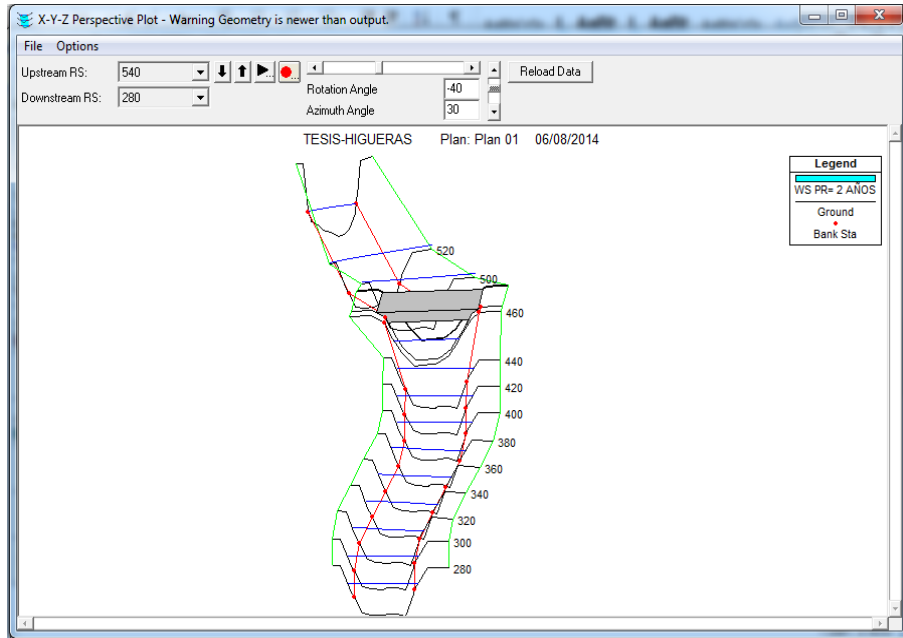
Edición del Puente León de Huánuco, vista en sección



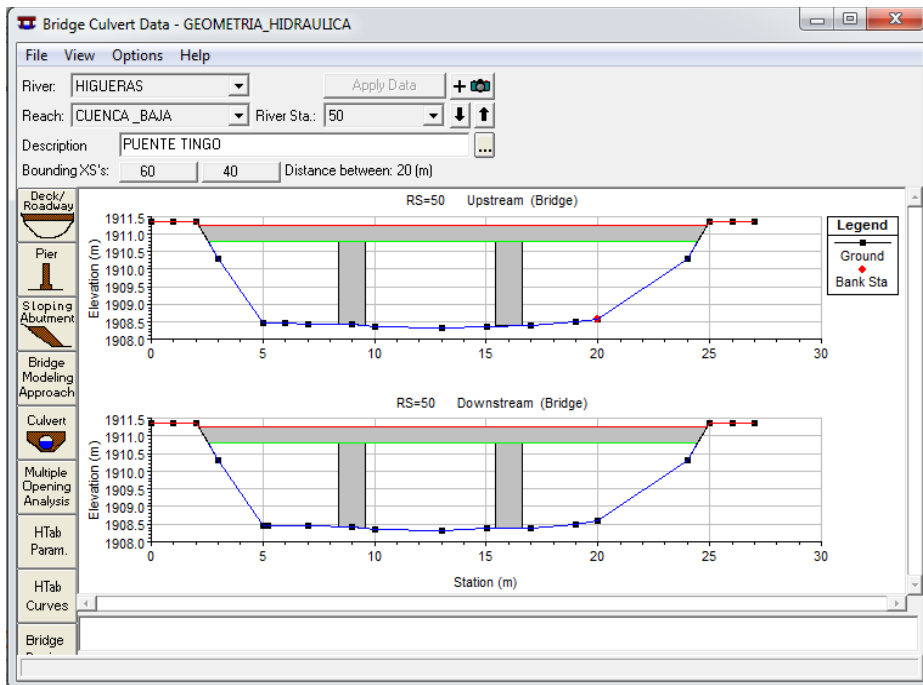
Puente León de Huánuco, vista en planta



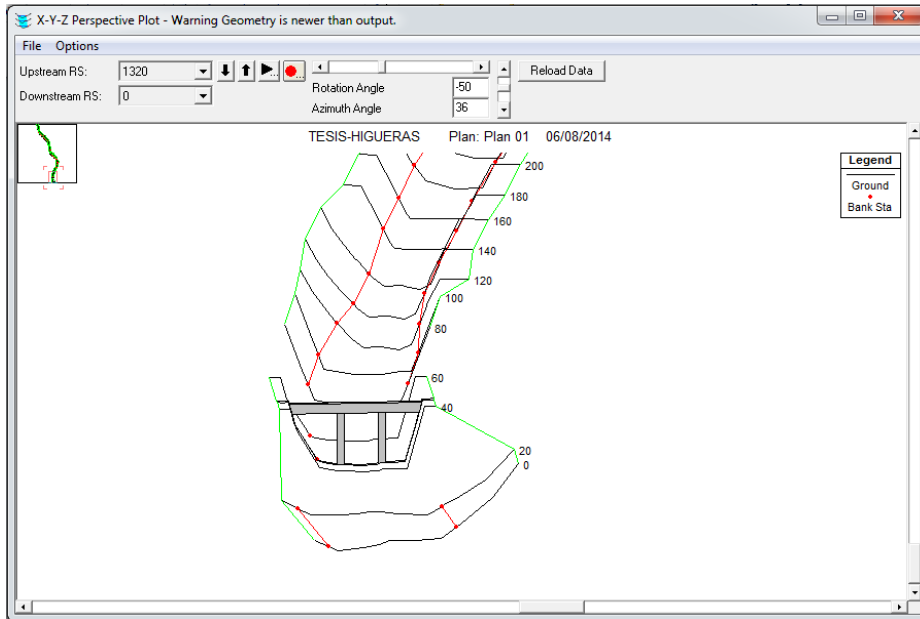
Puente León de Huánuco definido



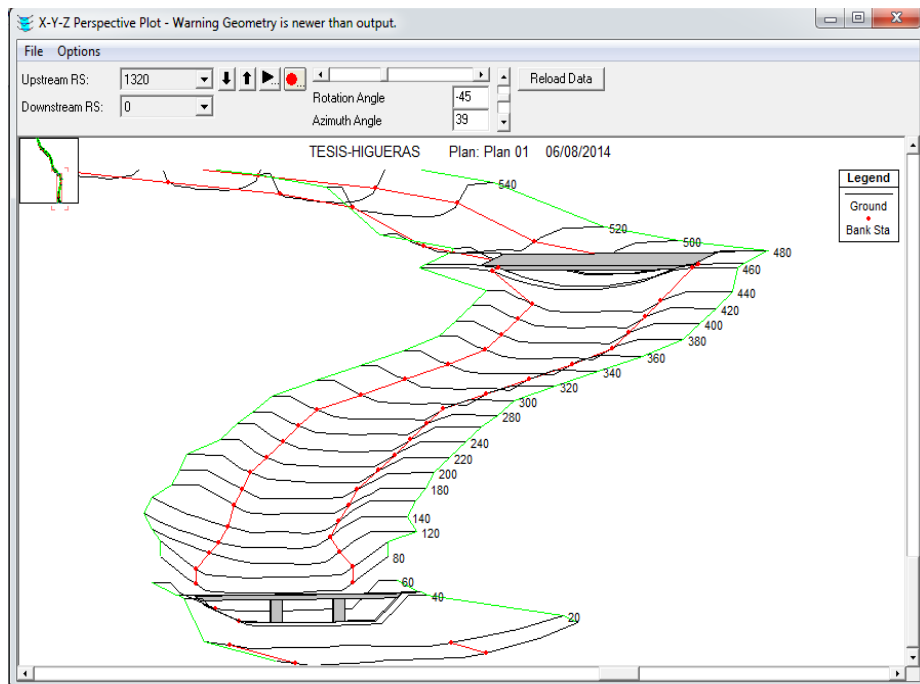
Edición del Puente Tingo, vista en sección



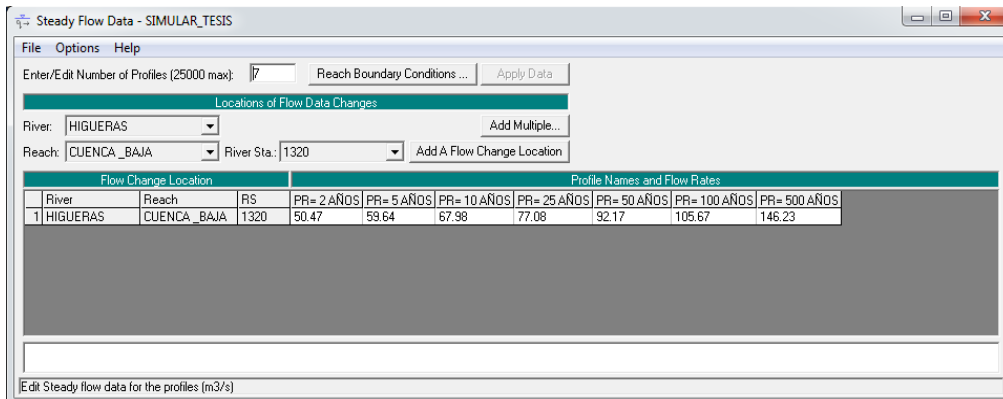
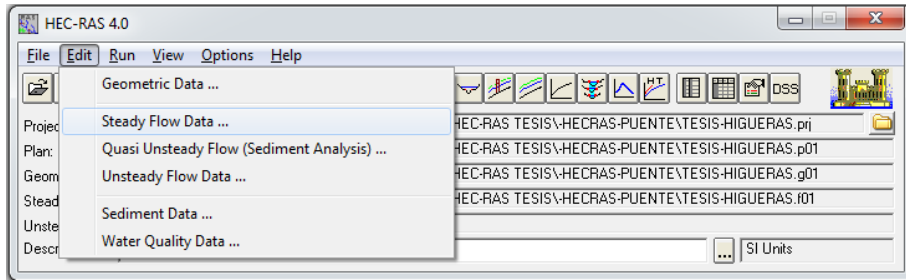
Puente León de Huánuco definido



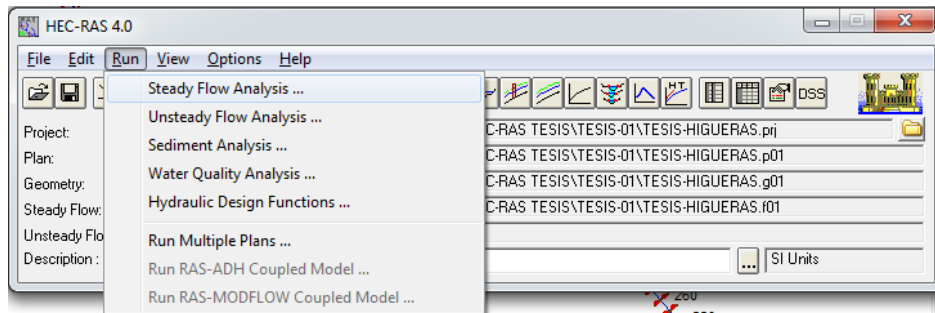
Puente Tingo y puente León De Huánuco

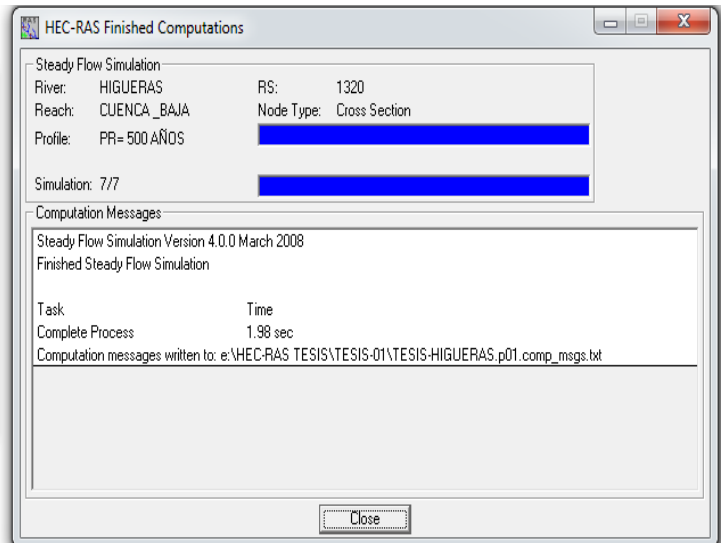
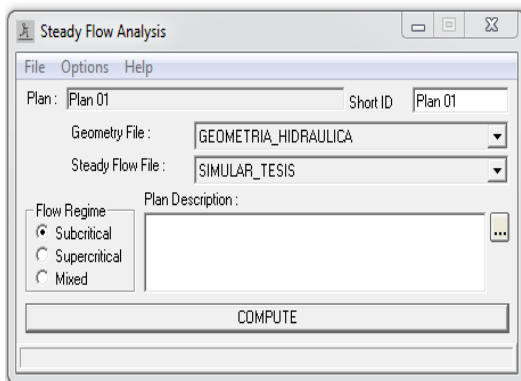
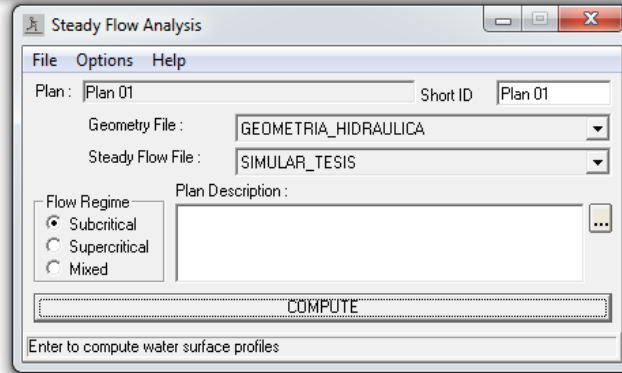
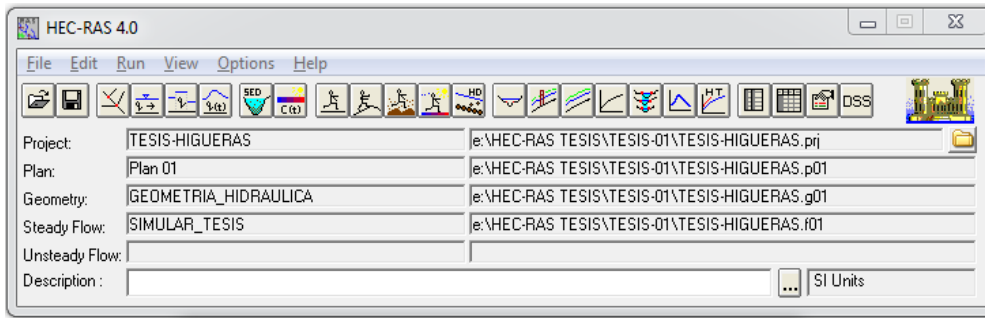


- Después de esto, se ingresa los caudales para diferentes periodos de retorno, (2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años).



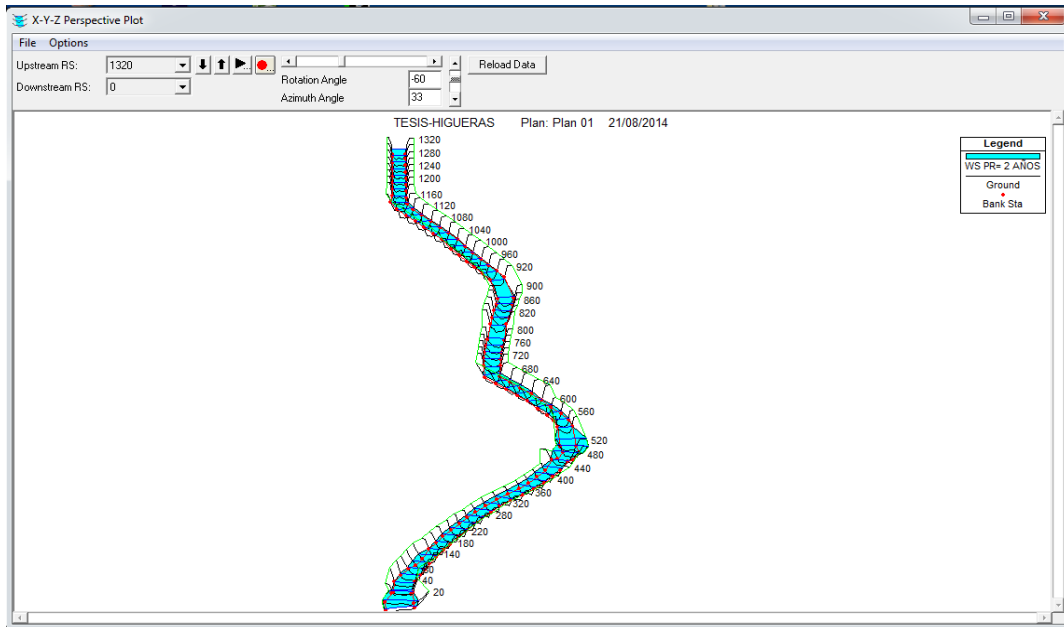
- Procesando los datos en el Hec-Ras, menú Run.



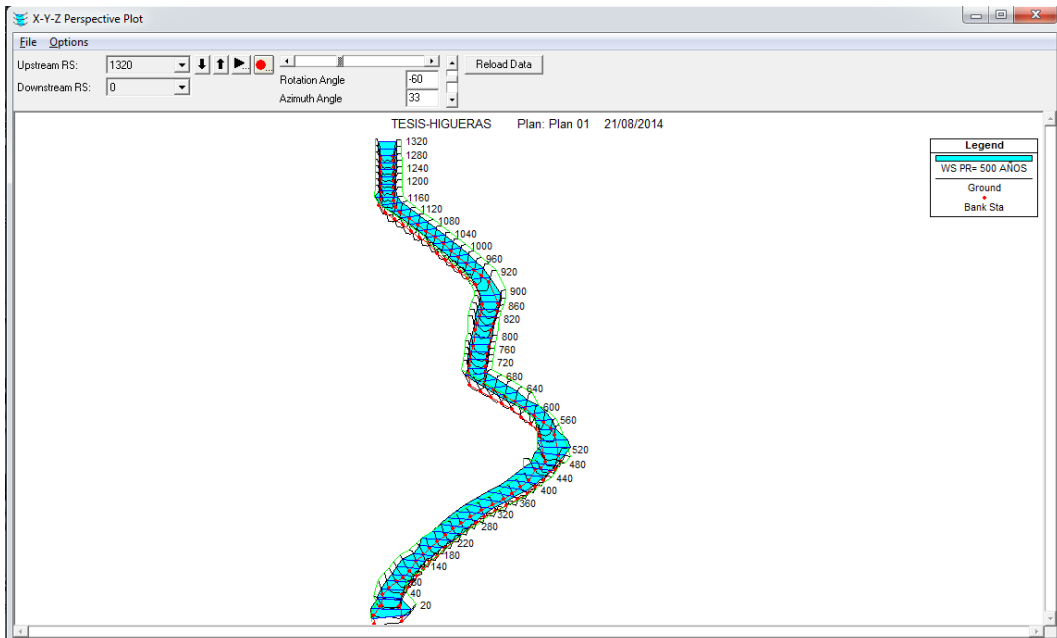


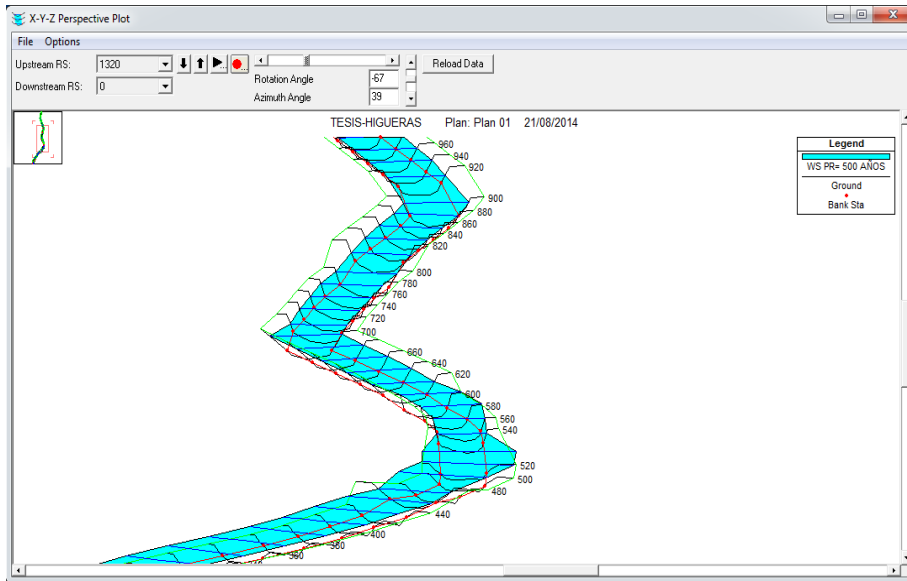
8. Revisar los resultados arrojados por el Hec-Ras, vistas tridimensional.

Vista tridimensional para un periodo de retorno de 2 años.

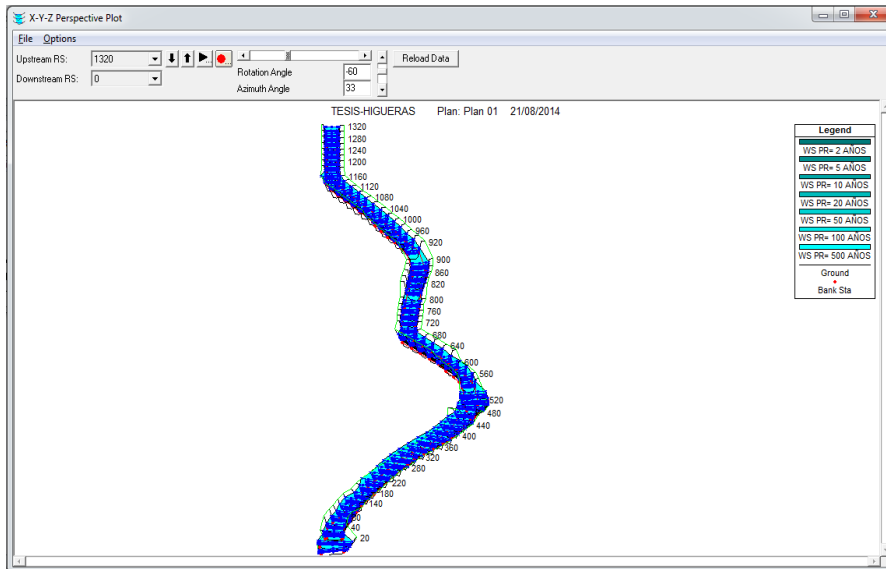


Vista tridimensional para un periodo de retorno de 500 años.

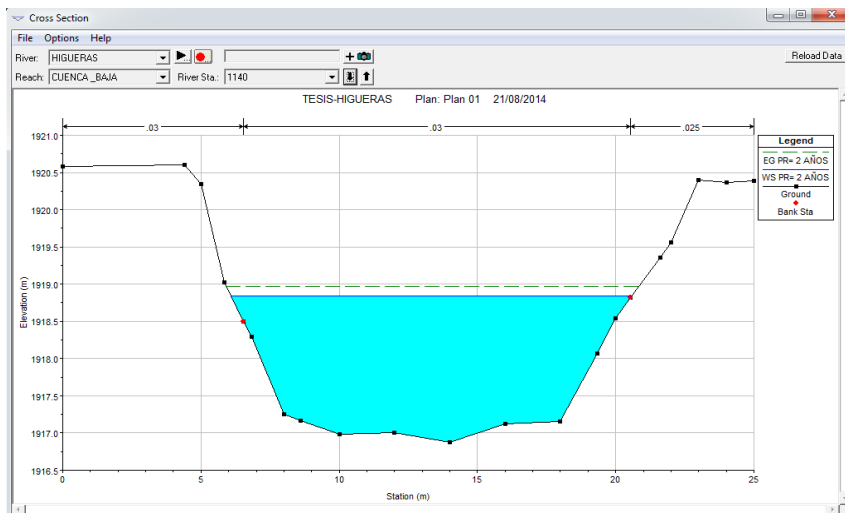




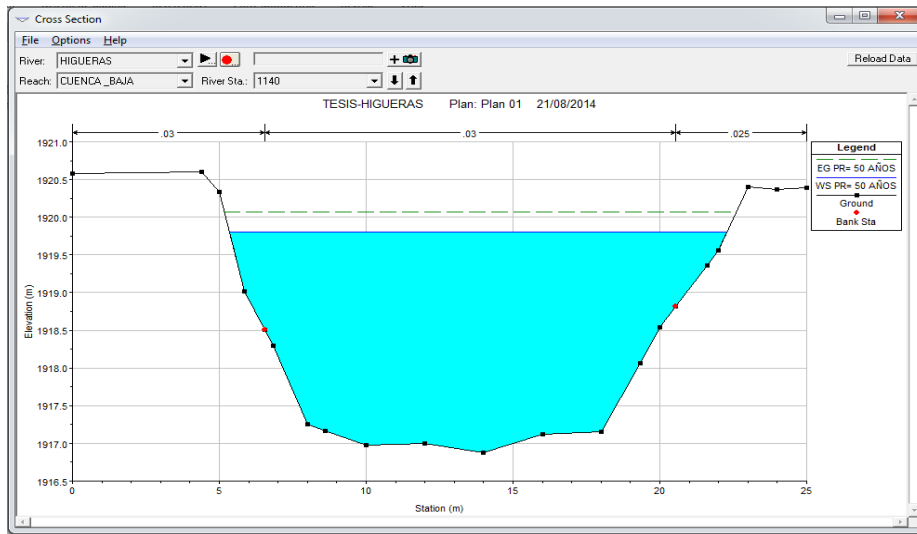
Vista tridimensional para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, y 500 años.



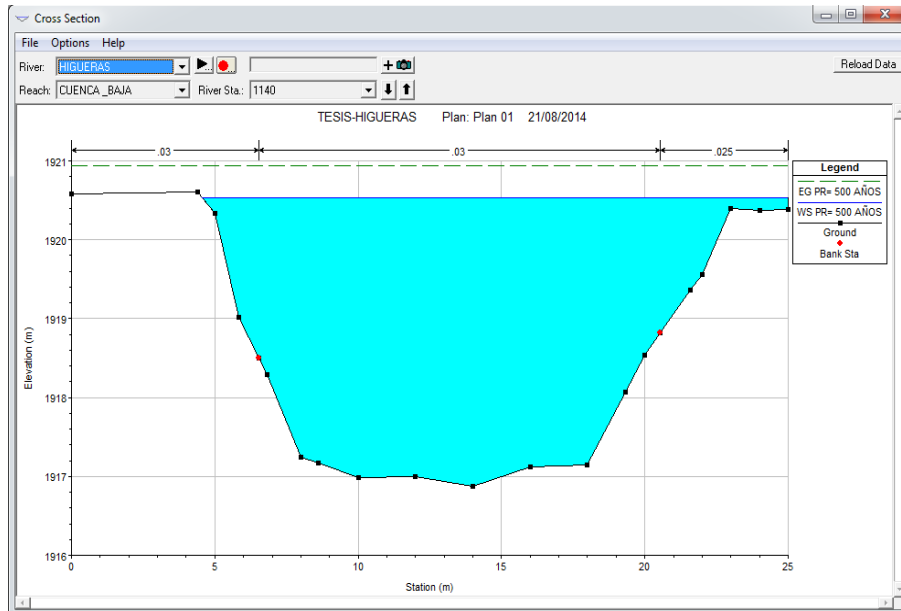
Vista de sección 1140, para un periodo de 2 años



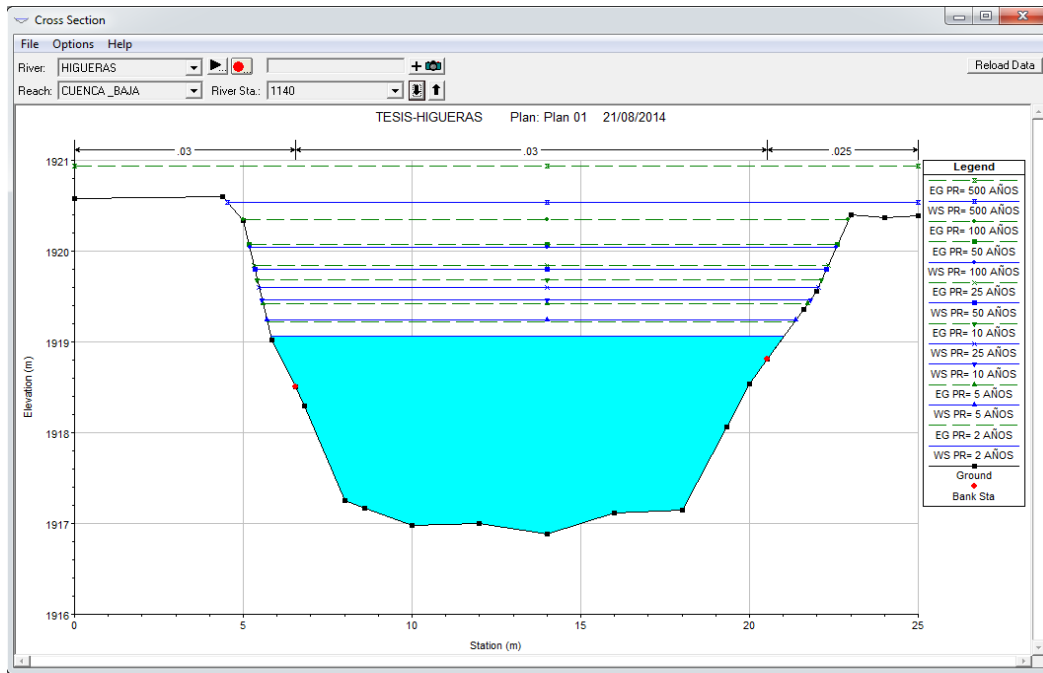
Vista de sección 1140, para un periodo de 50 años



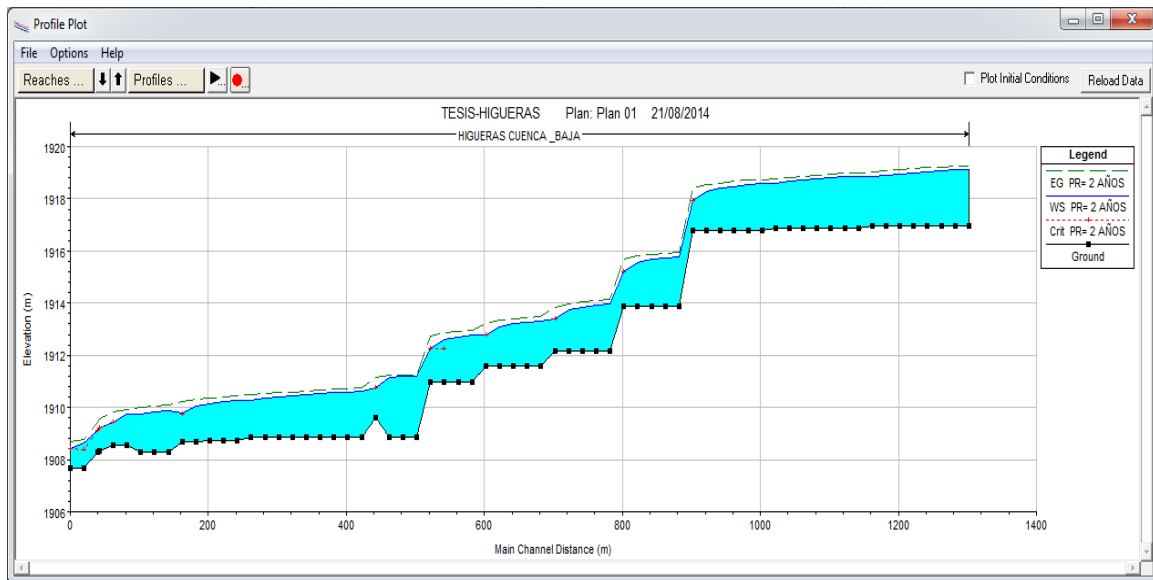
Vista de sección 1140, para un periodo de 500 años



Vista de sección 1140, para un periodo de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.



Perfil Longitudinal, para diques periodos de retorno.



CAPITULO VII

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Este capítulo presenta los resultados que se han obtenido para cada uno de los objetivos planteados, así como la discusión e interpretación de los mismos.

7.1. MORFOLOGÍA DE LA CUENCA

Cuadro N°40: Parámetros morfométricos de la cuenca del río Higueras.

Factor	Unidad	Valor	Interpretación
Parámetros de Forma			
Área	Km ²	706.327	Cuenca grande
Perímetro	Km	144.286	
Longitud axial	Km	37.643	
Longitud del cauce	Km	13.322	
Ancho promedio	Km	18.76	
Factor de forma		3.97	
Índice de compacidad		1.52	Tendencia a ser alargada
Parámetros de Relieve			
Pendiente media del cauce	%	6.73	
Pendiente media de la cuenca	%	34,4	Alta Pendiente
Parámetros Relativos a la Red de Drenaje			
Orden de corrientes	Orden	5to	
Densidad de corriente	corr./Km ²	0.233	
Densidad de drenaje	Km/Km ²	0.141	Regularmente drenada

Fuente: Elaborado por Javier López.

El área de estudio posee una superficie de; (706.327 Km²), se la clasificó según el criterio de Villón (2011), como una cuenca grande, debido a la superficie que abarca, tiene un perímetro de 144.286 Km y una longitud axial de 37.643 Km tomada desde la cabecera de la cuenca hasta su desembocadura al río Huallaga, y un ancho promedio de la cuenca de 18.76 Km.

Según el factor de forma de 3.97 y el índice de compacidad (Kc) de gravelius, 1.52, se la clasificó como una cuenca con tendencia a ser alargada e irregular debido a que su coeficiente es mayor a la unidad, y propensa a crecidas violentas o rápidas y de gran magnitud, en este caso se la clasificó como una cuenca grande los caudales violentos o de gran magnitud no sucederán, en

caso de que la precipitación como la intensidad sean de larga duración puede existir la posibilidad de que ocurra un evento extraordinario.

La pendiente media de la cuenca por su valor de 34,4%, indica que es una cuenca con alta pendiente, al mismo tiempo que su velocidad de escurrimiento es menor y por ende la capacidad de infiltración es mayor. El valor de la pendiente media del cauce es de 6,73%, indicando que es un cauce accidentado medio.

La curva hipsométrica muestra al río Higueras como un río joven que refleja una cuenca con un gran potencial erosivo.

La densidad de drenaje 0.141 km/km², según Villón (2011); es una cuenca regularmente drenada, esto se debe a dos factores: el tipo de geología que presenta la cuenca y la otra por la intervención antrópica, principalmente por la deforestación.

La densidad de corriente con su valor de 0,233 corr/km² nos indica que, es una cuenca con bastantes ríos, quebradas permanentes y perennes, lo que origina que cuando se presenten épocas de invierno y no se tomen las debidas precauciones se pierdan cultivos y en algunos casos se produzcan desastres, como la pérdidas de animales, etc.

7.2. CAUDALES MÁXIMOS METODOLOGÍA MAC MAHT E HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL SCS.

Las estaciones meteorológicas que se emplearon, por su ubicación y cercanía dentro de la cuenca del río Higueras fueron tres: estación meteorológica de Huánuco (parte baja de la cuenca), Canchan (parte media de la cuenca) y Jacas chico (parte alta de la cuenca), con un periodo de registro de 20 años (1993-2013). Existe también la estación Hidrométrica del Higueras, que no fue

considerado para este estudio puesto que solo tiene registrado niveles promedios diarios de agua e incluyendo a esto la carencia de aforos del rio Higueras.

Caudales Máximos

Los caudales máximos con periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, fueron calculados por el método empírico (Mac Maht) y el método Hidrológico (Hidrograma Unitario Sintético del SCS), con fines comparativos.

La metodología empírica es la más usada en nuestra región y en todo el Perú para estudios hidrológicos, a pesar de que sólo se recomienda emplear para cuencas pequeñas. Mientras la metodología Hidrológica es recomendable para estudios hidrológicos de cuencas grandes, ya que trabaja con una precipitación efectiva y considera las abstracciones, además estas pueden ser simuladas.

Estos dos pueden ser empleados, para estudios hidrológicos para la determinación de los caudales máximos cuando solo se tiene datos de precipitaciones máximas 24 horas y parámetros morfométricos de la cuenca.

La determinación de los caudales máximos se limitó en dos métodos comúnmente empleados en estudios Hidrológicos, debido que no se contaba con aforos y poder compararlo y calibrarlo con ello.

Cuadro N°41: Caudales máximos, método Mac Maht e Hidrograma Unitario Sintético del SCS.

PERIODO DE RETORNO (años)	CAUDAL- MAC MAHT (m3/seg)	CAUDAL- HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO SCS (m3/seg)
2	34.37	50.47
5	42.64	59.64
10	50.18	67.98
25	59.08	77.08
50	73.27	92.17
100	86.27	105.67
500	125.93	146.23

Fuente: Elaborado Javier López.

Existe variación entre los caudales máximos calculados, el manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones indica que esto se debe a que el método Mac Maht solo debe ser empleado para cuencas con áreas menores a 10 Km² para diseños de alcantarillas y cunetas, por ser un método empírico y fácil de desarrollar.

7.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO HIGUERAS, PARTE BAJA DE LA CUENCA

La simulación Hidráulica del río Higueras en la zona baja de su cuenca, entre las urbanización los carrizales, Viña del Río, El Tingo, El Bosque y León de Huánuco hasta su desembocadura al río Huallaga, determinó que el río Higueras se desborda por el margen de las urbanizaciones León de Huánuco y parte baja de la urbanización Viña del río con un caudal superior a 77.08 m²/seg que corresponde a un periodo de retorno de 25 años.

CALIBRACIÓN

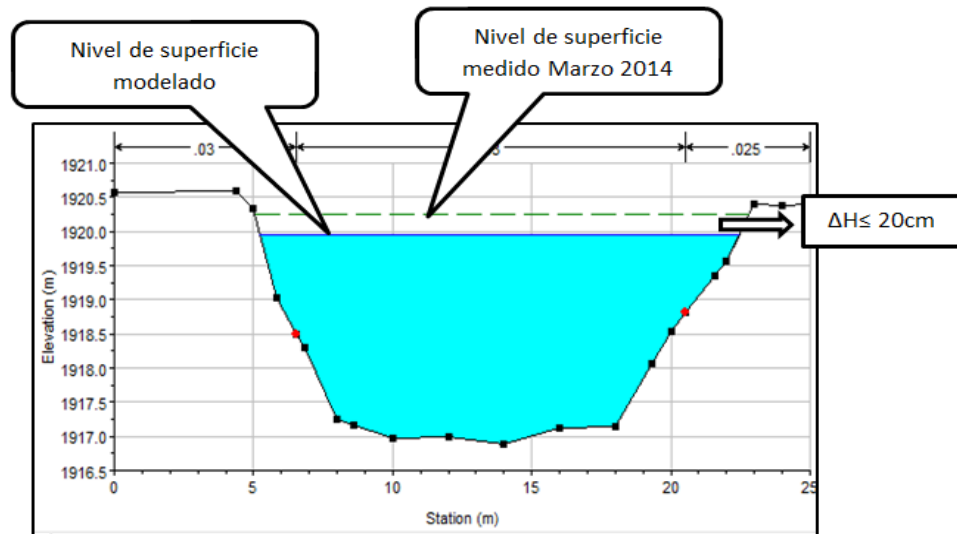
Ramon C. (2006), cita al cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos que establece que en el proceso de calibración se acepta una diferencia de 1% en el valor de caudal, como aproximación razonablemente representativa para el evento y no se espera necesariamente que coincidan exactamente los valores. En términos de altura de agua es aceptable una diferencia de ± 20 cm, entre el nivel de agua registrado y el nivel de agua calculado.

Para la calibración del modelo hidráulico, se simularon los niveles de superficie de agua para caudales en los diferentes periodos de retorno. El caudal pico de 77.08 m³/seg correspondiente al hidrograma con Tr= 25 años, es el hidrograma que mejor se ajusta al nivel registrado en Marzo del 2014, el que sirvió para hacer coincidir el nivel de agua medida con la onda transitada en la simulación.

Fotografía N°10: Nivel de superficie medido, usada para la calibración del modelo.



Imagen N°03: Nivel de superficie medido, usada para la calibración del modelo.



Fuente: Hec-Ras

7.4. PRUEBA DE HIPOTESIS

Con respecto a la hipótesis:

¿Cómo influyen los caudales máximos en diferentes periodos de retorno en la zona urbana de la cuenca baja del río Higueras – Huánuco – 2014?

Se estableció la siguiente prueba de hipótesis

PASO N°01: Formulación de H_0 y H_1

H_0 : El tirante hidráulico medido de forma convencional y el calculado por el modelo de simulación son iguales.

$$H_0: \mu_{\text{convencional}} = \mu_{\text{modelo}}$$

H_1 : El tirante hidráulico medido de forma convencional difiere del calculado por el modelo de simulación.

$$H_1: \mu_{\text{convencional}} \neq \mu_{\text{modelo}}$$

PASO N°02: Tipo de prueba.

La prueba es bilateral o de dos colas puesto que la diferencia entre las dos formas de medir el tirante, puede ocurrir, si estas pueden ser iguales o diferentes.

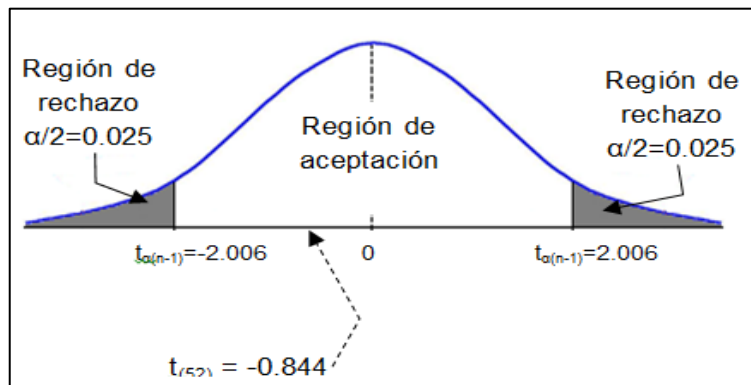
PASO N°03: Nivel de significación de la prueba.

El nivel de significación es $\alpha=0.05$

PASO N°04: Distribución muestral.

Aun cuando el tamaño de la muestra es menor que 30 ($n<30$), los datos son resultado de mediciones instrumentales por lo que se ajustan generalmente a distribuciones normales.

PASO N°05: Esquema de la prueba.



En la tabla de distribución t student, para el nivel de significación de $\alpha =0.05$ con dos colas y grados de libertad (n_1+n_2-2)

$$t_{\alpha} (gl) = t_{0.05} (52) = 2.006$$

= INV.T.2C (probabilidad, grados de libertad)

$$= \text{INV.T.2C} (0.05, 52) = 2.006$$

PASO N°06: Cálculo del Estadístico

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)}} \\
 &= \frac{2.326 - 2.423}{\sqrt{\frac{(27 - 1)0.18023^2 + (27 - 1)0.17617^2}{52 + 52 - 2} \left(\frac{1}{27} + \frac{1}{27}\right)}} \\
 &= -0.844
 \end{aligned}$$

PASO N°07: Toma de decisión.

El estadístico de la prueba al ser mayor que el valor crítico mostrado en el esquema, $-0.844 > -2.006$, se acepta la hipótesis nula; esto quiere decir que el modelo predice bien el tirante hidráulico.

Cuadro N°42: Resumen de la prueba de hipótesis

	Variable 1	Variable 2
Media	2.326296	2.423333
Varianza	0.1802319	0.176177
Observaciones	27	27
Varianza agrupada	0.1782044	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	52	
Estadístico t	-0.8445885	
P(T<=t) una cola	0.2011049	
Valor crítico de t (una cola)	1.6746892	
P(T<=t) dos colas	0.4022097	
Valor crítico de t (dos colas)	2.0066468	

7.5. APORTE CIENTÍFICO - TÉCNICO

El aporte Científico - Técnico para la presente investigación es la determinación de caudales máximos para periodos de retorno de 25, 50,100 y 500 años, así también los tirantes hidráulicos obtenidos con la simulación hidráulica que servirán para el diseño de estructuras hidráulicas que puedan ser proyectadas en la zona de estudio.

**CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y
FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.**

CONCLUSIONES

- Con la simulación Hidráulica realizada se encontró que el río Higueras se desborda por el margen de las urbanizaciones León de Huánuco y Viña del río, con un caudal superior a 77.08 m³/seg, teniendo un tirante crítico de 2.70 m que corresponde a un periodo de retorno de 25 años,
- La simulación Hidráulica del río Higueras muestra al puente León de Huánuco vulnerado con un caudal superior a 92.17 m³/seg que corresponde a un periodo de retorno de 50 años.
- Los parámetros morfométricos de la cuenca son indispensables, durante la determinación de caudales máximos en cualquier metodología indirecta a emplear.
- El cálculo de caudales máximos por el método Mac Maht se obtiene valores menores que caudales máximos calculados por la metodología del Hidrograma unitario Sintético del SCS, generando esto un erróneo diseño de estructuras hidráulicas.
- El río Higueras genera cambios en sus secciones hidráulicas y alteraciones a lo largo de su cauce, por presentar un gran potencial erosivo.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda sólo emplear el método Racional para cuencas pequeñas, para diseño de alcantarillas y cunetas.
- El método indirecto que se recomienda emplear para la determinación de caudales máximos es del Hidrograma unitario Sintético del SCS, y que puede ser modelado por el software Hec-Hms.
- Todo uso de Software para resolver problemas de ingeniería, requieren de un cuidado especial. Se recomienda un uso adecuado de la misma, que incluya la calibración de los modelos con la naturaleza que se quiera representar.
- Se recomienda continuar la modelación de los ríos del Perú.
- Generar los Sistemas de Alerta Temprana para el río Higuera y otros ríos que atentan contra la vida Humana.
- Que la Universidad, institución encargada de generar investigación, deberá exigir al SENAMHI, la implementación y mantenimiento de estaciones meteorológicas e hidrométricas en la provincia, región y país, con el fin de contar con información confiable que garantice la calidad de los trabajos que se realizan.
- Que la información meteorológica e hidrométrica se ponga a disposición de los interesados: docentes, técnicos, estudiantes e instituciones, que permita aprovechar de mejor manera los conocimientos.
- Que se valore a la hidrología como una ciencia fundamental para la planificación y toma de decisiones en la ejecución de diferentes tipos de obras de infraestructura.

FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

- Realizar estudio de investigación de transporte de sedimentos en la cuenca y subcuencas del río Higuera, para poder tener información de la capacidad y cantidad que se puede presentar la erosión en esta cuenca.
- Realizar estudio de investigación relacionado al balance hídrico de las cuencas.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA FÍSICA

- BARDALES, H. 2008. “Simulación hidráulica de desbordes del río Huallaga – zona Huachog”. Tesis Universidad Nacional Hermilio Valdizan. Huánuco – Perú.
- BRUNER, G. 2002. “HEC-RAS, river analysis system hydraulic reference manual”. US army Corps of engineers. Institute for water resources. Hydrologic Engineer Center (HEC).
- CHOW, V. 1994. “Hidrología Aplicada”. Editorial McGraw-Hill Interamericana S.A. Santa fe de Bogotá – Colombia.
- CHOQUE, H. 2009. “Simulación hidráulica del río de Vinto - Oruro”, universidad de Oruro. Oruro – Bolivia.
- CHEREQUE, W. 1989. “Hidrología para estudiantes de ingeniería civil”. Pontificia universidad Católica. Lima – Perú.
- FATORRELLI, S. FERNANDEZ, P. 2011, “Diseño hidrológico”. Edición digital, biblioteca virtual de la Wasa – GN. Zaragoza – España.
- FARIAS, M. 2005 “Apuntes de hidrología”, Lima – Perú.
- GUASH A. 2003. “Modelado y simulación”. Ediciones UPC – Alfa & Omega. Grupo Editor S.A. México.
- JUELA, O. 2011. “Estudio hidrológico y Balance Hídrico de la cuenca alta del río Catamayo hasta la estación Arenal en el sitio el Boquerón”. Tesis Universidad Nacional de Loja. Loja – Ecuador.
- LINSLEY, R., 1978, “Hidrología para ingenieros”. Editorial McGraw – Hill Latinoamérica. Bogotá – Colombia.
- IPANAQUE, J., 2012, “Modelación hidráulica del río Piura tramo los Ejidos – puente Cáceres”. Tesis. Universidad de Piura. Piura – Perú.
- MARTÍNEZ, R. 2001. Análisis de las metodologías habituales para la generación de modelos digitales del terreno Mapping Nº 71.

- MONSALVE, G. 2000. Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá-Colombia. 382 p.
- PALOMINO, G. 2004. “Zonificación de áreas inundables utilizando sistema de información geográfica, Aplicación al tramo final del río Chillón”. Tesis UNI. Lima – Perú.
- PÉREZ, A. 2012. “Simulación hidráulica del río San Francisco, Panajachel para la determinación de áreas en riesgo por inundación”. Tesis. Universidad de San Carlos. Guatemala.
- RIVANO, F. 2004. “Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de tierras agrícolas del sur de Chile”. Tesis Universidad Austral de Chile. Valdivia – Chile.
- ROCHA, A. 1998. “Hidráulica fluvial”. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima – Perú.
- SENA. 1996. “Manual técnico para el manejo integral de cuencas hidrográficas”. Edición Sogamoso. Bogotá –Colombia.
- VILLÓN, M. 2009. “HEC-RAS”. Edición Villon. Lima – Perú.
- VILLÓN, M. 2011. Libro “Hidrología”. Edición Villon. Lima – Perú.
- VILLÓN, M. 2011. Libro “Hidrología Estadística”. Edición Villon. Lima – Perú.

BIBLIOGRAFÍA ELECTRÓNICA

- MÉNDEZ, W. y MARCUCCI, E. 2005. Análisis Morfométrico de la Microcuenca de la quebrada Curucutí, Estado Vargas, Venezuela. Vol 47(1). [En línea]: (<http://www.fyl-unex.com/foro/publicaciones/norba/.les/10/p10.pdf>; Junio del 2006).
- <http://www.construaprende.com/>

ANEXOS

SERIE HISTÓRICA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS DE LA ESTACION METEOROLÓGICA DE CANCHAN.



2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"

ESTACION CLIMATOLOGICA CO. CANCHAN

DEPTA.: Huánuco LATITUD : 09° 55' 15.43"
 PROV. : Huánuco LONGITUD : 76° 18' 34.62"
 DIST. : Huánuco ALTITUD : 1986 m

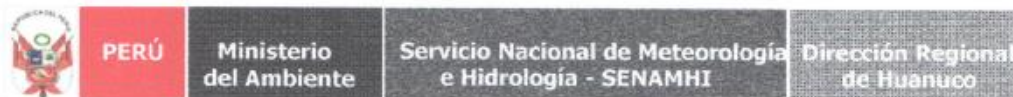
INFORMACION DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
1994	14.0	15.8		18.0	11.6	1.3	0.7			13.3	13.2	
1995	15.0	15.6	16.7	8.5		2.0	0.0	0.0	7.4	4.5	6.3	13.3
1996	8.6	8.5	13.4	17.7	7.7		1.0	1.5	4.8	10.4	10.2	11.2
1997	22.7	7.0	15.0	4.2	6.1	9.5	0.0	5.2	5.6	8.3	7.0	11.2
1998	16.8	15.2	24.8	2.9	3.3	1.2	0.0	0.5	5.4	6.5	22.2	14.0
1999	16.9	25.1	21.9	4.0	6.2	4.4	2.2	1.0	7.6	5.0	11.0	14.4
2000	12.8	12.5	11.6	6.2	3.6	6.8	4.4	12.1	8.3	15.1	7.0	28.1
2001	24.7	7.5	16.1	19.0	5.2	2.2	4.5	2.8	5.0	18.0	10.2	17.8
2002	13.3	12.3	29.6	20.1	5.8	1.0	9.6	4.1	4.5	21.3	8.7	14.4
2003	14.5	14.4	14.4	12.6	2.6	0.0	0.0	6.8	7.7	29.0	17.1	22.3
2004	7.3	19.4	33.2	9.7	17.4	5.0	4.0	4.6	10.0	12.8	6.2	18.2
2005	13.1	25.2	16.8	7.0	0.5	0.0	2.7	17.9	5.0	11.8	13.1	33.0
2006	31.6	17.1	19.5	9.0	4.5	4.8	1.0	1.4	6.3	26.8	19.5	15.4
2007	16.8	2.7	11.2	6.0	8.0	0.0	2.2	3.0	4.1	37.1	8.6	26.9
2008	28.1	20.3	10.9	14.2	3.9	1.1	1.6	1.6	18.4	9.5	24.5	29.6
2009	27.0	26.9	25.2	23.7	5.1	14.6	4.3	0.7	3.7	11.8	12.1	16.2
2010	4.1	16.7	28.6	17.9	6.0	0.0	2.4	3.6	12.5	14.5	19.0	11.4
2011	15.7	8.7	21.3	7.1	14.2	0.0	1.8	3.5	5.1	19.1	13.7	24.4
2012	17.5	18.1	15.4	13.2	3.0	1.5	4.2	3.1	2.4	16.8	20.6	23.7
2013	9.2	13.2	21.3	21.7	1.8	16.0	7.6	15.6				

Huánuco, 04 de febrero del 2014


 Ing. Jaime Nuñez Mosqueira
 DIRECTOR REGIONAL SENAMHI HUANUCO

SERIE HISTÓRICA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS DE LA ESTACION METEOROLÓGICA DE HUÁNUCO.



2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"


ESTACION CLIMATOLOGICA CP. HUANUCO

DEPTA.: Huánuco LATITUD : '09° 57' 7.24"
 PROV. : Huánuco LONGITUD : '76° 14' 54.80"
 DIST. : Huánuco ALTITUD : 1,947 m.

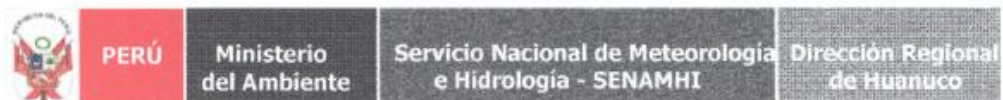
INFORMACION DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
1994		8.7	10.9	24.0	15.0	0.0	0.0	0.0	20.5	19.0	7.2	20.6
1995	8.0	18.9	17.5	8.9	1.8	0.7	1.2	0.4	3.0	8.9	13.9	12.3
1996	13.5	9.1	15.9	17.1	10.4	0.0	0.1	3.5	1.4	9.3	15.1	8.1
1997	10.5	6.6	11.4	10.6	4.2	1.9	0.0	4.1	5.3	8.3	11.2	7.8
1998	17.9	16.5	27.5	1.0	2.7	1.8	0.0	1.5	3.2	13.4	26.0	7.2
1999	13.1	28.0	15.2	5.4	9.2	8.1	4.7	0.6	33.0	5.6	10.7	13.7
2000	10.8	14.2	14.6	7.7	5.3	7.3	2.4	12.1	4.0	2.8	20.3	19.3
2001	11.3	8.9	10.6	25.7	7.4	0.8	3.2	5.0	2.0	10.0	48.7	10.8
2002	13.0	19.4	14.9	27.2	9.7	2.1	5.2	1.3	2.8	22.9	7.8	5.2
2003	12.3	6.4	9.4	14.9	3.0	0.1	0.1	6.9	4.4	12.5	23.0	18.1
2004	7.6	8.1	11.9	10.5	11.7	1.4	2.1	4.6	11.3	6.4	13.0	17.6
2005	5.9	16.6	25.5	2.4	0.6	0.0	0.8	7.5	3.5	11.0	8.7	20.1
2006	28.0	11.3	18.9	8.3	1.9	3.6	1.6	2.0	7.2	18.9	21.7	18.2
2007	8.7	2.4	12.3	7.5	5.3	1.2	3.3	2.9	2.3	25.8	13.7	27.3
2008	7.9	12.5	16.6	15.8	2.7	1.8	0.1	0.7	14.2	11.7	33.1	30.6
2009	19.6	10.0	19.4	10.6	7.3	9.0	4.0	3.4	2.3	16.8	8.5	9.1
2010	4.9	17.4	22.6	6.8	2.4	1.2	3.8	5.0	9.6	12.0	21.8	19.9
2011	13.6	11.6	35.4	8.0	9.5	1.8	0.9	1.5	11.4	20.4	19.3	36.2
2012	16.3	12.3	11.6	16.3	5.7	1.9	4.7	2.5	2.6	16.2	29.6	30.7
2013		13.8	14.7									

Huánuco, 04 de febrero del 2014


 Ing. Jaime Nuñez Mosqueira
 DIRECTOR REGIONAL SENAMHI HUANUCO

SERIE HISTÓRICA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS DE LA ESTACION METEOROLÓGICA DE JACAS CHICO.



2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"

ESTACION CLIMATOLOGICA CO. JACAS CHICO

DEPTA.: Huánuco LATITUD : 09° 53' 5.05"
 PROV. : Yarowilca LONGITUD : 76° 30' 3.37"
 DIST. : Jacas Chico ALTITUD : 3724 m

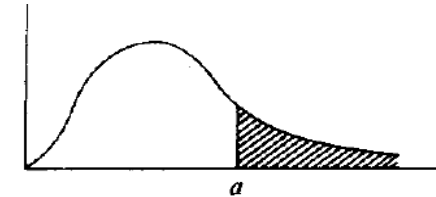
INFORMACION DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
1994	26.0	22.3	12.1	7.2	4.1	3.2	1.3	0.0	3.4	17.2	19.7	23.3
1995	25.1	23.8	22.9	17.3	23.2	7.6	0.0	0.0	14.4			
1996				33.0	18.5	6.9	6.3	8.5	15.0	18.3	24.0	11.2
1997	23.3	17.1	28.8	10.0		5.7	2.5	11.2	12.5	11.4	16.6	24.5
1998	23.9	41.5	26.0	12.5	11.0	7.2	2.0	3.9	8.8	17.4	23.4	21.5
1999	22.0	22.4	24.0	43.2	8.9	13.3	3.0	8.3	12.1	18.8	26.0	14.3
2000	16.4	24.0	34.5	14.6	11.0	7.2	12.4	36.4	8.0	14.3	19.2	22.0
2001	22.0	30.1	14.4	26.0	15.0	5.6	8.7	7.6	12.0	14.0	22.4	26.5
2002	14.5	24.2	22.2	15.0	11.0	2.0	15.2	5.2	16.6	18.8	19.8	21.0
2003	21.0	19.0	21.2	27.5	11.9	13.4	1.8	15.5	15.8	8.2	22.0	24.0
2004	16.7	29.8	23.4	15.0	10.8	12.0	8.0	18.4	21.0	22.0	14.4	24.7
2005	19.4	40.0	32.0	14.0	3.2	0.0	3.8	7.2	6.2	20.0	15.0	29.6
2006	38.0	25.0	26.2	19.8	15.0	7.0	0.0	4.7	17.2	22.0	22.0	42.7
2007	23.8	5.7	30.2	16.8	14.6	1.6	5.1	3.9	9.0	32.1	17.3	29.2
2008	19.8	33.9	22.0	28.2	8.7	8.6	4.2	7.1	22.9	12.6	19.4	39.0
2009	25.5	31.0	26.6	22.6	11.7	8.7	12.3	9.8	12.2	17.9	25.2	47.3
2010	13.7	31.6	33.9	13.8	15.5	1.4	9.2	1.2	14.5	36.9	25.4	25.4
2011	21.2	28.7	24.0	19.8	12.0	6.6	23.5	2.6	11.5	18.9	17.1	30.1
2012	31.2	38.6	33.8	27.2	8.3	6.7	3.9	10.8	4.7	16.0	16.9	40.8
2013	17.3	32.1	41.7	33.7	12.1	7.6	15.0	33.1				

Huánuco, 04 de febrero del 2014


 Ing. Jaime Nuñez Mosqueira
 DIRECTOR REGIONAL SENAMHI HUANUCO

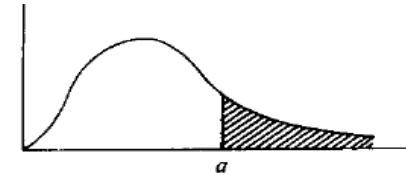
DISTRIBUCION "F". $|F(m; n) \geq \alpha| = 0.05$



Grados de libertad del denominador	Grados de libertad del numerador																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20	24	30	40	60	120	∞	
1	161,40	199,50	215,70	224,60	230,20	234,00	236,80	238,90	240,50	241,90	243,90	245,90	248,00	249,10	250,10	251,10	252,20	253,30	254,30	
2	18,51	19,00	19,16	19,25	19,30	19,33	19,35	19,37	19,38	19,40	19,41	19,43	19,45	19,45	19,46	19,47	19,48	19,49	19,50	
3	10,13	9,55	9,28	9,12	9,01	8,94	8,89	8,85	8,81	8,79	8,74	8,70	8,66	8,64	8,62	8,59	8,57	8,55	8,53	
4	7,71	6,94	6,59	6,39	6,26	6,16	6,09	6,04	6,00	5,96	5,91	5,86	5,80	5,77	5,75	5,72	5,69	5,66	5,63	
5	6,61	5,79	5,41	5,19	5,05	4,95	4,88	4,82	4,77	4,74	4,68	4,62	4,56	4,53	4,50	4,46	4,43	4,40	4,36	
6	5,99	5,14	4,76	4,53	4,39	4,28	4,21	4,15	4,10	4,06	4,00	3,94	3,87	3,84	3,81	3,77	3,74	3,70	3,67	
7	5,59	4,74	4,35	4,12	3,97	3,87	3,79	3,73	3,68	3,64	3,57	3,51	3,44	3,41	3,38	3,34	3,30	3,27	3,23	
8	5,32	4,46	4,07	3,84	3,69	3,58	3,50	3,44	3,39	3,35	3,28	3,22	3,15	3,12	3,08	3,04	3,01	2,97	2,93	
9	5,12	4,26	3,86	3,63	3,48	3,37	3,29	3,23	3,18	3,14	3,07	3,01	2,94	2,90	2,86	2,83	2,79	2,75	2,71	
10	4,96	4,10	3,71	3,48	3,33	3,22	3,14	3,07	3,02	2,98	2,91	2,85	2,77	2,74	2,70	2,66	2,62	2,58	2,54	
11	4,84	3,98	3,59	3,36	3,20	3,09	3,01	2,95	2,90	2,85	2,79	2,72	2,65	2,61	2,57	2,53	2,49	2,45	2,40	
12	4,75	3,89	3,49	3,26	3,11	3,00	2,91	2,85	2,80	2,75	2,69	2,62	2,54	2,51	2,47	2,43	2,38	2,34	2,30	
13	4,67	3,81	3,41	3,18	3,03	2,92	2,83	2,77	2,71	2,67	2,60	2,53	2,46	2,42	2,38	2,34	2,30	2,25	2,21	
14	4,60	3,74	3,34	3,11	2,96	2,85	2,76	2,70	2,65	2,60	2,53	2,46	2,39	2,35	2,31	2,27	2,22	2,18	2,13	

* Multiplicar por 100.

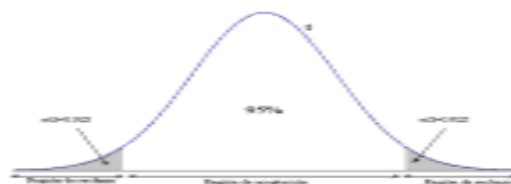
DISTRIBUCION F. $|F(m; n) \geq \alpha| = 0.05$.



Grados de libertad del denominador	Grados de libertad del numerador																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20	24	30	40	60	120	∞	
15	4,54	3,68	3,29	3,06	2,90	2,79	2,71	2,64	2,59	2,54	2,48	2,40	2,33	2,29	2,25	2,20	2,16	2,11	2,07	
16	4,49	3,63	3,24	3,01	2,85	2,74	2,66	2,59	2,54	2,49	2,42	2,35	2,28	2,24	2,19	2,15	2,11	2,06	2,01	
17	4,45	3,59	3,20	2,96	2,81	2,70	2,61	2,55	2,49	2,45	2,38	2,31	2,23	2,19	2,15	2,10	2,06	2,01	1,96	
18	4,41	3,55	3,16	2,93	2,77	2,66	2,58	2,51	2,46	2,41	2,34	2,27	2,19	2,15	2,11	2,06	2,02	1,97	1,92	
19	4,38	3,52	3,13	2,90	2,74	2,63	2,54	2,48	2,42	2,38	2,31	2,23	2,16	2,11	2,07	2,03	1,98	1,93	1,88	
20	4,35	3,49	3,10	2,87	2,71	2,60	2,51	2,45	2,39	2,35	2,28	2,20	2,12	2,08	2,04	1,99	1,95	1,90	1,84	
21	4,32	3,47	3,07	2,84	2,68	2,57	2,49	2,42	2,37	2,32	2,25	2,18	2,10	2,05	2,01	1,96	1,92	1,87	1,81	
22	4,30	3,44	3,05	2,82	2,66	2,55	2,46	2,40	2,34	2,30	2,23	2,15	2,07	2,03	1,98	1,94	1,89	1,84	1,78	
23	4,28	3,42	3,03	2,80	2,64	2,53	2,44	2,37	2,32	2,27	2,20	2,13	2,05	2,01	1,96	1,91	1,86	1,81	1,76	
24	4,26	3,40	3,01	2,78	2,62	2,51	2,42	2,36	2,30	2,25	2,18	2,11	2,03	1,98	1,94	1,89	1,84	1,79	1,73	
25	4,24	3,39	2,99	2,76	2,60	2,49	2,40	2,34	2,28	2,24	2,16	2,09	2,01	1,96	1,92	1,87	1,82	1,77	1,71	
26	4,23	3,37	2,98	2,74	2,59	2,47	2,39	2,32	2,27	2,22	2,15	2,07	1,99	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75	1,69	
27	4,21	3,35	2,96	2,73	2,57	2,46	2,37	2,31	2,25	2,20	2,13	2,06	1,97	1,93	1,88	1,84	1,79	1,73	1,67	
28	4,20	3,34	2,95	2,71	2,56	2,45	2,36	2,29	2,24	2,19	2,12	2,04	1,96	1,91	1,87	1,82	1,77	1,71	1,65	
29	4,18	3,33	2,93	2,70	2,55	2,43	2,35	2,28	2,22	2,18	2,10	2,03	1,94	1,90	1,85	1,81	1,75	1,70	1,64	
30	4,17	3,32	2,92	2,69	2,53	2,42	2,33	2,27	2,21	2,16	2,09	2,01	1,93	1,89	1,84	1,79	1,74	1,68	1,62	
40	4,08	3,23	2,84	2,61	2,45	2,34	2,25	2,18	2,12	2,08	2,00	1,92	1,84	1,79	1,74	1,69	1,64	1,58	1,51	
60	4,00	3,15	2,76	2,53	2,37	2,25	2,17	2,10	2,04	1,99	1,92	1,84	1,75	1,70	1,65	1,59	1,53	1,47	1,39	
120	3,92	3,07	2,68	2,45	2,29	2,17	2,09	2,02	1,96	1,91	1,83	1,75	1,66	1,61	1,55	1,50	1,43	1,35	1,25	
∞	3,84	3,00	2,60	2,37	2,21	2,10	2,01	1,94	1,88	1,83	1,75	1,67	1,57	1,52	1,46	1,39	1,32	1,22	1,00	

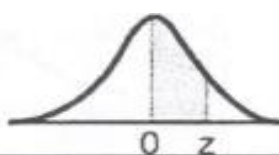
* Multiplicar por 100.

VALORES DE “t-Student”, con dos colas



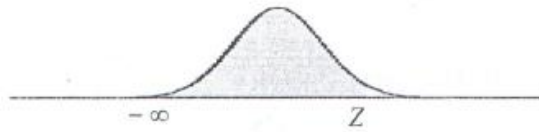
V	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.025$	$\alpha = 0.01$	$\alpha = 0.005$
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
inf.	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

AREAS DE LA DISTRIBUCION NORMAL ENTRE 0 Y Z.



Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.00000	0.00399	0.00798	0.01197	0.01595	0.01994	0.02392	0.02790	0.03188	0.03586
0.1	0.03983	0.04380	0.04776	0.05172	0.05567	0.05962	0.06356	0.06749	0.07142	0.07535
0.2	0.07926	0.08317	0.08706	0.09095	0.09483	0.09871	0.10257	0.10642	0.11026	0.11409
0.3	0.11791	0.12172	0.12552	0.12930	0.13307	0.13683	0.14058	0.14431	0.14803	0.15173
0.4	0.15542	0.15910	0.16276	0.16640	0.17003	0.17364	0.17724	0.18082	0.18439	0.18793
0.5	0.19146	0.19497	0.19847	0.20194	0.20540	0.20884	0.21226	0.21566	0.21904	0.22240
0.6	0.22575	0.22907	0.23237	0.23565	0.23891	0.24215	0.24537	0.24857	0.25175	0.25490
0.7	0.25804	0.26115	0.26424	0.26730	0.27035	0.27337	0.27637	0.27935	0.28230	0.28524
0.8	0.28814	0.29103	0.29389	0.29673	0.29955	0.30234	0.30511	0.30785	0.31057	0.31327
0.9	0.31594	0.31859	0.32121	0.32381	0.32639	0.32894	0.33147	0.33398	0.33646	0.33891
1.0	0.34134	0.34375	0.34614	0.34849	0.35083	0.35314	0.35543	0.35769	0.35993	0.36214
1.1	0.36433	0.36650	0.36864	0.37076	0.37286	0.37493	0.37698	0.37900	0.38100	0.38298
1.2	0.38493	0.38686	0.38877	0.39065	0.39251	0.39435	0.39617	0.39796	0.39973	0.40147
1.3	0.40320	0.40490	0.40658	0.40824	0.40988	0.41149	0.41308	0.41466	0.41621	0.41774
1.4	0.41924	0.42073	0.42220	0.42364	0.42507	0.42647	0.42785	0.42922	0.43056	0.43189
1.5	0.43319	0.43448	0.43574	0.43699	0.43822	0.43943	0.44062	0.44179	0.44295	0.44408
1.6	0.44520	0.44630	0.44738	0.44845	0.44950	0.45053	0.45154	0.45254	0.45352	0.45449
1.7	0.45543	0.45637	0.45728	0.45818	0.45907	0.45994	0.46080	0.46164	0.46246	0.46327
1.8	0.46407	0.46485	0.46562	0.46638	0.46712	0.46784	0.46856	0.46926	0.46995	0.47062
1.9	0.47128	0.47193	0.47257	0.47320	0.47381	0.47441	0.47500	0.47558	0.47615	0.47670
2.0	0.47725	0.47778	0.47831	0.47882	0.47932	0.47982	0.48030	0.48077	0.48124	0.48169
2.1	0.48214	0.48257	0.48300	0.48341	0.48382	0.48422	0.48461	0.48500	0.48537	0.48574
2.2	0.48610	0.48645	0.48679	0.48713	0.48745	0.48778	0.48809	0.48840	0.48870	0.48899
2.3	0.48928	0.48956	0.48983	0.49010	0.49036	0.49061	0.49086	0.49111	0.49134	0.49158
2.4	0.49180	0.49202	0.49224	0.49245	0.49266	0.49286	0.49305	0.49324	0.49343	0.49361
2.5	0.49379	0.49396	0.49413	0.49430	0.49446	0.49461	0.49477	0.49492	0.49506	0.49520
2.6	0.49534	0.49547	0.49560	0.49573	0.49585	0.49598	0.49609	0.49621	0.49632	0.49643
2.7	0.49653	0.49664	0.49674	0.49683	0.49693	0.49702	0.49711	0.49720	0.49728	0.49736
2.8	0.49744	0.49752	0.49760	0.49767	0.49774	0.49781	0.49788	0.49795	0.49801	0.49807
2.9	0.49813	0.49819	0.49825	0.49831	0.49836	0.49841	0.49846	0.49851	0.49856	0.49861
3.0	0.49865	0.49869	0.49874	0.49878	0.49882	0.49886	0.49889	0.49893	0.49896	0.49900
3.1	0.49903	0.48906	0.49910	0.49913	0.49916	0.49918	0.49921	0.49924	0.49926	0.49929
3.2	0.49931	0.49934	0.49936	0.49938	0.49940	0.49942	0.49944	0.49946	0.49948	0.49950
3.3	0.49952	0.49953	0.49955	0.49957	0.49958	0.49960	0.49961	0.49962	0.49964	0.49965
3.4	0.49966	0.49968	0.49969	0.49970	0.49971	0.49972	0.49973	0.49974	0.49975	0.49976
3.5	0.49977	0.49978	0.49978	0.49979	0.49980	0.49981	0.49981	0.49982	0.49983	0.49983
3.6	0.49984	0.49985	0.49985	0.49986	0.49986	0.49987	0.49987	0.49988	0.49988	0.49989
3.7	0.49989	0.49990	0.49990	0.49990	0.49991	0.49991	0.49992	0.49992	0.49992	0.49992
3.8	0.49993	0.49993	0.49993	0.49994	0.49994	0.49994	0.49994	0.49995	0.49995	0.49995
3.9	0.49995	0.49995	0.49996	0.49996	0.49996	0.49996	0.49996	0.49996	0.49997	0.49997

DISTRIBUCION NORMAL ACUMULADA



$$F(Z) = \int_{-\infty}^Z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

$$F(-Z) = 1 - F(Z)$$

Áreas bajo la curva normal estándar. Los valores de la tabla que no se muestran en negrita representan la probabilidad de observar un valor menor o igual a z . La cifra entera y el primer decimal de z se buscan en la primera columna, y el segundo decimal en la cabecera de la tabla.

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.4878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “n”

Tipo y Descripción del Canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Ríos naturales.			
1. Canales principales			
a. Limpio, recto, lleno, sin hendiduras o pozas profundas.	0.025	0.030	0.033
b. Como el de arriba, pero con más piedras y hierbas.	0.030	0.035	0.040
c. Limpio, tortuoso, algunas pozas y bancos de arena.	0.033	0.040	0.045
d. Como el de arriba, pero con más hierbas y piedras.	0.035	0.045	0.050
e. Como el de arriba, niveles bajos, pendientes y secciones más inefectivas.	0.040	0.048	0.055
f. Como el inciso “d”, pero con más piedras.	0.045	0.050	0.060
g. Tramos lentos, con hierbas y pozas profundos.	0.050	0.070	0.080
h. Tramos con muchas hierbas, pozas profundas o aliviaderos de crecidas con muchos árboles con matorrales bajos.	0.070	0.100	0.150
2. Aliviaderos de crecidas			
a. Pastizales, sin matorrales.			
1. Césped corto.	0.025	0.030	0.035
2. Césped alto.	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo.	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros.	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros.	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, con mucha hierba.	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno.	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano.	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno.	0.045	0.070	0.110
5. matorrales medios a densos, en verano.	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Terreno limpio con troncos, sin retoños.	0.030	0.040	0.050
2. Como el de arriba, pero con gran cantidad de retoños.	0.050	0.060	0.080
3. Gran cantidad de árboles, pocos árboles caídos, poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
4. Como el de arriba, pero con nivel de creciente por encima de las ramas.	0.100	0.120	0.160
5. Sauces densos, rectos y en verano.	0.110	0.150	0.200
3. Ríos montañosos, sin vegetación en el canal, márgenes usualmente empinadas, con árboles y matorrales sobre los márgenes sumergidos.			
a. Fondo: gravas, cantos rodados, y pocas rocas.	0.030	0.040	0.050
b. Fondo: cantos rodados con rocas grandes.	0.040	0.050	0.070

NÚMERO DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA USOS SELECTOS DE TIERRA AGRÍCOLA, SUBURBANA Y URBANA

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	70	77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

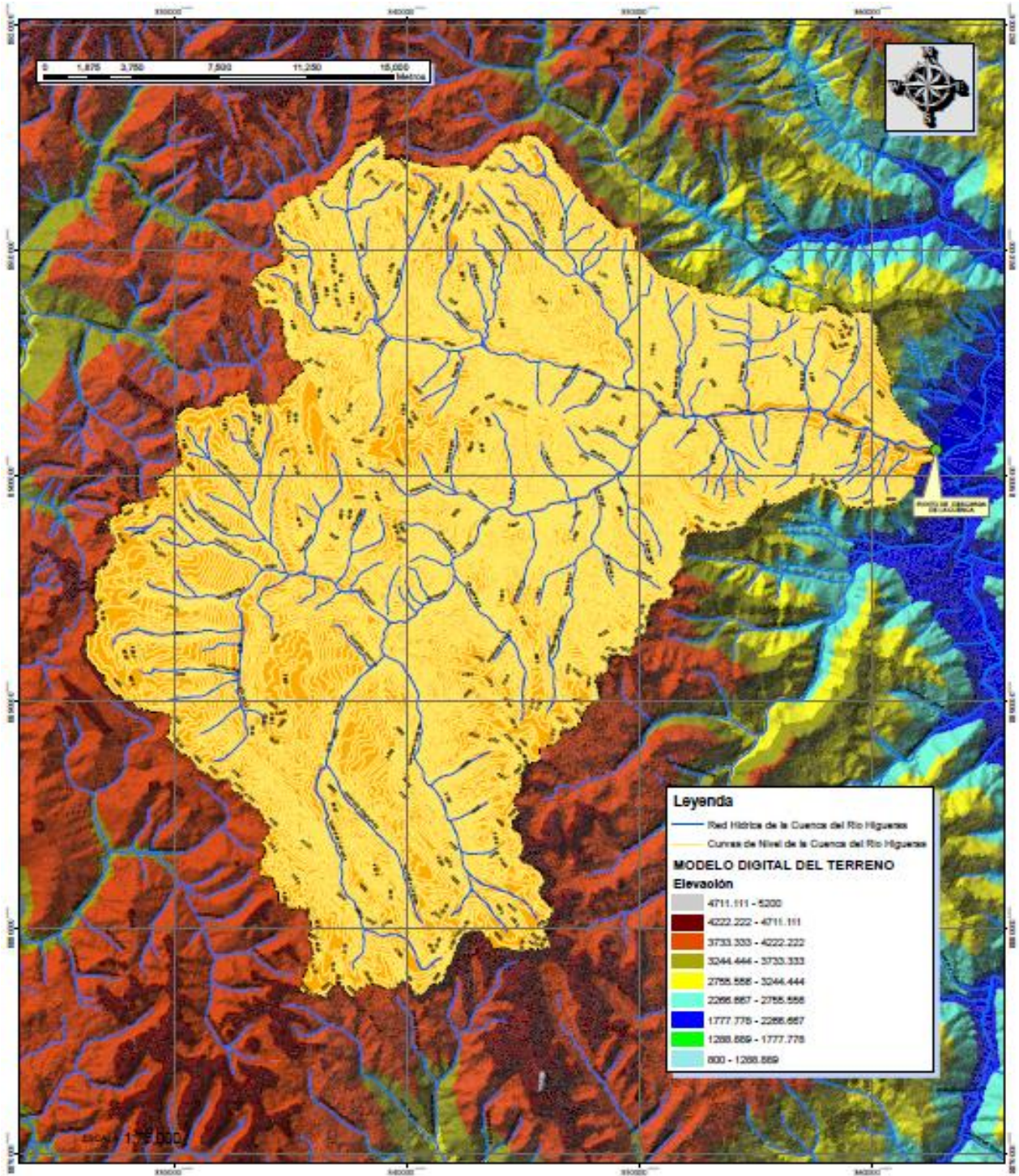
CLASIFICACIÓN HIDROLÓGICA DE SUELOS.

Grupo de suelos	Descripción
A Infiltración entre 7.62 - 11.43 mm/hr	Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento) aun cuando están enteramente mojadas y están construido mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B Infiltración entre 3.81 – 7.62 mm/hr	Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas o moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión.
C Infiltración entre 1.27 – 3.81 mm/hr	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
D Infiltración entre 0.00 – 1.27 mm/hr	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua.

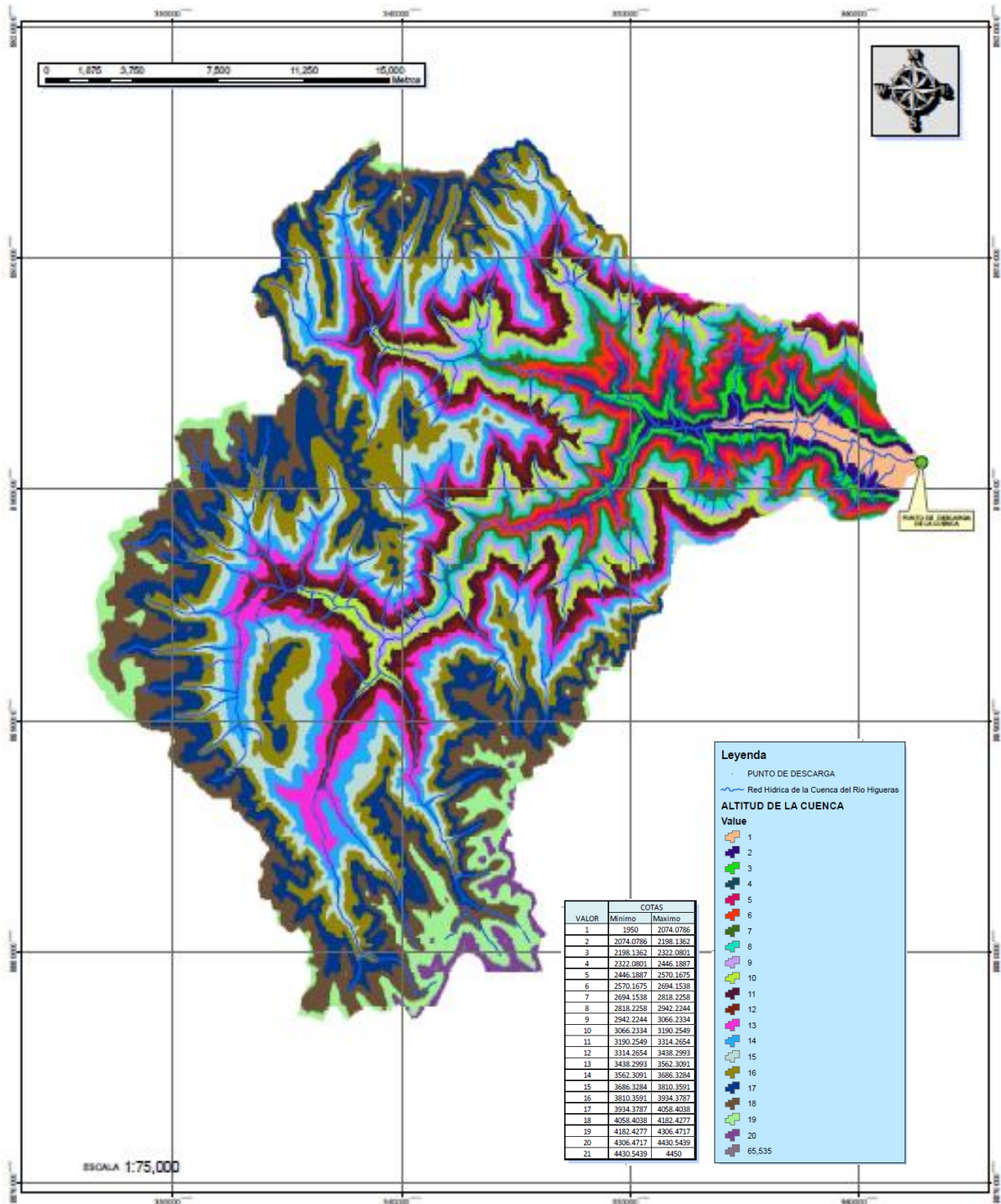
DELIMITACION DE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS



MODELO DIGITAL DEL TERRENO DE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS



CARACTERIZACION DIGITAL DE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS



PANEL FOTOGRÁFICO

RECORRIDO DE LA CUENCA DEL RIO HIGUERAS Y LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS



Fotografía N°11: Visita a la estación meteorológica de Canchan categoría ordinaria, junto al encargado el Sr. Emilio Córdova Lifonso.



Fotografía N°12: Mostrando las coordenadas UTM de la estación meteorológica de Canchan.



Fotografía N°13: Reconocimiento de los instrumentos junto al encargado el Sr. Emilio Córdova Lifonso.



Fotografía N°14: Reconocimiento del pluviómetro de la estación meteorológica de Canchan.



Fotografía N°15: Visita a la estación hidrológica limnimétrica del Higueras, en compañía del encargado, el Sr. Emilio Córdova Lifonso.



Fotografía N°16: Mostrando las coordenadas de la estación hidrológica limnimétrica del Higueras.



Fotografía N°17: Vista de terrenos de cultivos que son afectados por desborde del río Higueras en épocas de máximas precipitaciones, en la zona de Canchan.



Fotografía N°18: Terrenos de cultivos afectados por los desbordes del río Higueras



Fotografía N°19: Vista panorámica de la estación meteorológica de Jacas Chico categoría ordinaria, que se encuentra en el distrito de Jacas Chico.



Fotografía N°20: Interior de la estación meteorológica de Jacas Chico, junto al encargado, el señor Willian Salvador Ortiz.



Fotografía N°21: Mostrando las coordenadas UTM, de la estación meteorológica de Jacas Chico.



Fotografía N°22: Vista del recipiente del pluviómetro de la estación meteorológica de Jacas Chico.



Fotografía N°23: Parte alta de la cuenca del rio Higueras.



Fotografía N°24: Ríos tributarios del río Higueras.

MÁXIMA GRECIDA DEL CAUDAL DEL RIO HIGUERAS Y HUALLAGA – 22 DE MARZO DEL 2014



Fotografía N°25: Vista de la desembocadura del rio Higueras al rio Huallaga.



Fotografía N°26: Puente Tingo erosionado por la crecida de caudal del rio Higueras.



Fotografía N°27: Se observa la vulnerabilidad de la Urbanización León de Huánuco, frente a la crecida del caudal del río Higueras.



Fotografía N°28: Puente León de Huánuco vulnerable frente a las crecidas del caudal del río Higueras.



Fotografía N°29: Se observa la vulnerabilidad de la Urbanización el Tingo frente a la crecida del caudal del río Higueras.



Fotografía N°30: Colapso de calzada y formación de fisuras en la carretera Huánuco – La Unión, generada por la crecida de caudal del río Higueras.



Fotografía N°31: Inundación y alteración del cauce del río Higueras, afectando a las viviendas y terrenos de cultivo.



Fotografía N°32: Desborde del rio Huallaga, tramo malecón León de Huánuco.



Fotografía N°33: Crecida del caudal del rio Huallaga generando posibles desbordes.

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO EN LA ZONA URBANA DE LA CUENCA BAJA DEL RIO HIGUERAS. FECHA 9 Y 10 DE JUNIO – 2014.



Fotografía N°34: Instalación de la estación total (Estación n°01)



Fotografía N°35: Tesista y personal junto al prisma, dando inicio al seccionamiento del cauce.



Fotografía N°36: Tesista con el prisma, posicionando en el puente Tingo.



Fotografía N°37: Tesista con el prisma, posicionando debajo del puente León de Huánuco.



Fotografía N°38: Tesista y personal realizando cambio de estación.



Fotografía N°39: Tesista y personal, tomando datos y seccionando aguas arriba del Puente León de Huánuco.



Fotografía N°40: Tesista y personal, tomando datos y seccionando en dirección de la urbanización Los Carrizales.



Fotografía N°41: Tesista con el prisma seccionando cauce del rio.



Fotografía N°42: Tesista y personal ubicando los prismas en el cauce del río.



Fotografía N°43: Tesista y personal direccionando los prismas.

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

ESTACIÓN	ELEVACION - 1 (m)	ELEVACION - 2 (m)	TIRANTE HEC-RAS (m)	TIRANTE MEDIDO (m)
0	1907.69	1908.79	1.10	1.18
50	1908.45	1909.76	1.31	1.41
100	1908.58	1910.34	1.76	1.82
150	1908.31	1910.55	2.24	2.32
200	1908.72	1910.80	2.08	2.23
250	1908.70	1911.05	2.35	2.46
300	1908.79	1911.15	2.36	2.48
350	1909.64	1911.77	2.13	2.24
400	1909.66	1911.84	2.18	2.29
450	1909.62	1912.10	2.48	2.57
500	1910.96	1913.36	2.40	2.51
550	1911.01	1913.66	2.65	2.74
600	1911.10	1913.77	2.67	2.77
650	1911.60	1913.99	2.39	2.51
700	1911.65	1914.12	2.47	2.57
750	1912.17	1914.59	2.42	2.51
800	1912.25	1914.75	2.50	2.62
850	1913.90	1916.41	2.51	2.60
900	1913.98	1916.56	2.58	2.69
950	1916.78	1919.20	2.42	2.53
1000	1916.80	1919.36	2.56	2.67
1050	1916.88	1919.51	2.63	2.70
1100	1917.96	1919.62	1.66	1.80
1150	1917.00	1919.72	2.72	2.80
1200	1917.03	1919.76	2.73	2.79
1250	1917.18	1919.94	2.76	2.80
1300	1917.28	1920.03	2.75	2.82

Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 2 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad	Area	Ancho	Número
	promedio	Agua	Energia	nivel de energia		Mojado	Superior	
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1320	1916.97	1919.53	1919.72	0.001426	1.96	26.25	12.82	0.42
1300	1916.97	1919.50	1919.70	0.001352	1.96	26.20	12.78	0.42
1280	1916.97	1919.47	1919.67	0.001425	1.99	25.76	12.74	0.43
1260	1916.97	1919.43	1919.64	0.001510	2.02	25.29	12.69	0.44
1240	1916.97	1919.38	1919.60	0.001713	2.10	24.34	12.62	0.47
1220	1916.97	1919.33	1919.57	0.001854	2.15	23.73	12.56	0.48
1200	1916.97	1919.28	1919.53	0.002030	2.21	23.06	12.48	0.50
1180	1916.97	1919.22	1919.48	0.002258	2.29	22.30	12.40	0.53
1160	1916.88	1919.25	1919.42	0.001385	1.84	27.74	15.69	0.42
1140	1916.88	1919.21	1919.39	0.001475	1.88	27.18	15.60	0.43
1120	1916.88	1919.17	1919.36	0.001582	1.92	26.58	15.50	0.45
1100	1916.88	1919.13	1919.33	0.001711	1.97	25.92	15.39	0.46
1080	1916.88	1919.08	1919.29	0.001873	2.02	25.18	15.26	0.48
1060	1916.88	1919.03	1919.25	0.002082	2.09	24.35	15.12	0.51
1040	1916.88	1918.96	1919.20	0.002366	2.17	23.39	14.91	0.54
1020	1916.78	1918.93	1919.16	0.001855	2.11	24.59	15.61	0.49
1000	1916.78	1918.88	1919.12	0.002061	2.18	23.73	15.30	0.51
980	1916.78	1918.81	1919.07	0.002340	2.27	22.73	14.94	0.54
960	1916.78	1918.73	1919.02	0.002752	2.38	21.54	14.49	0.59
940	1916.78	1918.62	1918.95	0.003447	2.55	20.01	13.90	0.65
920	1916.78	1918.23	1918.82	0.008959	3.41	14.81	12.66	1.00
900	1913.90	1916.12	1916.34	0.001990	2.08	24.77	16.19	0.51
880	1913.90	1916.06	1916.29	0.002257	2.16	23.77	16.02	0.54
860	1913.90	1915.98	1916.24	0.002653	2.27	22.55	15.78	0.58
840	1913.90	1915.88	1916.18	0.003339	2.44	20.94	15.41	0.64
820	1913.90	1915.49	1916.05	0.009207	3.31	15.26	14.03	1.01
800	1912.17	1914.30	1914.52	0.002031	2.08	24.57	15.42	0.51
780	1912.17	1914.24	1914.48	0.002303	2.16	23.61	15.28	0.54
760	1912.17	1914.16	1914.42	0.002705	2.27	22.44	15.12	0.58
740	1912.17	1914.06	1914.36	0.003408	2.43	20.88	14.90	0.64
720	1912.17	1913.67	1914.23	0.009316	3.30	15.31	14.09	1.01
700	1911.60	1913.65	1913.88	0.001964	2.12	24.66	16.24	0.51
680	1911.60	1913.59	1913.83	0.002226	2.21	23.66	16.03	0.54
660	1911.60	1913.51	1913.78	0.002614	2.32	22.43	15.77	0.58
640	1911.60	1913.41	1913.72	0.003294	2.49	20.79	15.42	0.64
620	1911.60	1913.18	1913.62	0.005660	2.94	17.44	14.68	0.82
600	1910.96	1913.28	1913.50	0.001698	2.06	24.97	13.95	0.47
580	1910.96	1913.24	1913.46	0.001851	2.12	24.30	13.89	0.49
560	1910.96	1913.18	1913.42	0.002047	2.18	23.54	13.82	0.52
540	1910.96	1913.12	1913.38	0.002309	2.26	22.66	13.75	0.55
520	1910.96	1913.03	1913.32	0.002644	2.43	21.46	13.64	0.59
500	1910.96	1912.93	1913.26	0.003271	2.59	20.06	13.51	0.65
480	1910.96	1912.55	1913.14	0.008177	3.43	15.00	13.05	0.98
460	1909.62	1911.68	1911.85	0.001506	1.88	28.69	20.49	0.45
440	1909.62	1911.64	1911.82	0.001636	1.93	27.85	20.31	0.47
420	1909.62	1911.59	1911.78	0.001818	2.00	26.86	20.09	0.49
400	1909.62	1911.53	1911.74	0.002062	2.08	25.72	19.77	0.52
380	1909.62	1911.46	1911.70	0.002420	2.19	24.34	19.35	0.56
360	1909.62	1911.38	1911.64	0.003015	2.31	22.74	18.86	0.61
340	1909.62	1911.01	1911.52	0.008137	3.19	16.18	16.69	0.97
320	1908.72	1910.73	1910.93	0.001242	2.00	26.19	17.44	0.48
300	1908.72	1910.69	1910.90	0.001334	2.04	25.58	17.32	0.50
280	1908.72	1910.65	1910.87	0.001449	2.10	24.89	17.18	0.52
260	1908.72	1910.61	1910.84	0.001596	2.16	24.11	17.02	0.54
240	1908.72	1910.55	1910.80	0.001791	2.24	23.21	16.83	0.57
220	1908.72	1910.49	1910.76	0.002069	2.34	22.17	16.83	0.61
200	1908.72	1910.35	1910.71	0.002771	2.73	19.85	16.24	0.71
180	1908.70	1910.04	1910.61	0.005868	3.35	15.27	14.14	0.98
160	1908.31	1910.16	1910.44	0.001970	2.39	22.45	17.04	0.60
140	1908.31	1910.08	1910.39	0.002386	2.54	21.03	16.67	0.66
120	1908.31	1909.98	1910.34	0.003076	2.63	19.47	16.24	0.73
100	1908.55	1909.98	1910.26	0.002572	2.32	21.93	18.43	0.66
80	1908.55	1909.68	1910.16	0.006504	3.07	16.46	17.55	1.00
60	1908.32	1909.43	1909.91	0.005882	3.13	16.85	18.08	0.98
40	1908.28	1909.30	1909.73	0.006255	2.94	17.65	21.01	0.99
20	1907.69	1908.82	1908.99	0.002215	1.89	28.41	33.59	0.60
0	1907.69	1908.57	1908.90	0.006341	2.61	20.14	31.52	0.97

Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 5 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad (m/s)	Area	Ancho	Número Froude
	promedio (m)	Agua (m)	Energia (m)	nivel de energia (m/m)		Mojado (m ²)	Superior (m)	
1320	1916.97	1919.73	1919.95	0.001482	2.11	28.81	13.10	0.44
1300	1916.97	1919.70	1919.92	0.001417	2.12	28.72	13.06	0.44
1280	1916.97	1919.66	1919.89	0.001493	2.15	28.24	13.01	0.45
1260	1916.97	1919.62	1919.86	0.001580	2.19	27.73	12.95	0.46
1240	1916.97	1919.57	1919.83	0.001784	2.27	26.72	12.88	0.48
1220	1916.97	1919.52	1919.79	0.001929	2.33	26.06	12.80	0.50
1200	1916.97	1919.46	1919.75	0.002109	2.39	25.33	12.73	0.52
1180	1916.97	1919.39	1919.70	0.002344	2.47	24.49	12.64	0.55
1160	1916.88	1919.43	1919.63	0.001413	1.98	30.71	16.18	0.43
1140	1916.88	1919.40	1919.60	0.001501	2.02	30.12	16.08	0.45
1120	1916.88	1919.36	1919.57	0.001604	2.06	29.47	15.97	0.46
1100	1916.88	1919.31	1919.54	0.001726	2.11	28.78	15.86	0.47
1080	1916.88	1919.26	1919.50	0.001879	2.16	28.00	15.73	0.49
1060	1916.88	1919.21	1919.46	0.002072	2.23	27.13	15.59	0.51
1040	1916.88	1919.14	1919.41	0.002330	2.31	26.13	15.42	0.54
1020	1916.78	1919.11	1919.37	0.001869	2.25	27.50	16.27	0.50
1000	1916.78	1919.06	1919.33	0.002072	2.32	26.55	16.12	0.52
980	1916.78	1918.99	1919.28	0.002347	2.42	25.44	15.90	0.55
960	1916.78	1918.90	1919.23	0.002745	2.54	24.11	15.44	0.59
940	1916.78	1918.79	1919.16	0.003425	2.72	22.38	14.81	0.66
920	1916.78	1918.37	1919.03	0.008656	3.60	16.63	13.02	1.00
900	1913.90	1916.28	1916.53	0.002036	2.23	27.43	16.65	0.52
880	1913.90	1916.21	1916.49	0.002301	2.32	26.34	16.46	0.55
860	1913.90	1916.13	1916.43	0.002691	2.43	25.03	16.24	0.59
840	1913.90	1916.03	1916.37	0.003350	2.60	23.30	15.93	0.65
820	1913.90	1915.63	1916.24	0.008582	3.46	17.27	14.54	0.99
800	1912.17	1914.46	1914.72	0.002090	2.24	27.08	15.78	0.52
780	1912.17	1914.40	1914.67	0.002363	2.32	26.04	15.63	0.55
760	1912.17	1914.31	1914.62	0.002763	2.44	24.78	15.44	0.59
740	1912.17	1914.21	1914.55	0.003442	2.61	23.11	15.21	0.65
720	1912.17	1913.81	1914.42	0.008804	3.46	17.27	14.38	1.00
700	1911.60	1913.82	1914.08	0.001981	2.27	27.49	16.81	0.52
680	1911.60	1913.76	1914.03	0.002231	2.35	26.42	16.60	0.55
660	1911.60	1913.68	1913.98	0.002595	2.47	25.12	16.33	0.59
640	1911.60	1913.57	1913.92	0.003211	2.64	23.41	15.98	0.65
620	1911.60	1913.37	1913.83	0.004969	3.02	20.27	15.31	0.79
600	1910.96	1913.46	1913.71	0.001748	2.22	27.51	14.17	0.49
580	1910.96	1913.41	1913.68	0.001900	2.28	26.79	14.11	0.51
560	1910.96	1913.36	1913.63	0.002092	2.35	25.98	14.04	0.53
540	1910.96	1913.29	1913.59	0.002348	2.43	25.05	13.95	0.56
520	1910.96	1913.20	1913.53	0.002687	2.60	23.76	13.84	0.60
500	1910.96	1913.09	1913.47	0.003303	2.77	22.24	13.71	0.66
480	1910.96	1912.69	1913.34	0.007910	3.62	16.85	13.22	0.98
460	1909.62	1911.84	1912.03	0.001536	2.01	31.97	21.16	0.46
440	1909.62	1911.79	1912.00	0.001665	2.06	31.05	20.97	0.48
420	1909.62	1911.74	1911.96	0.001843	2.13	29.98	20.76	0.50
400	1909.62	1911.68	1911.92	0.002081	2.21	28.76	20.50	0.53
380	1909.62	1911.61	1911.87	0.002432	2.33	27.26	20.19	0.57
360	1909.62	1911.52	1911.81	0.002981	2.45	25.55	19.72	0.62
340	1909.62	1911.14	1911.70	0.007667	3.34	18.44	17.47	0.96
320	1908.72	1910.90	1911.12	0.001254	2.14	29.18	18.04	0.49
300	1908.72	1910.86	1911.10	0.001344	2.18	28.52	17.91	0.51
280	1908.72	1910.82	1911.07	0.001454	2.24	27.78	17.76	0.53
260	1908.72	1910.77	1911.03	0.001591	2.30	26.95	17.60	0.55
240	1908.72	1910.72	1911.00	0.001771	2.38	26.01	17.41	0.58
220	1908.72	1910.65	1910.96	0.002013	2.47	25.00	17.51	0.61
200	1908.72	1910.51	1910.90	0.002654	2.86	22.57	16.93	0.71
180	1908.70	1910.18	1910.81	0.005549	3.52	17.32	14.68	0.98
160	1908.31	1910.30	1910.62	0.002032	2.57	24.89	17.66	0.62
140	1908.31	1910.21	1910.57	0.002480	2.74	23.25	17.25	0.68
120	1908.31	1910.10	1910.51	0.003231	2.85	21.38	16.76	0.76
100	1908.55	1910.11	1910.42	0.002590	2.49	24.31	18.80	0.67
80	1908.55	1909.80	1910.33	0.006158	3.23	18.54	17.89	1.00
60	1908.32	1909.55	1910.08	0.005674	3.30	18.98	18.48	0.98
40	1908.28	1909.41	1909.88	0.005974	3.09	19.88	21.22	0.98
20	1907.69	1908.91	1909.10	0.002272	2.02	31.47	34.47	0.62
0	1907.69	1908.66	1909.02	0.005899	2.72	23.03	32.37	0.95

Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 10 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad	Area	Ancho	Número
	promedio	Agua	Energia	nivel de energia		Mojado	Superior	
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1320	1916.97	1919.90	1920.15	0.001525	2.24	31.03	13.41	0.45
1300	1916.97	1919.86	1920.12	0.001469	2.26	30.89	13.31	0.45
1280	1916.97	1919.82	1920.09	0.001547	2.29	30.38	13.24	0.46
1260	1916.97	1919.78	1920.06	0.001637	2.33	29.83	13.18	0.47
1240	1916.97	1919.72	1920.02	0.001842	2.42	28.76	13.10	0.50
1220	1916.97	1919.67	1919.98	0.001990	2.47	28.05	13.02	0.51
1200	1916.97	1919.61	1919.94	0.002175	2.54	27.27	12.94	0.54
1180	1916.97	1919.54	1919.89	0.002416	2.62	26.37	12.84	0.56
1160	1916.88	1919.59	1919.81	0.001434	2.09	33.30	16.56	0.44
1140	1916.88	1919.55	1919.78	0.001520	2.13	32.68	16.49	0.45
1120	1916.88	1919.51	1919.75	0.001619	2.17	32.00	16.38	0.47
1100	1916.88	1919.47	1919.72	0.001740	2.22	31.26	16.26	0.48
1080	1916.88	1919.42	1919.68	0.001887	2.28	30.44	16.13	0.50
1060	1916.88	1919.36	1919.64	0.002071	2.34	29.53	15.98	0.52
1040	1916.88	1919.30	1919.59	0.002314	2.42	28.49	15.81	0.55
1020	1916.78	1919.27	1919.54	0.001877	2.36	30.02	16.65	0.51
1000	1916.78	1919.21	1919.50	0.002072	2.44	29.03	16.50	0.53
980	1916.78	1919.14	1919.46	0.002334	2.53	27.87	16.32	0.56
960	1916.78	1919.05	1919.40	0.002720	2.66	26.46	16.10	0.60
940	1916.78	1918.93	1919.34	0.003375	2.84	24.57	15.60	0.66
920	1916.78	1918.49	1919.21	0.008383	3.75	18.23	13.33	1.00
900	1913.90	1916.42	1916.70	0.002060	2.36	29.79	17.04	0.53
880	1913.90	1916.35	1916.65	0.002319	2.45	28.64	16.85	0.56
860	1913.90	1916.27	1916.60	0.002695	2.56	27.26	16.62	0.60
840	1913.90	1916.16	1916.54	0.003322	2.73	25.45	16.31	0.66
820	1913.90	1915.74	1916.41	0.008364	3.62	18.90	14.93	1.00
800	1912.17	1914.60	1914.88	0.002124	2.37	29.31	16.10	0.53
780	1912.17	1914.53	1914.84	0.002393	2.46	28.21	15.94	0.56
760	1912.17	1914.45	1914.78	0.002783	2.57	26.87	15.75	0.60
740	1912.17	1914.34	1914.72	0.003438	2.74	25.12	15.49	0.66
720	1912.17	1913.92	1914.59	0.008615	3.62	18.84	14.61	1.00
700	1911.60	1913.97	1914.25	0.001984	2.38	30.01	17.31	0.53
680	1911.60	1913.90	1914.21	0.002223	2.47	28.88	17.09	0.55
660	1911.60	1913.83	1914.15	0.002564	2.58	27.53	16.82	0.59
640	1911.60	1913.72	1914.09	0.003123	2.75	25.77	16.47	0.65
620	1911.60	1913.54	1914.01	0.004515	3.08	22.80	15.85	0.76
600	1910.96	1913.62	1913.90	0.001788	2.35	29.69	14.35	0.50
580	1910.96	1913.56	1913.86	0.001938	2.41	28.94	14.29	0.52
560	1910.96	1913.51	1913.82	0.002128	2.48	28.09	14.22	0.54
540	1910.96	1913.44	1913.77	0.002380	2.57	27.10	14.13	0.57
520	1910.96	1913.34	1913.71	0.002721	2.75	25.73	14.01	0.62
500	1910.96	1913.22	1913.65	0.003324	2.92	24.13	13.88	0.67
480	1910.96	1912.81	1913.52	0.007709	3.78	18.45	13.37	0.99
460	1909.62	1911.97	1912.18	0.001565	2.12	34.76	21.72	0.47
440	1909.62	1911.92	1912.15	0.001693	2.17	33.78	21.53	0.49
420	1909.62	1911.87	1912.11	0.001868	2.24	32.66	21.30	0.51
400	1909.62	1911.81	1912.07	0.002102	2.33	31.35	21.04	0.54
380	1909.62	1911.73	1912.02	0.002444	2.44	29.77	20.71	0.58
360	1909.62	1911.65	1911.96	0.002956	2.56	28.00	20.34	0.63
340	1909.62	1911.26	1911.85	0.007265	3.45	20.50	18.15	0.94
320	1908.72	1911.04	1911.29	0.001265	2.25	31.79	18.54	0.50
300	1908.72	1911.00	1911.26	0.001351	2.30	31.09	18.41	0.52
280	1908.72	1910.96	1911.23	0.001456	2.35	30.31	18.26	0.53
260	1908.72	1910.91	1911.20	0.001587	2.42	29.45	18.09	0.56
240	1908.72	1910.86	1911.16	0.001756	2.49	28.46	17.90	0.58
220	1908.72	1910.79	1911.13	0.001969	2.58	27.50	18.10	0.61
200	1908.72	1910.65	1911.07	0.002560	2.97	25.00	17.52	0.71
180	1908.70	1910.30	1910.97	0.005304	3.65	19.16	15.15	0.97
160	1908.31	1910.43	1910.78	0.002062	2.71	27.09	18.16	0.63
140	1908.31	1910.33	1910.73	0.002522	2.89	25.28	17.75	0.69
120	1908.31	1910.20	1910.66	0.003319	3.03	23.11	17.22	0.77
100	1908.55	1910.22	1910.57	0.002574	2.61	26.47	19.12	0.68
80	1908.55	1909.89	1910.47	0.005972	3.37	20.30	18.17	0.99
60	1908.32	1909.65	1910.22	0.005504	3.44	20.85	18.83	0.98
40	1908.28	1909.50	1910.01	0.005874	3.24	21.69	21.38	0.99
20	1907.69	1908.99	1909.20	0.002298	2.13	34.21	35.23	0.63
0	1907.69	1908.72	1909.12	0.005803	2.84	25.22	32.76	0.95

Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 25 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad	Area	Ancho	Número
	promedio (m)	Agua (m)	Energia (m)	nivel de energia (m/m)		Mojado (m2)	Superior (m)	Froude
1320	1916.97	1920.07	1920.35	0.001567	2.38	33.38	13.86	0.46
1300	1916.97	1920.03	1920.32	0.001518	2.39	33.19	13.71	0.46
1280	1916.97	1919.99	1920.29	0.001600	2.43	32.62	13.61	0.47
1260	1916.97	1919.94	1920.25	0.001694	2.48	32.01	13.51	0.48
1240	1916.97	1919.88	1920.22	0.001902	2.56	30.88	13.37	0.51
1220	1916.97	1919.83	1920.17	0.002054	2.62	30.12	13.24	0.53
1200	1916.97	1919.76	1920.13	0.002244	2.69	29.27	13.15	0.55
1180	1916.97	1919.69	1920.08	0.002493	2.78	28.29	13.05	0.58
1160	1916.88	1919.75	1920.00	0.001455	2.21	36.00	16.86	0.45
1140	1916.88	1919.71	1919.97	0.001539	2.24	35.34	16.79	0.46
1120	1916.88	1919.67	1919.93	0.001638	2.29	34.63	16.71	0.47
1100	1916.88	1919.63	1919.90	0.001755	2.34	33.85	16.62	0.49
1080	1916.88	1919.57	1919.86	0.001898	2.39	32.99	16.53	0.51
1060	1916.88	1919.52	1919.82	0.002076	2.46	32.03	16.39	0.53
1040	1916.88	1919.45	1919.77	0.002307	2.54	30.95	16.21	0.55
1020	1916.78	1919.42	1919.73	0.001889	2.48	32.63	17.04	0.51
1000	1916.78	1919.36	1919.68	0.002077	2.56	31.60	16.88	0.54
980	1916.78	1919.29	1919.64	0.002327	2.65	30.40	16.71	0.56
960	1916.78	1919.20	1919.58	0.002690	2.77	28.93	16.48	0.60
940	1916.78	1919.08	1919.52	0.003308	2.96	26.96	16.18	0.66
920	1916.78	1918.63	1919.39	0.007888	3.87	20.13	13.95	0.98
900	1913.90	1916.56	1916.87	0.002081	2.48	32.27	17.34	0.54
880	1913.90	1916.49	1916.82	0.002334	2.57	31.07	17.22	0.57
860	1913.90	1916.41	1916.77	0.002700	2.69	29.60	17.01	0.60
840	1913.90	1916.29	1916.71	0.003312	2.86	27.67	16.69	0.66
820	1913.90	1915.87	1916.58	0.007982	3.75	20.78	15.38	0.99
800	1912.17	1914.75	1915.06	0.002153	2.50	31.66	16.40	0.54
780	1912.17	1914.67	1915.01	0.002417	2.59	30.49	16.26	0.57
760	1912.17	1914.59	1914.96	0.002798	2.71	29.08	16.07	0.61
740	1912.17	1914.47	1914.89	0.003439	2.88	27.21	15.80	0.67
720	1912.17	1914.04	1914.76	0.008328	3.77	20.58	14.86	1.00
700	1911.60	1914.12	1914.43	0.001985	2.50	32.68	17.88	0.53
680	1911.60	1914.06	1914.38	0.002210	2.58	31.50	17.62	0.56
660	1911.60	1913.98	1914.33	0.002527	2.69	30.11	17.33	0.59
640	1911.60	1913.87	1914.27	0.003032	2.85	28.31	16.98	0.64
620	1911.60	1913.70	1914.19	0.004159	3.15	25.47	16.41	0.74
600	1910.96	1913.78	1914.09	0.001826	2.49	31.97	14.54	0.51
580	1910.96	1913.72	1914.05	0.001976	2.55	31.17	14.48	0.53
560	1910.96	1913.66	1914.00	0.002164	2.62	30.27	14.40	0.55
540	1910.96	1913.59	1913.95	0.002412	2.71	29.24	14.32	0.58
520	1910.96	1913.48	1913.90	0.002760	2.90	27.78	14.19	0.63
500	1910.96	1913.36	1913.83	0.003354	3.08	26.09	14.05	0.68
480	1910.96	1912.94	1913.71	0.007400	3.92	20.25	13.53	0.98
460	1909.62	1912.10	1912.33	0.001590	2.23	37.70	22.29	0.48
440	1909.62	1912.05	1912.30	0.001717	2.28	36.66	22.09	0.50
420	1909.62	1912.00	1912.26	0.001889	2.35	35.47	21.86	0.52
400	1909.62	1911.94	1912.22	0.002118	2.44	34.10	21.59	0.55
380	1909.62	1911.86	1912.17	0.002449	2.56	32.43	21.26	0.58
360	1909.62	1911.77	1912.12	0.002918	2.67	30.62	20.89	0.63
340	1909.62	1911.37	1912.00	0.007066	3.58	22.54	18.80	0.94
320	1908.72	1911.18	1911.46	0.001275	2.37	34.53	19.05	0.51
300	1908.72	1911.15	1911.43	0.001358	2.41	33.79	18.91	0.52
280	1908.72	1911.10	1911.40	0.001459	2.47	32.98	18.76	0.54
260	1908.72	1911.05	1911.37	0.001584	2.53	32.07	18.59	0.56
240	1908.72	1911.00	1911.33	0.001744	2.61	31.05	18.40	0.59
220	1908.72	1910.94	1911.30	0.001929	2.69	30.16	18.70	0.61
200	1908.72	1910.80	1911.24	0.002476	3.07	27.59	18.12	0.70
180	1908.70	1910.43	1911.15	0.005119	3.79	21.08	15.63	0.96
160	1908.31	1910.55	1910.94	0.002096	2.85	29.38	18.66	0.64
140	1908.31	1910.44	1910.88	0.002571	3.04	27.38	18.22	0.71
120	1908.31	1910.31	1910.82	0.003403	3.20	24.93	17.67	0.79
100	1908.55	1910.34	1910.72	0.002567	2.74	28.71	19.44	0.69
80	1908.55	1910.00	1910.62	0.005785	3.51	22.18	18.47	0.99
60	1908.32	1909.76	1910.37	0.005276	3.56	22.94	19.21	0.98
40	1908.28	1909.59	1910.15	0.005746	3.37	23.63	21.56	0.99
20	1907.69	1909.07	1909.31	0.002310	2.23	37.12	35.76	0.64
0	1907.69	1908.79	1909.22	0.005674	2.95	27.57	33.17	0.96

Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 50 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad	Area	Ancho	Número
	promedio	Agua	Energia	nivel de energia		Mojado	Superior	
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	Froude
1320	1916.97	1920.33	1920.66	0.001625	2.57	37.13	14.54	0.48
1300	1916.97	1920.29	1920.63	0.001590	2.60	36.82	14.32	0.48
1280	1916.97	1920.25	1920.60	0.001676	2.64	36.17	14.22	0.49
1260	1916.97	1920.20	1920.56	0.001775	2.69	35.48	14.10	0.50
1240	1916.97	1920.13	1920.52	0.001987	2.78	34.24	13.95	0.53
1220	1916.97	1920.07	1920.48	0.002148	2.85	33.37	13.80	0.55
1200	1916.97	1920.00	1920.43	0.002348	2.93	32.40	13.63	0.57
1180	1916.97	1919.91	1920.38	0.002612	3.03	31.29	13.44	0.60
1160	1916.88	1920.00	1920.28	0.001486	2.38	40.24	17.31	0.46
1140	1916.88	1919.96	1920.25	0.001568	2.42	39.52	17.23	0.47
1120	1916.88	1919.92	1920.22	0.001664	2.46	38.75	17.15	0.49
1100	1916.88	1919.87	1920.18	0.001777	2.51	37.92	17.06	0.50
1080	1916.88	1919.81	1920.14	0.001913	2.57	37.01	16.97	0.52
1060	1916.88	1919.75	1920.10	0.002081	2.64	36.00	16.86	0.54
1040	1916.88	1919.68	1920.06	0.002297	2.72	34.85	16.73	0.56
1020	1916.78	1919.66	1920.01	0.001901	2.65	36.79	17.64	0.52
1000	1916.78	1919.60	1919.96	0.002078	2.73	35.69	17.48	0.55
980	1916.78	1919.53	1919.92	0.002311	2.82	34.42	17.30	0.57
960	1916.78	1919.44	1919.86	0.002641	2.95	32.89	17.08	0.61
940	1916.78	1919.32	1919.80	0.003181	3.12	30.87	16.78	0.66
920	1916.78	1918.84	1919.67	0.007316	4.05	23.23	15.12	0.96
900	1913.90	1916.78	1917.14	0.002117	2.67	36.13	17.73	0.55
880	1913.90	1916.71	1917.09	0.002362	2.76	34.83	17.60	0.58
860	1913.90	1916.62	1917.03	0.002713	2.88	33.27	17.44	0.62
840	1913.90	1916.50	1916.97	0.003300	3.06	31.18	17.23	0.67
820	1913.90	1916.06	1916.84	0.007475	3.94	23.82	16.02	0.97
800	1912.17	1914.97	1915.33	0.002195	2.69	35.36	16.85	0.56
780	1912.17	1914.89	1915.28	0.002452	2.78	34.09	16.70	0.59
760	1912.17	1914.80	1915.23	0.002822	2.91	32.57	16.51	0.62
740	1912.17	1914.68	1915.16	0.003437	3.09	30.55	16.26	0.68
720	1912.17	1914.23	1915.03	0.007878	3.97	23.42	15.26	0.99
700	1911.60	1914.36	1914.70	0.001964	2.66	37.09	18.80	0.54
680	1911.60	1914.30	1914.66	0.002168	2.74	35.84	18.54	0.56
660	1911.60	1914.22	1914.61	0.002447	2.85	34.38	18.24	0.59
640	1911.60	1914.12	1914.55	0.002868	3.00	32.56	17.85	0.64
620	1911.60	1913.96	1914.48	0.003691	3.24	29.89	17.29	0.72
600	1910.96	1914.02	1914.38	0.001870	2.69	35.60	14.84	0.53
580	1910.96	1913.96	1914.34	0.002017	2.75	34.74	14.77	0.54
560	1910.96	1913.90	1914.30	0.002200	2.82	33.78	14.70	0.57
540	1910.96	1913.82	1914.25	0.002438	2.91	32.68	14.60	0.59
520	1910.96	1913.71	1914.19	0.002785	3.12	31.09	14.47	0.64
500	1910.96	1913.59	1914.12	0.003350	3.30	29.29	14.32	0.70
480	1910.96	1913.14	1914.00	0.007140	4.16	22.96	13.77	0.98
460	1909.62	1912.30	1912.57	0.001629	2.39	42.31	23.16	0.49
440	1909.62	1912.25	1912.53	0.001754	2.45	41.19	22.95	0.51
420	1909.62	1912.20	1912.50	0.001923	2.52	39.89	22.71	0.53
400	1909.62	1912.13	1912.45	0.002146	2.61	38.40	22.43	0.56
380	1909.62	1912.05	1912.40	0.002467	2.73	36.60	22.08	0.59
360	1909.62	1911.97	1912.35	0.002884	2.84	34.72	21.71	0.64
340	1909.62	1911.55	1912.23	0.006602	3.75	26.08	19.87	0.93
320	1908.72	1911.41	1911.72	0.001304	2.55	38.83	21.04	0.52
300	1908.72	1911.37	1911.69	0.001363	2.58	38.14	19.71	0.53
280	1908.72	1911.33	1911.67	0.001457	2.64	37.27	19.55	0.55
260	1908.72	1911.28	1911.63	0.001572	2.70	36.31	19.38	0.57
240	1908.72	1911.22	1911.60	0.001718	2.78	35.23	19.18	0.59
220	1908.72	1911.17	1911.56	0.001861	2.84	34.52	19.65	0.61
200	1908.72	1911.03	1911.51	0.002335	3.22	31.89	19.08	0.70
180	1908.70	1910.63	1911.41	0.004821	3.98	24.27	16.48	0.95
160	1908.31	1910.75	1911.18	0.002127	3.05	33.10	19.51	0.66
140	1908.31	1910.63	1911.13	0.002609	3.26	30.83	18.98	0.72
120	1908.31	1910.47	1911.06	0.003527	3.46	27.79	18.31	0.82
100	1908.55	1910.52	1910.95	0.002558	2.93	32.24	19.94	0.70
80	1908.55	1910.16	1910.85	0.005480	3.70	25.26	18.96	0.99
60	1908.32	1909.92	1910.60	0.005113	3.78	26.04	19.76	0.98
40	1908.28	1909.73	1910.36	0.005529	3.57	26.77	21.84	0.99
20	1907.69	1909.20	1909.46	0.002317	2.39	41.73	36.51	0.65
0	1907.69	1908.91	1909.38	0.005507	3.13	31.29	33.82	0.96

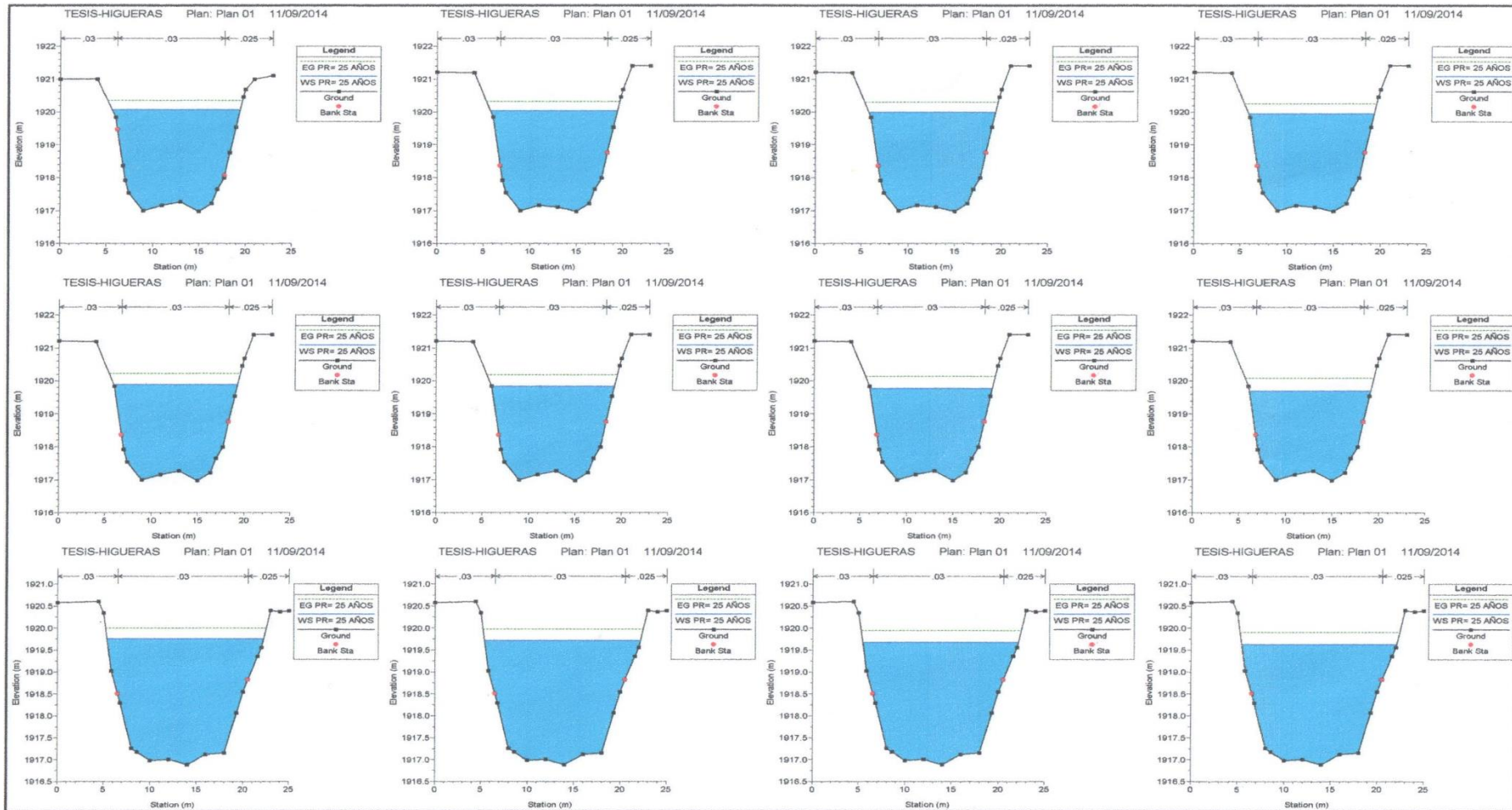
Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 100 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad (m/s)	Area	Ancho	Número
	promedio (m)	Agua (m)	Energia (m)	nivel de energia (m/m)		Mojado (m2)	Superior (m)	Froude
1320	1916.97	1920.55	1920.92	0.001674	2.74	40.32	15.10	0.49
1300	1916.97	1920.50	1920.88	0.001649	2.77	39.89	14.82	0.49
1280	1916.97	1920.45	1920.85	0.001738	2.82	39.18	14.71	0.51
1260	1916.97	1920.40	1920.81	0.001843	2.87	38.41	14.58	0.52
1240	1916.97	1920.33	1920.77	0.002061	2.97	37.06	14.42	0.55
1220	1916.97	1920.26	1920.72	0.002230	3.04	36.09	14.26	0.57
1200	1916.97	1920.19	1920.68	0.002444	3.13	35.00	14.08	0.59
1180	1916.97	1920.09	1920.62	0.002730	3.23	33.74	13.86	0.62
1160	1916.88	1920.20	1920.52	0.001519	2.52	43.73	17.67	0.47
1140	1916.88	1920.16	1920.48	0.001602	2.56	42.97	17.60	0.48
1120	1916.88	1920.11	1920.45	0.001697	2.61	42.15	17.51	0.50
1100	1916.88	1920.06	1920.41	0.001808	2.66	41.27	17.42	0.51
1080	1916.88	1920.01	1920.37	0.001942	2.72	40.31	17.32	0.53
1060	1916.88	1919.94	1920.33	0.002107	2.79	39.24	17.20	0.55
1040	1916.88	1919.87	1920.29	0.002317	2.87	38.02	17.07	0.57
1020	1916.78	1919.85	1920.23	0.001929	2.80	40.20	18.12	0.53
1000	1916.78	1919.79	1920.19	0.002103	2.88	39.03	17.95	0.56
980	1916.78	1919.71	1920.14	0.002331	2.98	37.68	17.76	0.58
960	1916.78	1919.62	1920.09	0.002652	3.10	36.05	17.53	0.62
940	1916.78	1919.50	1920.03	0.003174	3.28	33.91	17.22	0.67
920	1916.78	1919.04	1919.90	0.006644	4.14	26.36	16.09	0.94
900	1913.90	1916.97	1917.36	0.002139	2.82	39.42	18.05	0.56
880	1913.90	1916.89	1917.31	0.002376	2.91	38.07	17.92	0.59
860	1913.90	1916.80	1917.26	0.002712	3.03	36.43	17.76	0.62
840	1913.90	1916.68	1917.19	0.003261	3.21	34.27	17.54	0.68
820	1913.90	1916.22	1917.06	0.007191	4.10	26.38	16.47	0.97
800	1912.17	1915.16	1915.56	0.002216	2.84	38.56	17.22	0.57
780	1912.17	1915.08	1915.51	0.002466	2.94	37.23	17.07	0.59
760	1912.17	1914.98	1915.45	0.002821	3.06	35.62	16.88	0.63
740	1912.17	1914.86	1915.39	0.003404	3.25	33.49	16.62	0.69
720	1912.17	1914.38	1915.25	0.007581	4.15	25.86	15.60	0.99
700	1911.60	1914.56	1914.94	0.001939	2.78	40.96	19.58	0.54
680	1911.60	1914.50	1914.89	0.002126	2.87	39.67	19.32	0.56
660	1911.60	1914.42	1914.84	0.002376	2.97	38.17	19.02	0.59
640	1911.60	1914.32	1914.79	0.002741	3.11	36.33	18.64	0.63
620	1911.60	1914.18	1914.72	0.003383	3.32	33.79	18.11	0.70
600	1910.96	1914.22	1914.63	0.001927	2.86	38.68	17.40	0.54
580	1910.96	1914.17	1914.59	0.002051	2.92	37.77	15.27	0.56
560	1910.96	1914.10	1914.55	0.002225	2.99	36.77	14.94	0.58
540	1910.96	1914.02	1914.50	0.002456	3.08	35.61	14.85	0.60
520	1910.96	1913.91	1914.44	0.002801	3.29	33.92	14.71	0.65
500	1910.96	1913.78	1914.37	0.003342	3.47	32.03	14.55	0.71
480	1910.96	1913.30	1914.24	0.007002	4.36	25.22	13.97	0.98
460	1909.62	1912.47	1912.76	0.001661	2.52	46.22	23.88	0.50
440	1909.62	1912.42	1912.73	0.001784	2.58	45.02	23.66	0.52
420	1909.62	1912.36	1912.69	0.001952	2.66	43.63	23.41	0.54
400	1909.62	1912.29	1912.65	0.002173	2.75	42.04	23.11	0.57
380	1909.62	1912.21	1912.60	0.002488	2.88	40.11	22.75	0.60
360	1909.62	1912.12	1912.54	0.002880	2.98	38.15	22.38	0.64
340	1909.62	1911.70	1912.43	0.006326	3.88	29.08	20.57	0.92
320	1908.72	1911.62	1911.96	0.001271	2.67	44.28	27.00	0.52
300	1908.72	1911.57	1911.94	0.001368	2.73	43.00	27.00	0.54
280	1908.72	1911.54	1911.91	0.001405	2.75	42.18	24.99	0.55
260	1908.72	1911.49	1911.88	0.001523	2.82	40.86	24.92	0.57
240	1908.72	1911.43	1911.84	0.001656	2.90	39.47	23.47	0.59
220	1908.72	1911.39	1911.81	0.001753	2.94	40.20	29.00	0.61
200	1908.72	1911.21	1911.75	0.002401	3.44	35.37	23.81	0.72
180	1908.70	1910.79	1911.63	0.004607	4.13	27.07	17.19	0.95
160	1908.31	1910.91	1911.39	0.002139	3.21	36.37	20.27	0.67
140	1908.31	1910.78	1911.34	0.002621	3.43	33.86	19.69	0.73
120	1908.31	1910.60	1911.27	0.003589	3.66	30.32	18.87	0.84
100	1908.55	1910.67	1911.15	0.002543	3.09	35.30	20.36	0.71
80	1908.55	1910.30	1911.05	0.005266	3.86	27.95	19.77	0.98
60	1908.32	1910.06	1910.79	0.004927	3.93	28.84	20.24	0.97
40	1908.28	1909.85	1910.54	0.005414	3.74	29.38	22.07	0.99
20	1907.69	1909.31	1909.60	0.002304	2.50	45.75	37.09	0.65
0	1907.69	1909.00	1909.51	0.005348	3.26	34.53	34.37	0.96

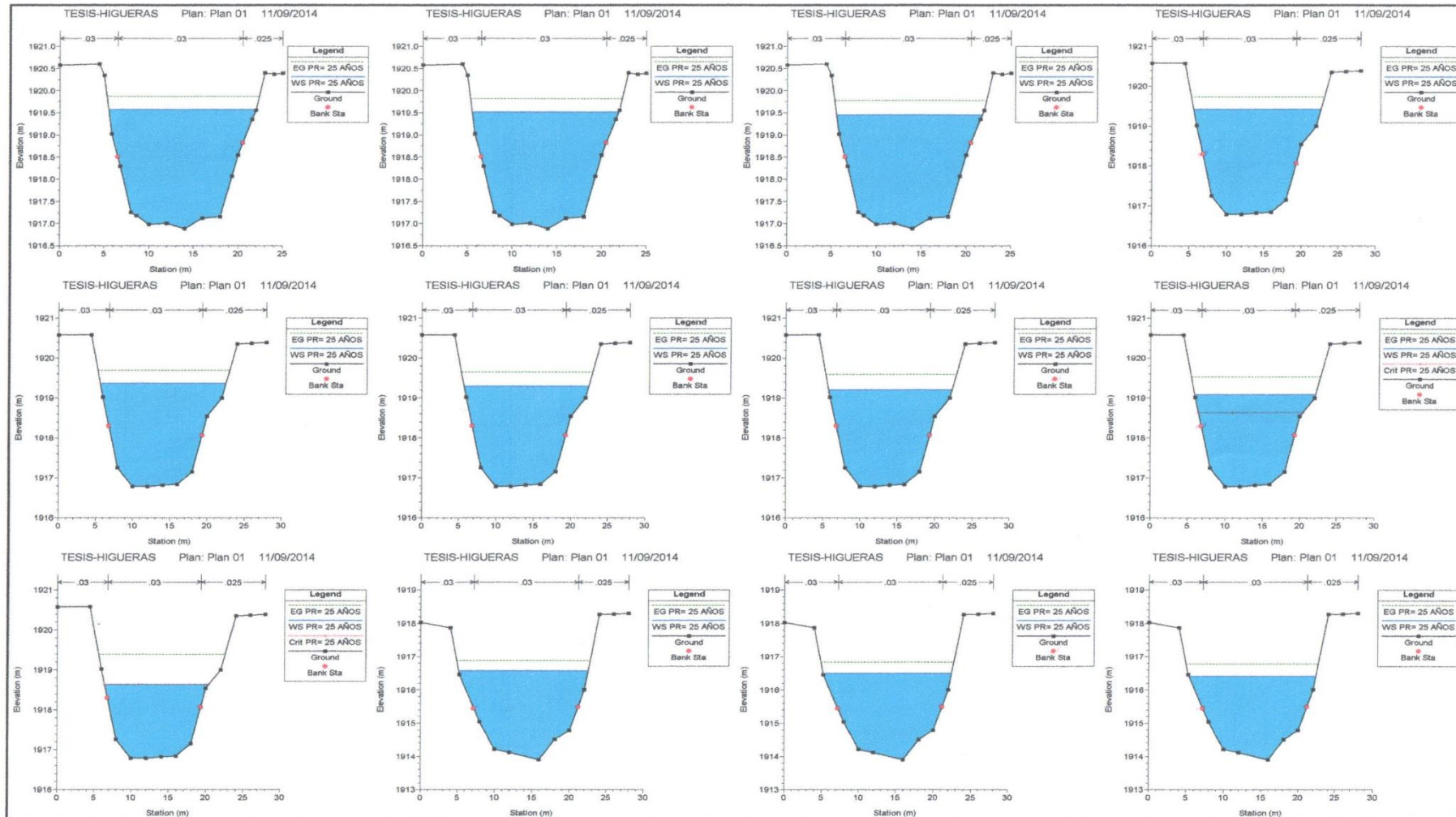
Características Hidráulicas para un periodo de retorno de 500 años.

Estación	Tirante	Nivel del	Nivel de	Pendiente del	Velocidad	Area	Ancho	Número
	promedio	Agua	Energia	nivel de energia		Mojado	Superior	
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1320	1916.97	1921.11	1921.61	0.001842	3.20	49.91	23.00	0.53
1300	1916.97	1921.07	1921.57	0.001779	3.21	48.68	16.34	0.53
1280	1916.97	1921.01	1921.53	0.001878	3.26	47.76	16.18	0.54
1260	1916.97	1920.95	1921.49	0.001993	3.32	46.77	16.01	0.55
1240	1916.97	1920.86	1921.45	0.002225	3.44	45.10	15.77	0.58
1220	1916.97	1920.78	1921.40	0.002417	3.53	43.82	15.53	0.60
1200	1916.97	1920.69	1921.34	0.002667	3.64	42.36	15.26	0.63
1180	1916.97	1920.57	1921.28	0.003021	3.78	40.58	14.98	0.67
1160	1916.88	1920.74	1921.15	0.001603	2.90	54.83	25.00	0.50
1140	1916.88	1920.68	1921.11	0.001707	2.96	53.48	25.00	0.51
1120	1916.88	1920.62	1921.07	0.001831	3.03	51.98	25.00	0.53
1100	1916.88	1920.58	1921.04	0.001901	3.06	50.92	20.55	0.54
1080	1916.88	1920.51	1921.00	0.002049	3.13	49.57	20.39	0.56
1060	1916.88	1920.44	1920.95	0.002236	3.22	48.05	20.22	0.58
1040	1916.88	1920.37	1920.90	0.002382	3.28	46.75	18.06	0.60
1020	1916.78	1920.36	1920.85	0.002025	3.20	49.65	20.03	0.56
1000	1916.78	1920.30	1920.80	0.002146	3.26	48.46	19.23	0.58
980	1916.78	1920.21	1920.75	0.002360	3.36	46.90	19.02	0.60
960	1916.78	1920.11	1920.70	0.002657	3.49	45.03	18.77	0.64
940	1916.78	1919.98	1920.63	0.003126	3.68	42.57	18.44	0.68
920	1916.78	1919.49	1920.51	0.006171	4.57	33.73	17.20	0.93
900	1913.90	1917.46	1917.96	0.002211	3.22	48.43	18.91	0.59
880	1913.90	1917.37	1917.91	0.002437	3.32	46.87	18.77	0.61
860	1913.90	1917.27	1917.85	0.002753	3.44	45.00	18.59	0.65
840	1913.90	1917.14	1917.79	0.003258	3.63	42.54	18.36	0.70
820	1913.90	1916.66	1917.66	0.006446	4.49	33.91	17.51	0.95
800	1912.17	1915.66	1916.18	0.002267	3.24	47.50	18.24	0.59
780	1912.17	1915.58	1916.13	0.002501	3.34	45.96	18.07	0.62
760	1912.17	1915.47	1916.07	0.002829	3.47	44.11	17.86	0.65
740	1912.17	1915.34	1916.00	0.003355	3.66	41.68	17.58	0.70
720	1912.17	1914.82	1915.87	0.006870	4.57	32.92	16.55	0.97
700	1911.60	1915.13	1915.57	0.001823	3.06	52.60	21.74	0.54
680	1911.60	1915.07	1915.53	0.001962	3.14	51.24	21.50	0.56
660	1911.60	1914.99	1915.48	0.002138	3.22	49.72	21.22	0.58
640	1911.60	1914.91	1915.43	0.002370	3.33	47.94	20.90	0.61
620	1911.60	1914.80	1915.38	0.002702	3.48	45.78	20.50	0.65
600	1910.96	1914.82	1915.31	0.001859	3.19	50.11	20.00	0.55
580	1910.96	1914.75	1915.27	0.002003	3.27	48.76	20.00	0.57
560	1910.96	1914.67	1915.22	0.002187	3.36	47.20	20.00	0.59
540	1910.96	1914.58	1915.17	0.002439	3.48	45.32	20.00	0.62
520	1910.96	1914.44	1915.11	0.002810	3.73	42.60	18.17	0.67
500	1910.96	1914.27	1915.04	0.003448	3.98	39.51	18.07	0.74
480	1910.96	1913.77	1914.91	0.006517	4.83	31.84	14.53	0.98
460	1909.62	1912.88	1913.28	0.001915	2.99	58.10	35.00	0.55
440	1909.62	1912.78	1913.24	0.002237	3.16	54.56	35.00	0.59
420	1909.62	1912.74	1913.19	0.002261	3.15	53.04	29.99	0.60
400	1909.62	1912.72	1913.16	0.002220	3.10	52.52	29.87	0.59
380	1909.62	1912.63	1913.11	0.002519	3.23	50.06	24.55	0.62
360	1909.62	1912.54	1913.05	0.002855	3.33	47.86	24.17	0.66
340	1909.62	1912.08	1912.94	0.005896	4.26	37.26	22.21	0.92
320	1908.72	1912.13	1912.52	0.001187	2.90	58.02	27.00	0.52
300	1908.72	1912.09	1912.49	0.001252	2.95	56.91	27.00	0.53
280	1908.72	1912.04	1912.46	0.001330	3.01	55.67	27.00	0.55
260	1908.72	1911.99	1912.43	0.001425	3.08	54.28	27.00	0.57
240	1908.72	1911.93	1912.40	0.001547	3.17	52.66	27.00	0.59
220	1908.72	1911.94	1912.36	0.001422	3.04	56.08	29.00	0.56
200	1908.72	1911.82	1912.32	0.001738	3.41	52.64	29.00	0.63
180	1908.70	1911.26	1912.22	0.004054	4.47	35.47	18.99	0.92
160	1908.31	1911.37	1911.95	0.002088	3.57	46.11	22.13	0.68
140	1908.31	1911.24	1911.90	0.002507	3.79	43.23	21.62	0.74
120	1908.31	1910.93	1911.81	0.003924	4.25	36.79	20.37	0.90
100	1908.55	1911.05	1911.67	0.002628	3.53	43.21	21.41	0.74
80	1908.55	1910.70	1911.58	0.004591	4.19	36.41	22.39	0.95
60	1908.32	1910.29	1911.34	0.005955	4.71	33.59	21.10	1.09
40	1908.28	1910.18	1911.02	0.005072	4.16	36.86	22.72	0.99
20	1907.69	1909.60	1909.96	0.002261	2.80	56.93	38.15	0.67
0	1907.69	1909.26	1909.87	0.005058	3.61	43.51	35.86	0.96

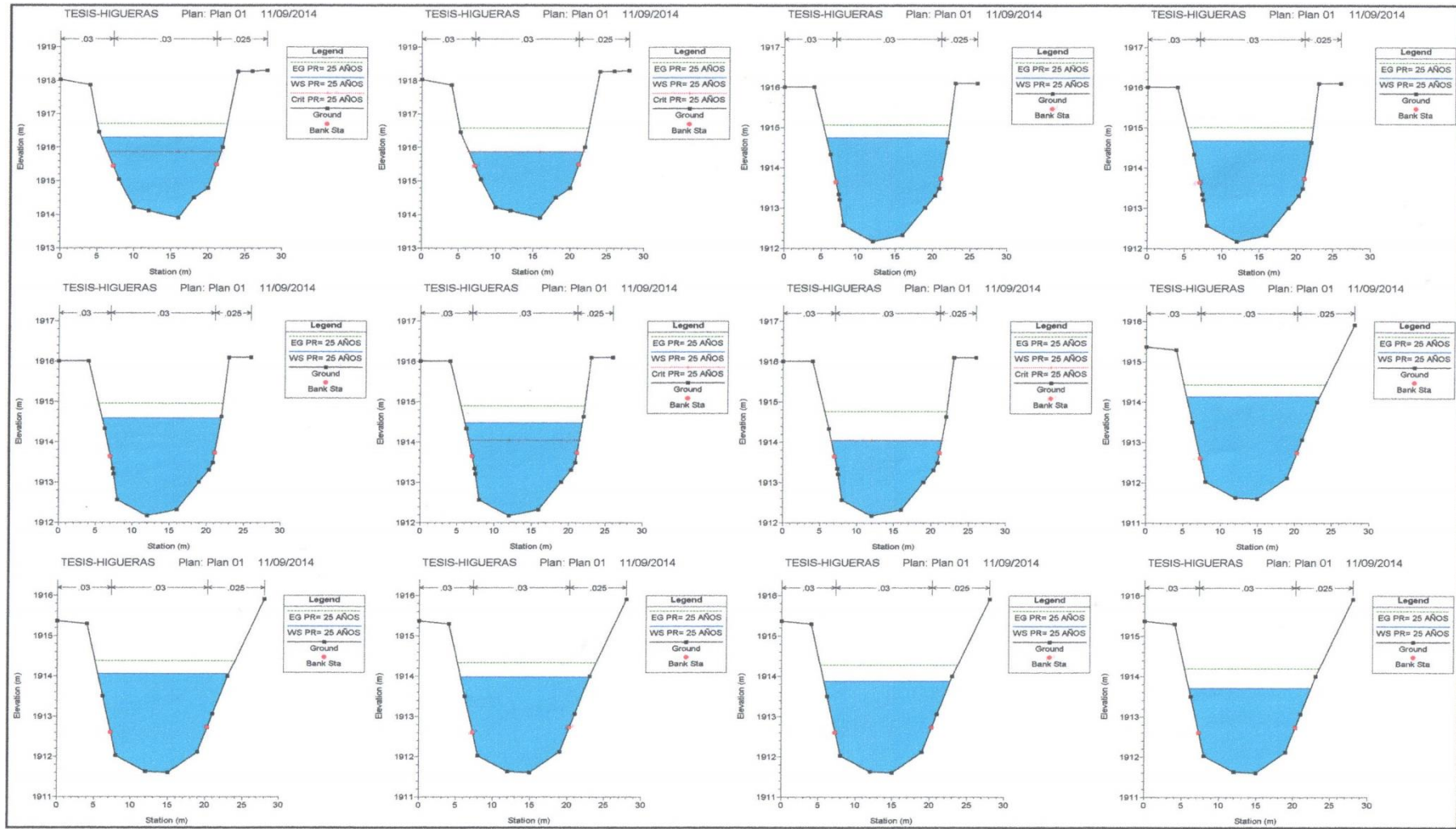
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 1320 - 1100.



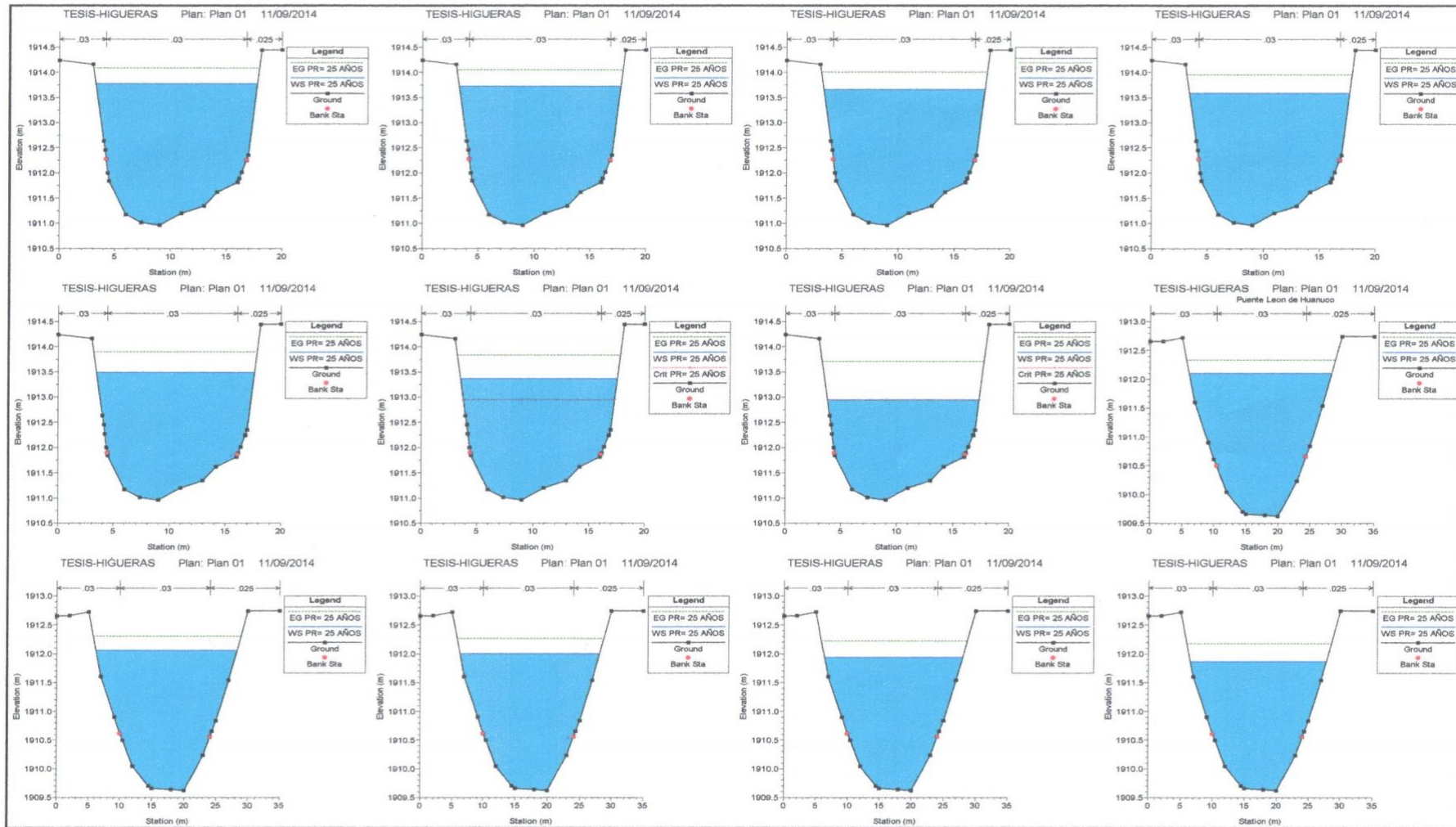
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 1080 - 860.



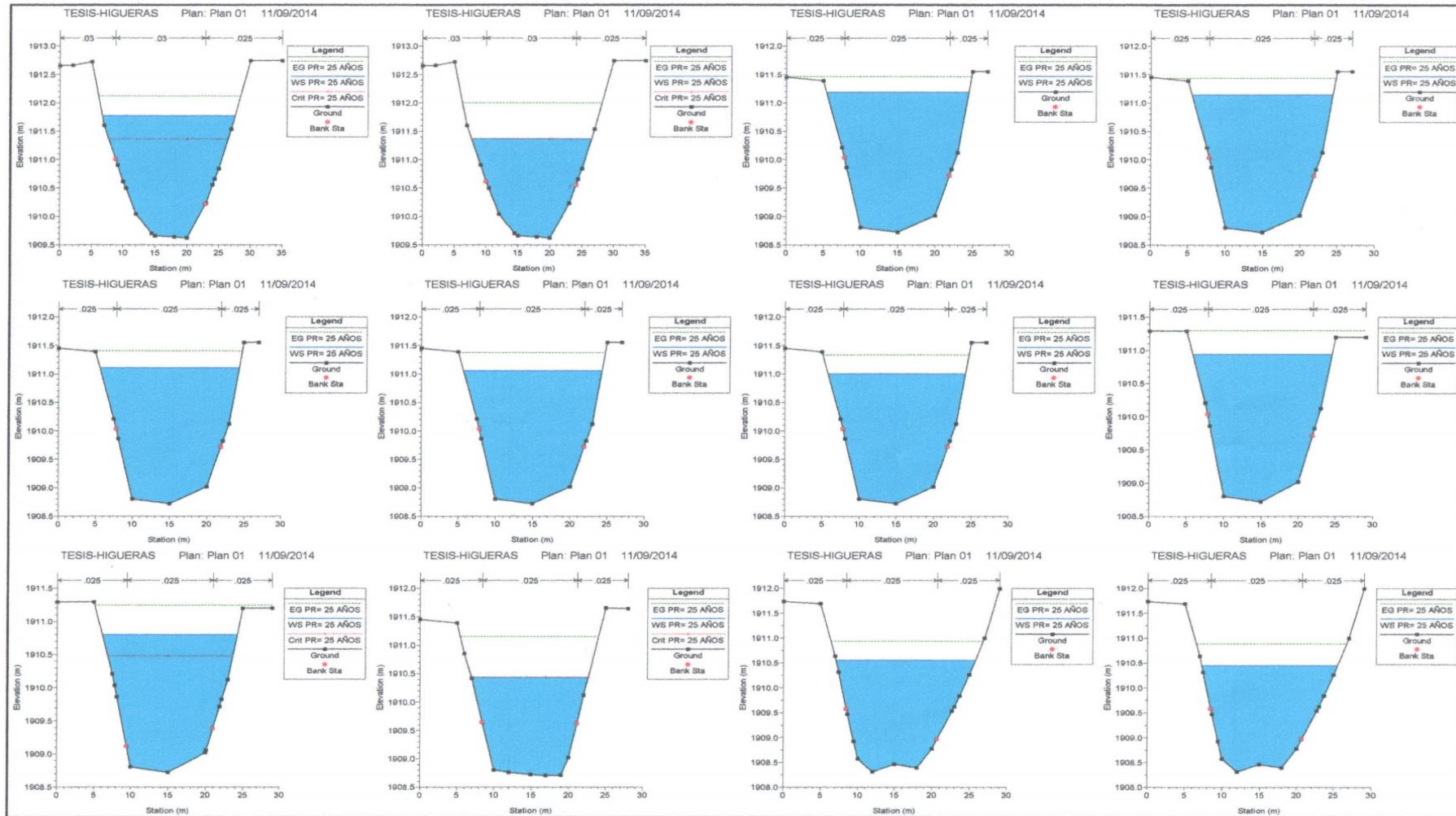
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 840 - 620.



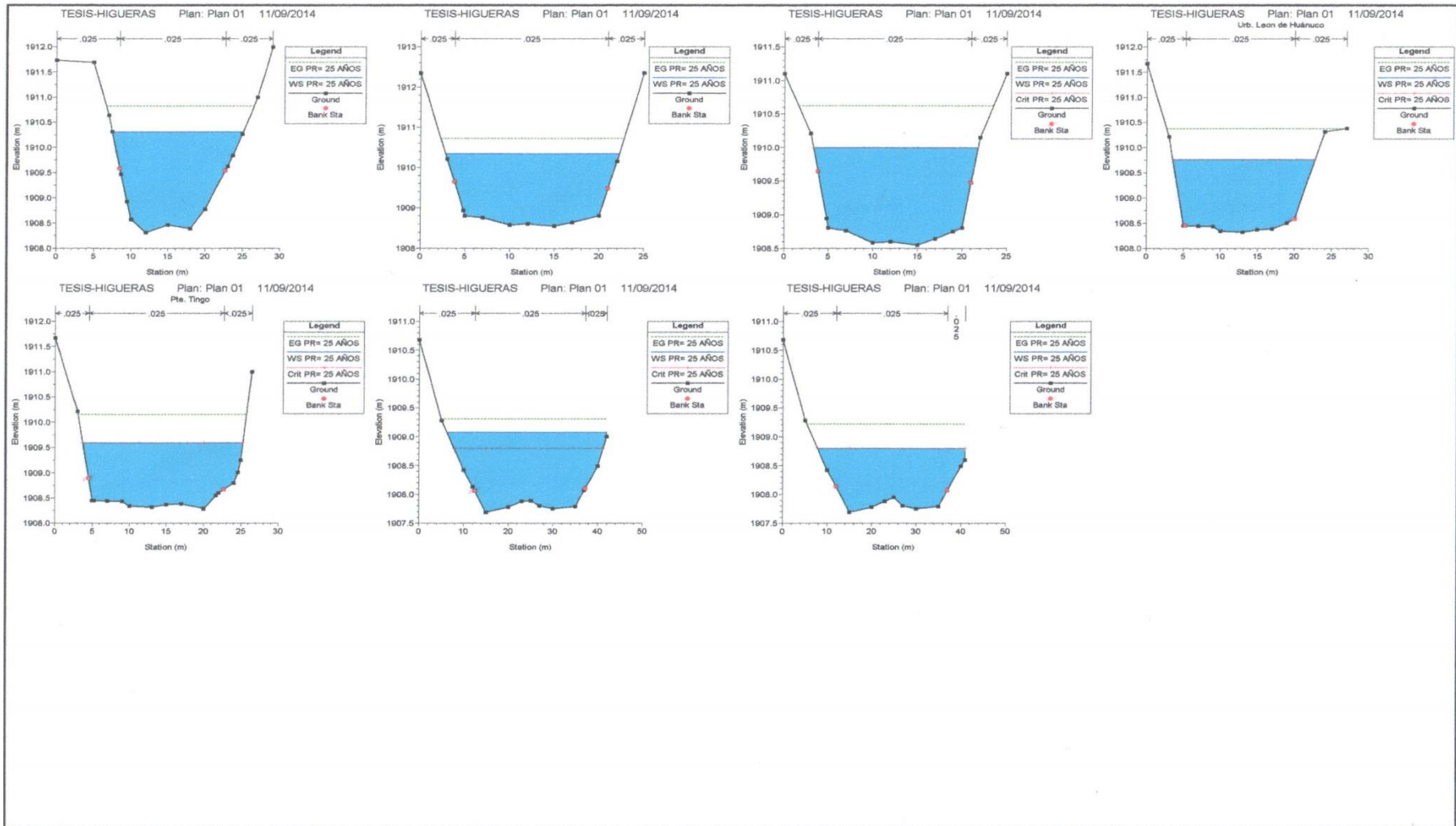
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 600 - 380.



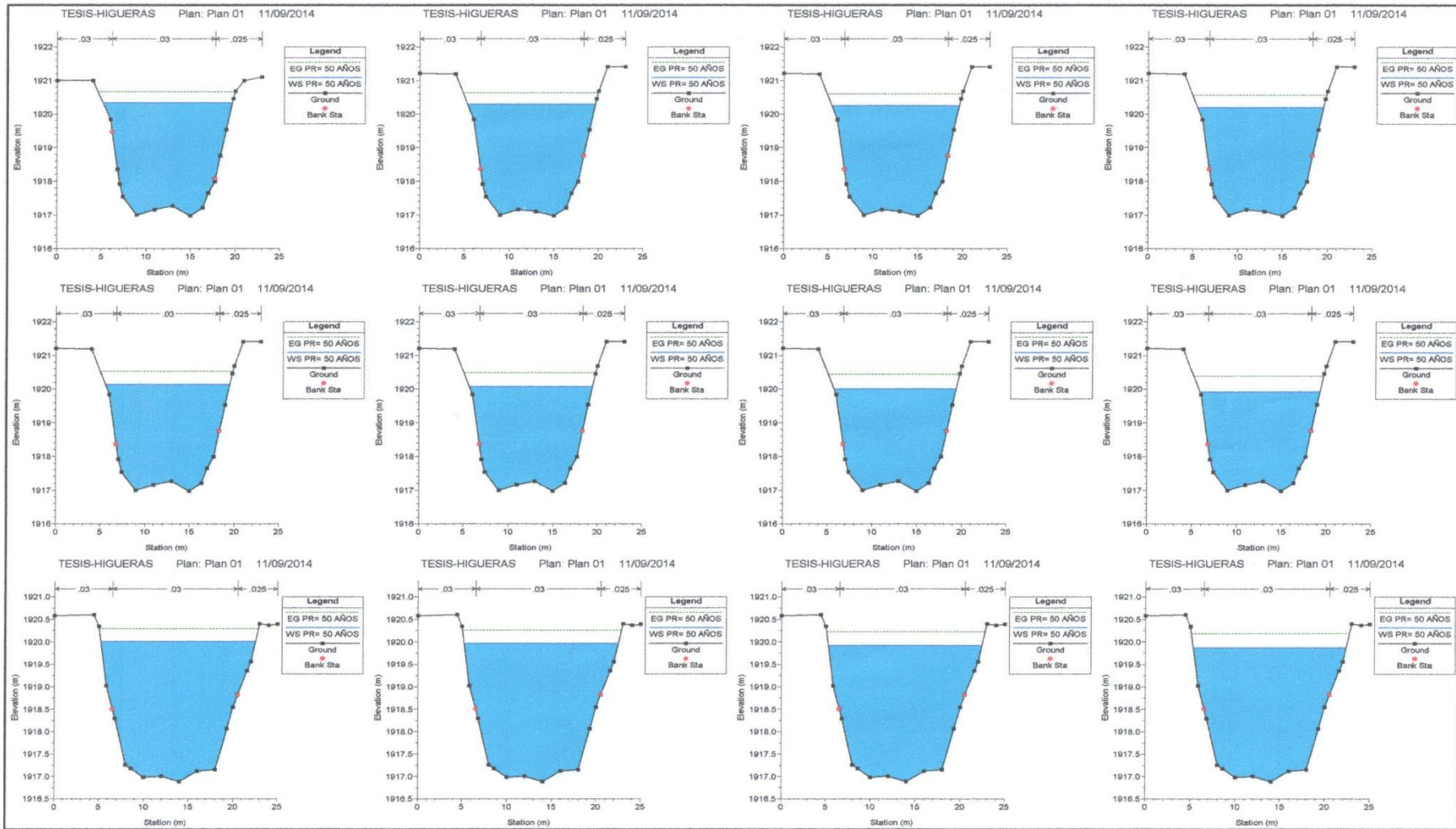
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 360 - 140.



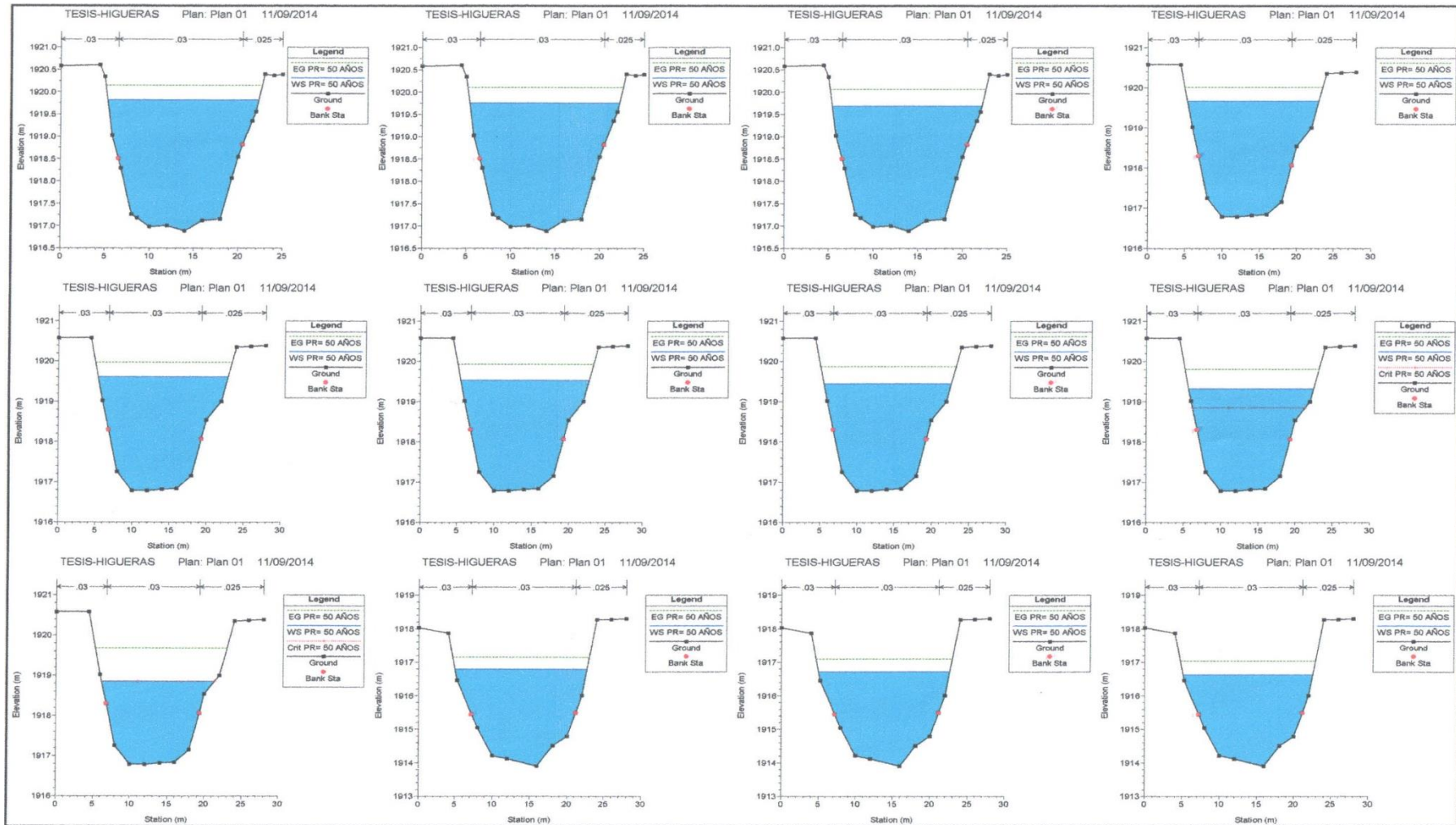
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 25$ AÑOS, KM 120 - 0.



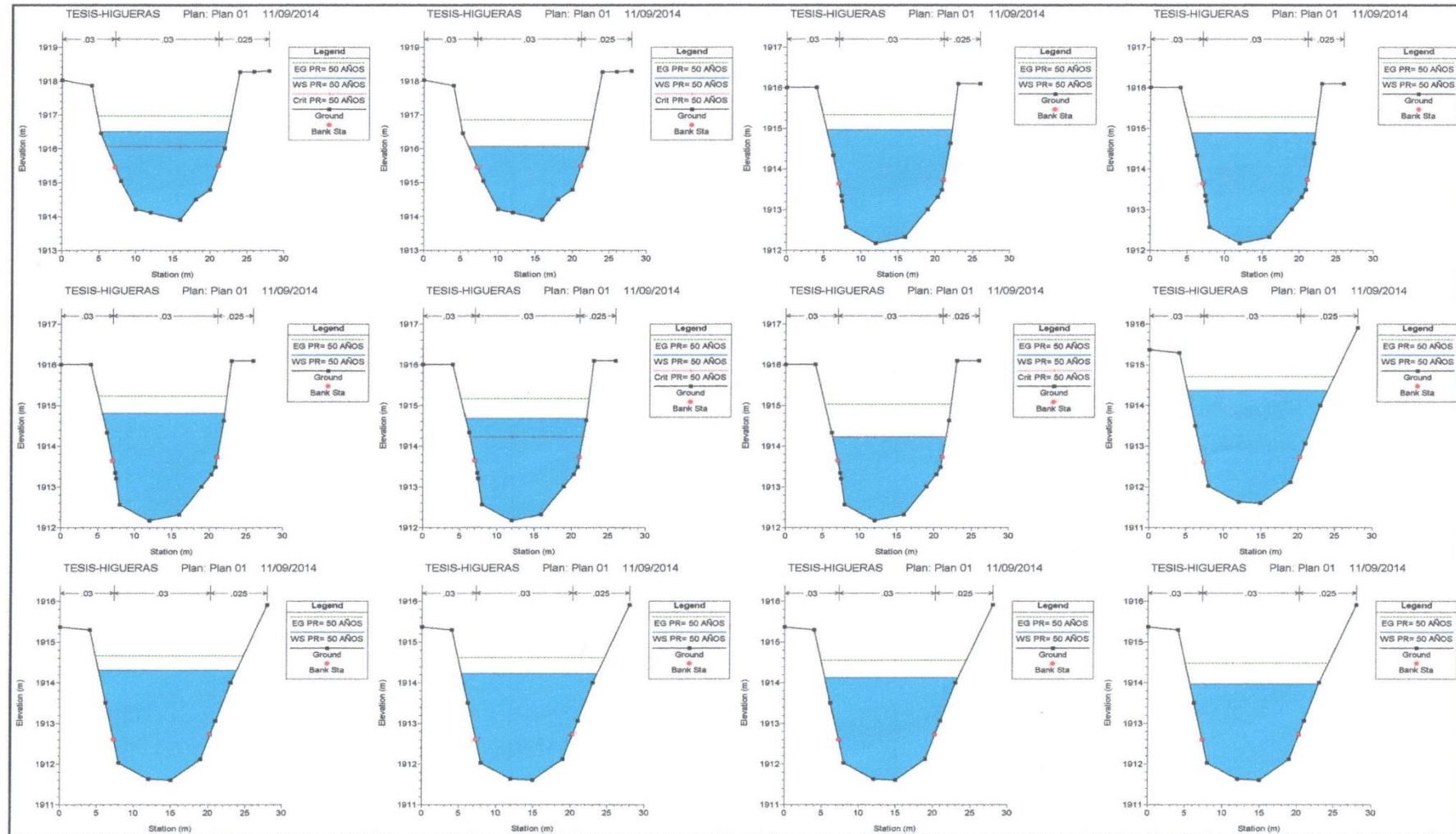
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 50$ AÑOS, KM 1320 - 1100.



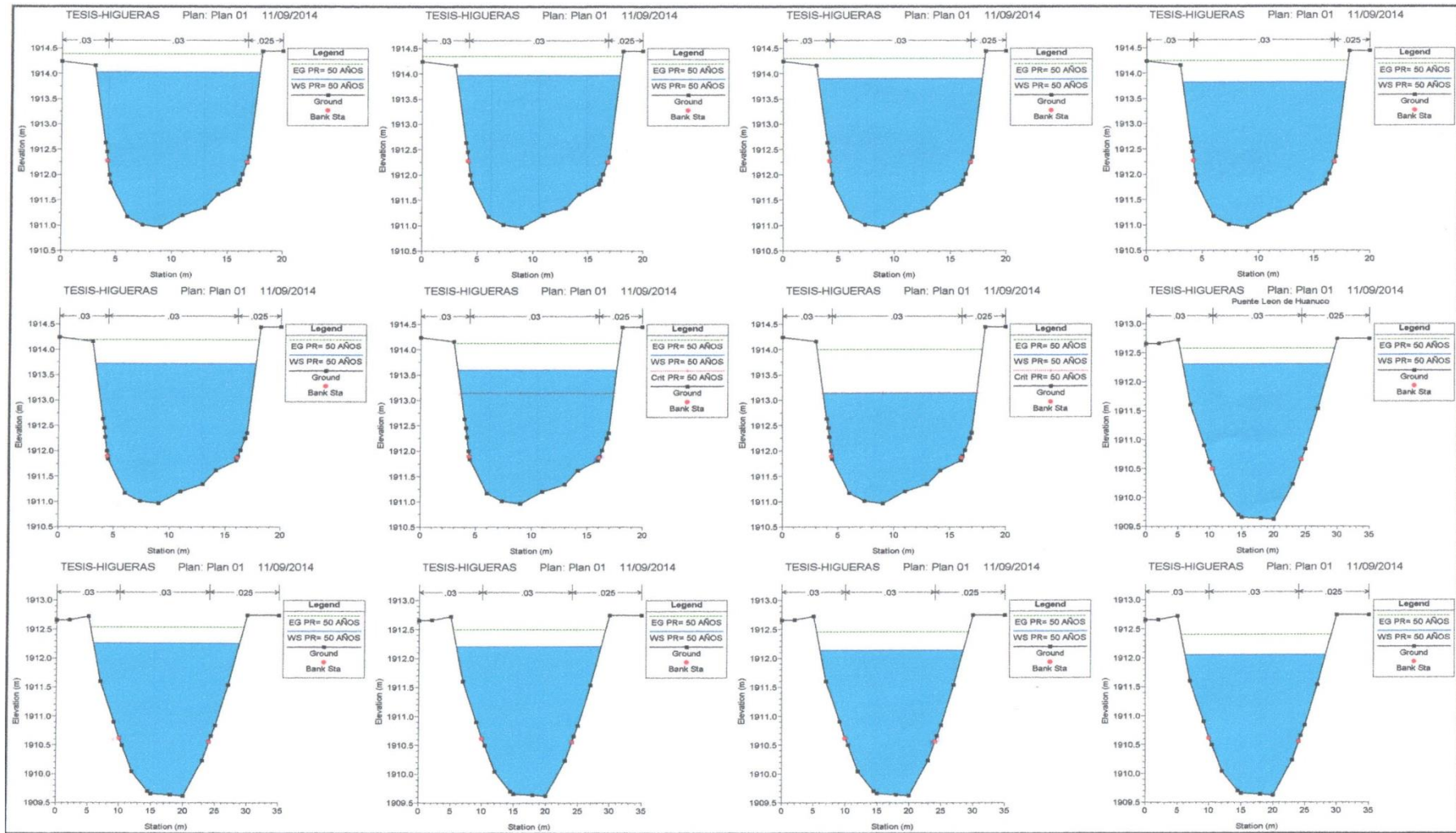
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r= 50$ AÑOS, KM 1080 - 860.



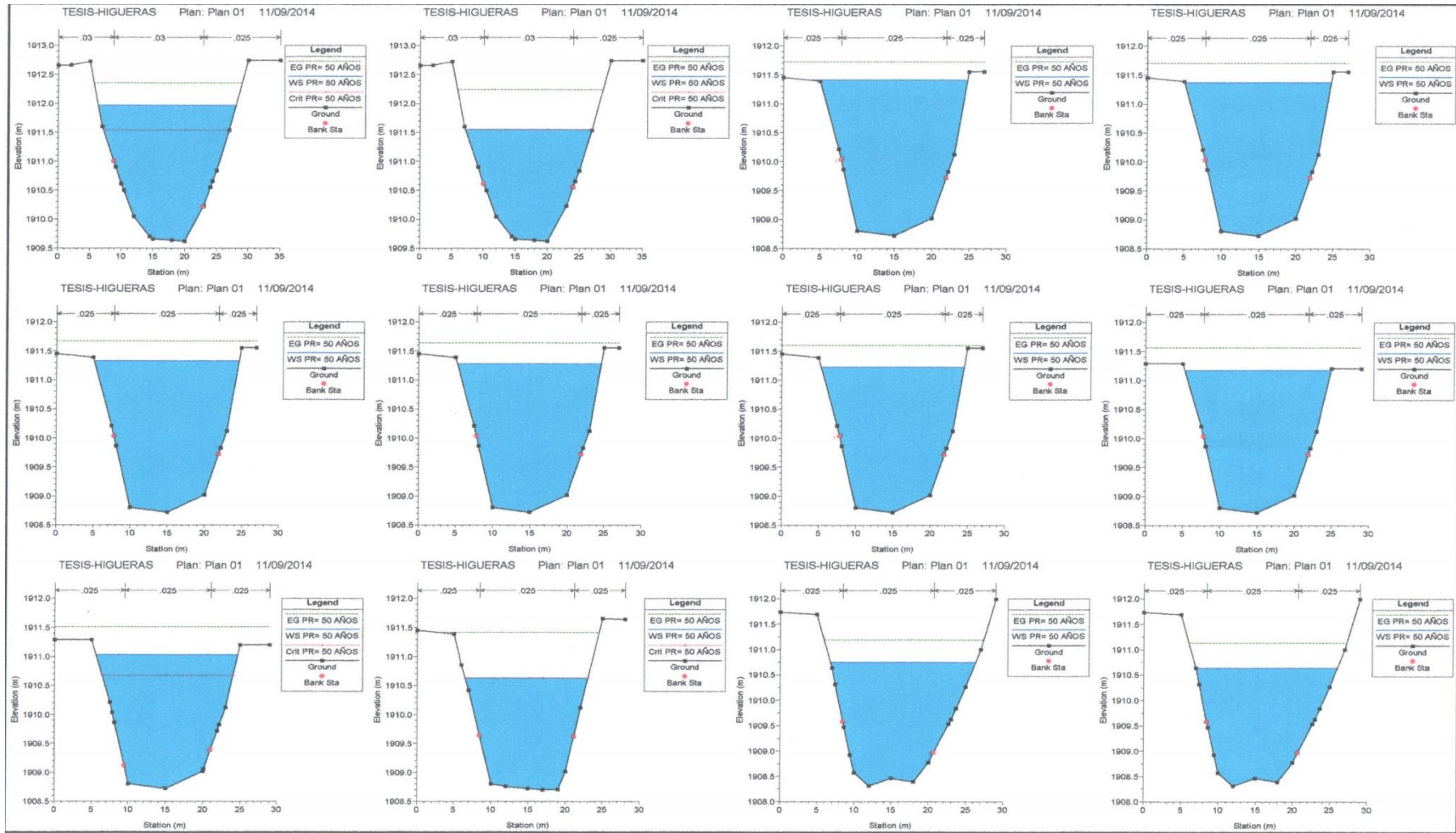
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 50$ AÑOS, KM 840 - 620.



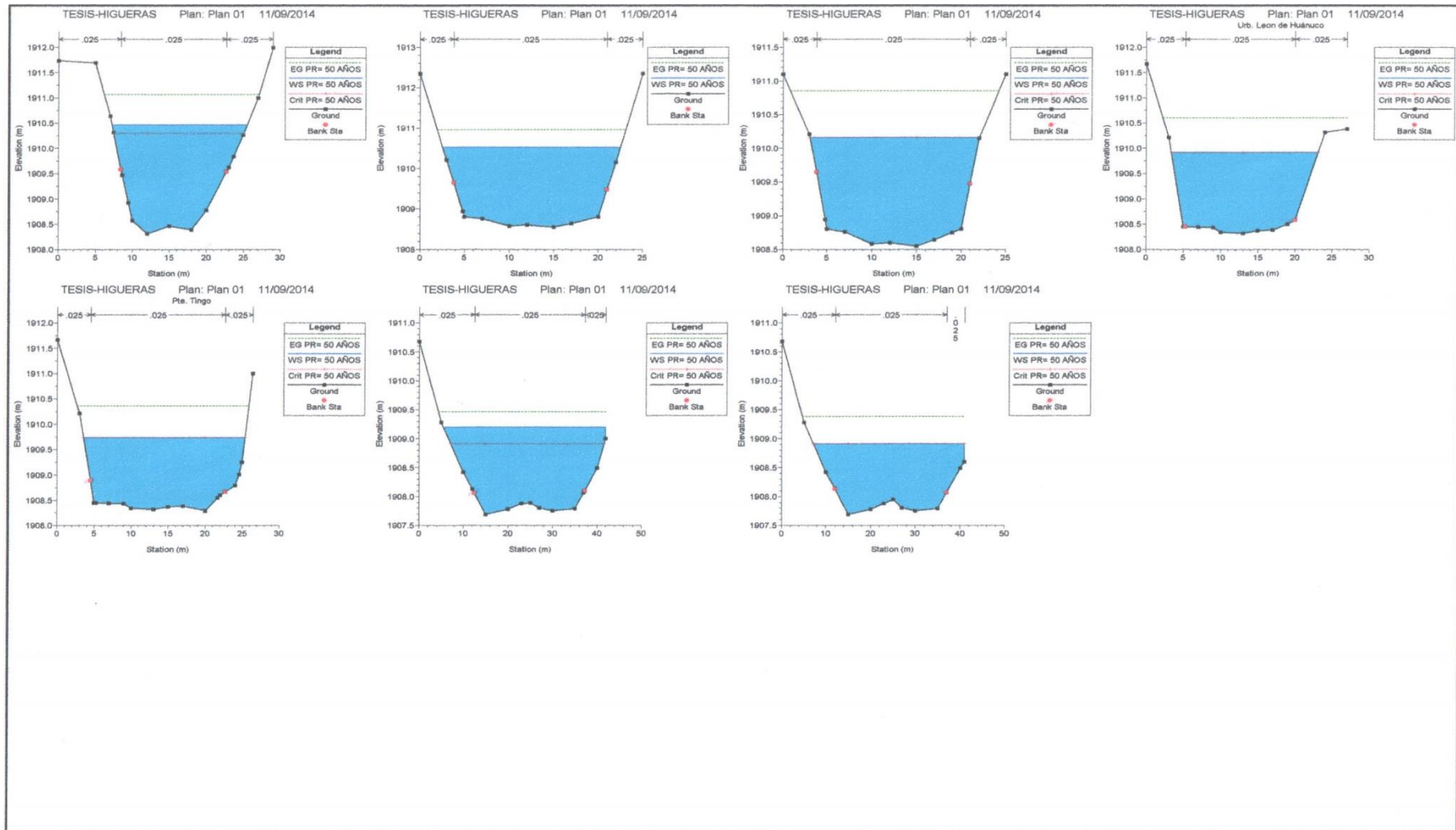
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 50$ AÑOS, KM 600 - 380.



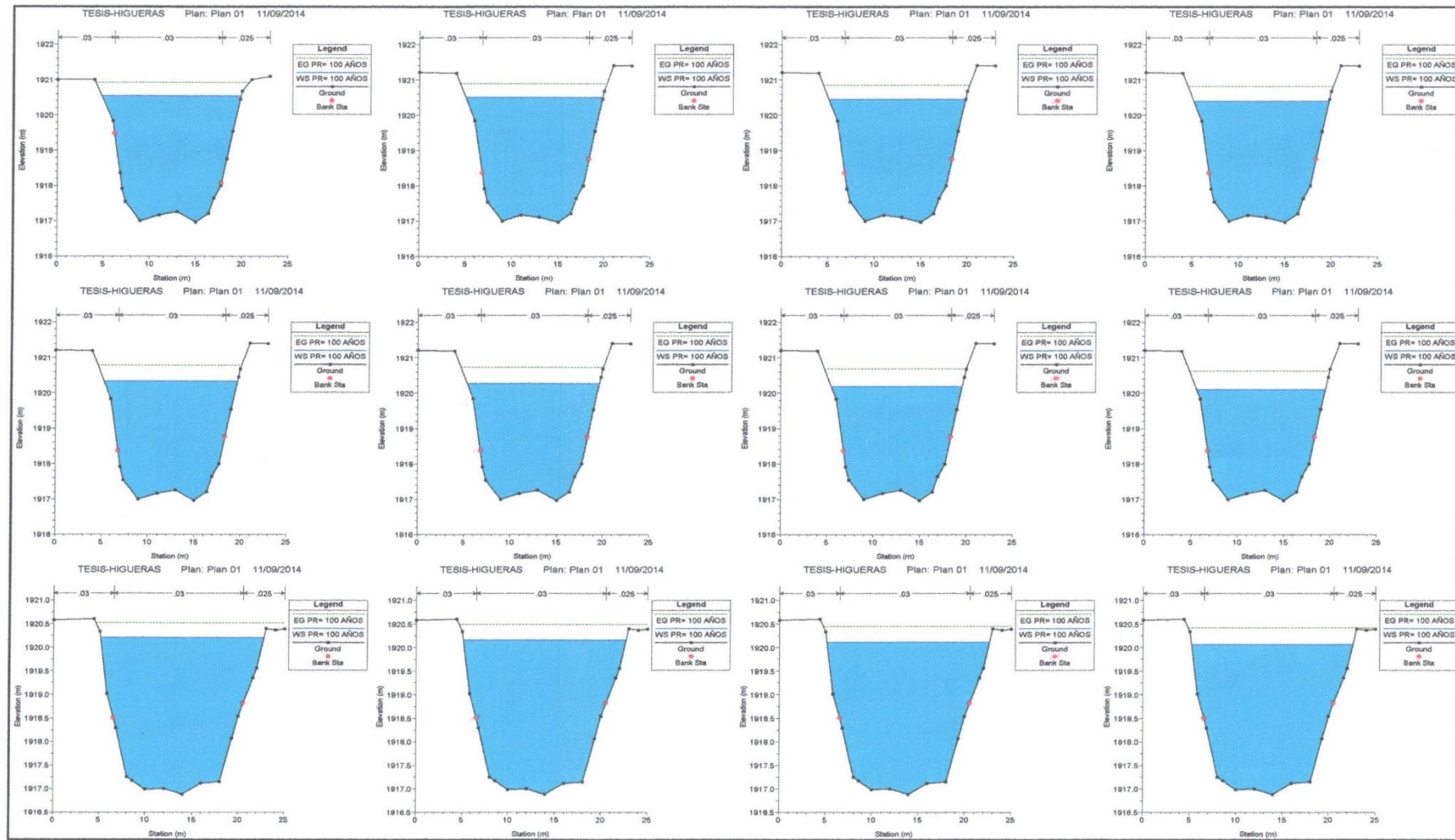
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 50$ AÑOS, KM 360 - 140.



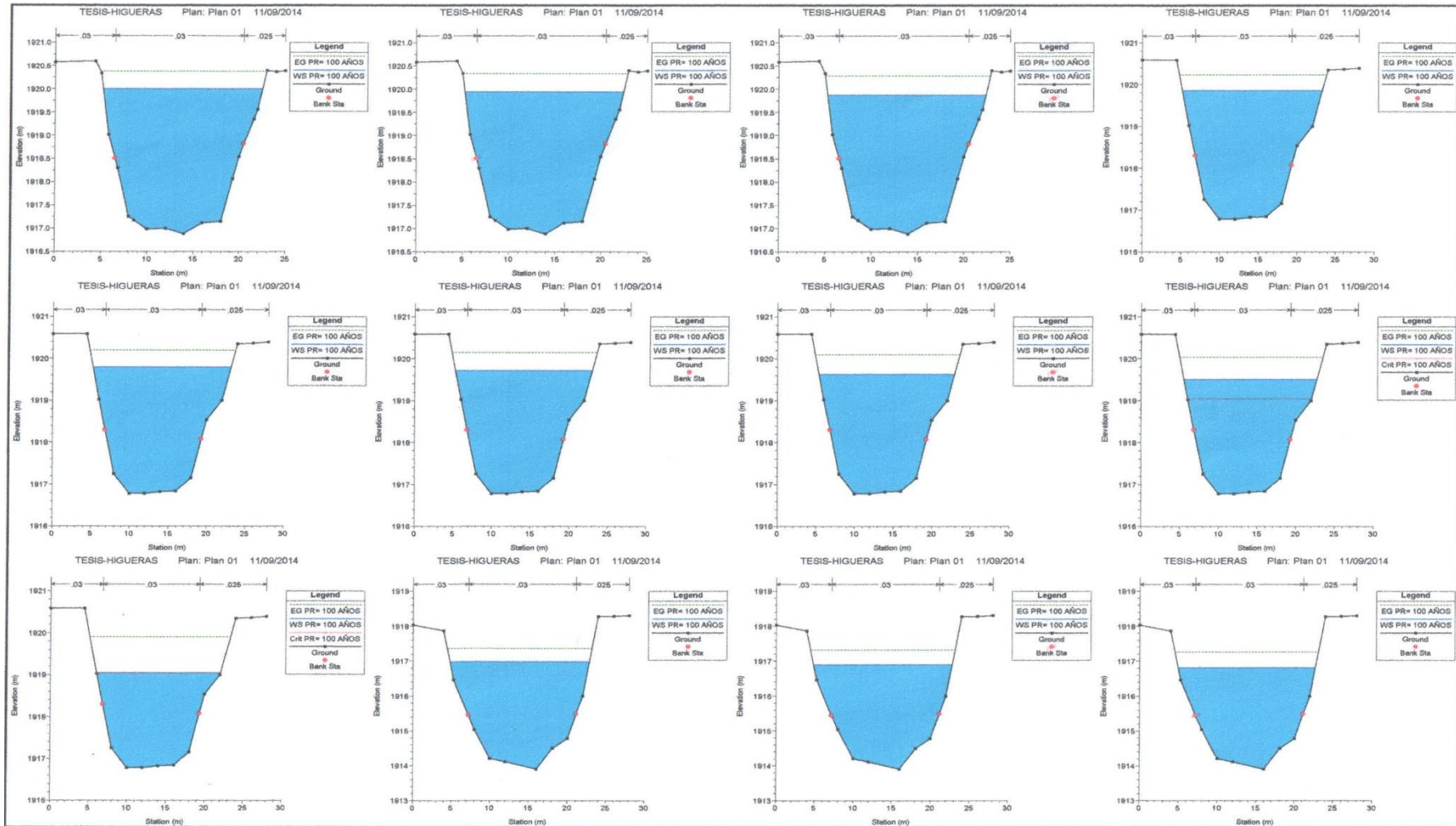
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 50$ AÑOS, KM 120 - 0.



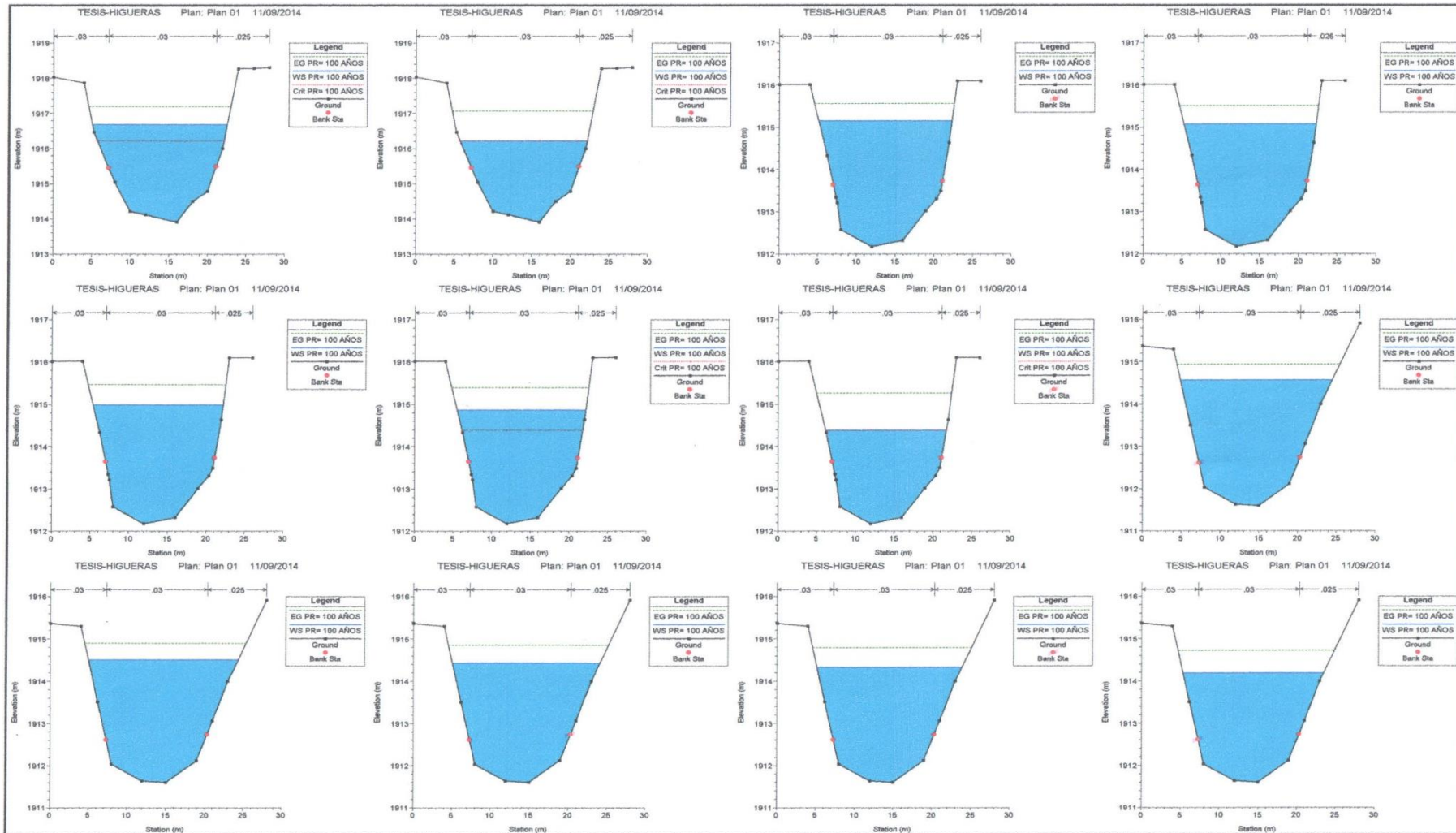
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 100$ AÑOS, KM 1320 - 1100.



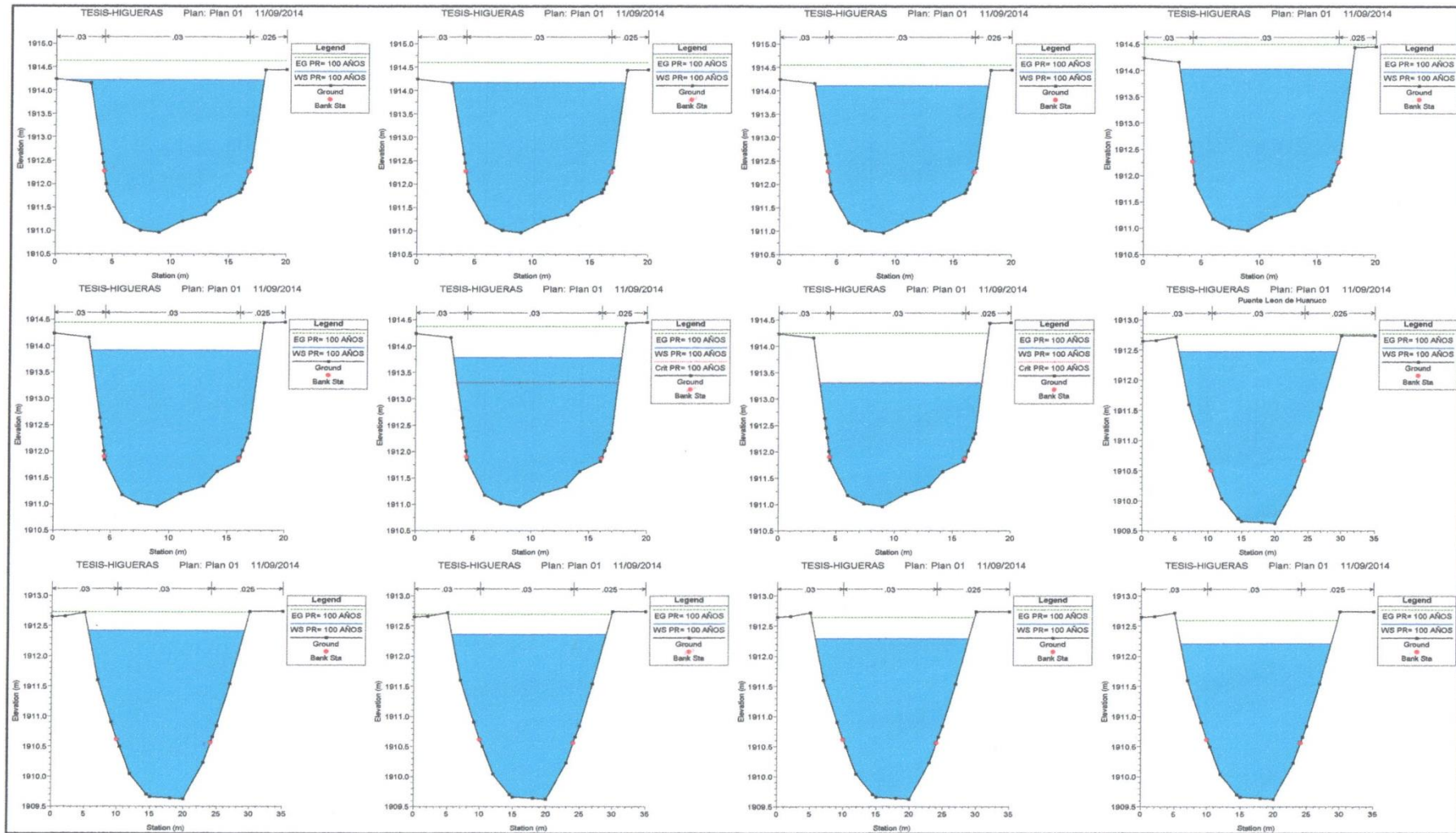
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 100$ AÑOS, KM 1080 - 860.



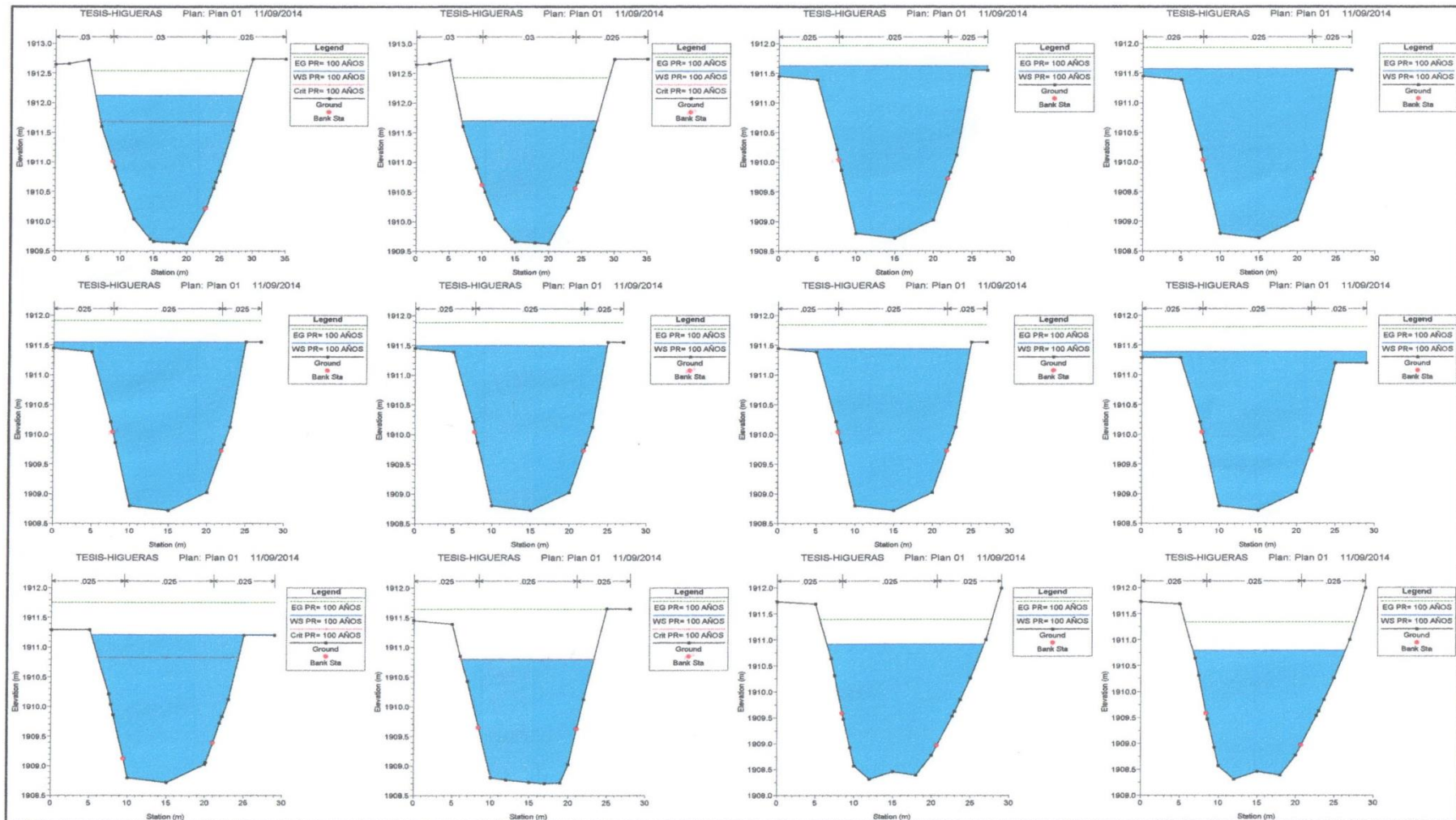
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 100$ AÑOS, KM 840 - 620.



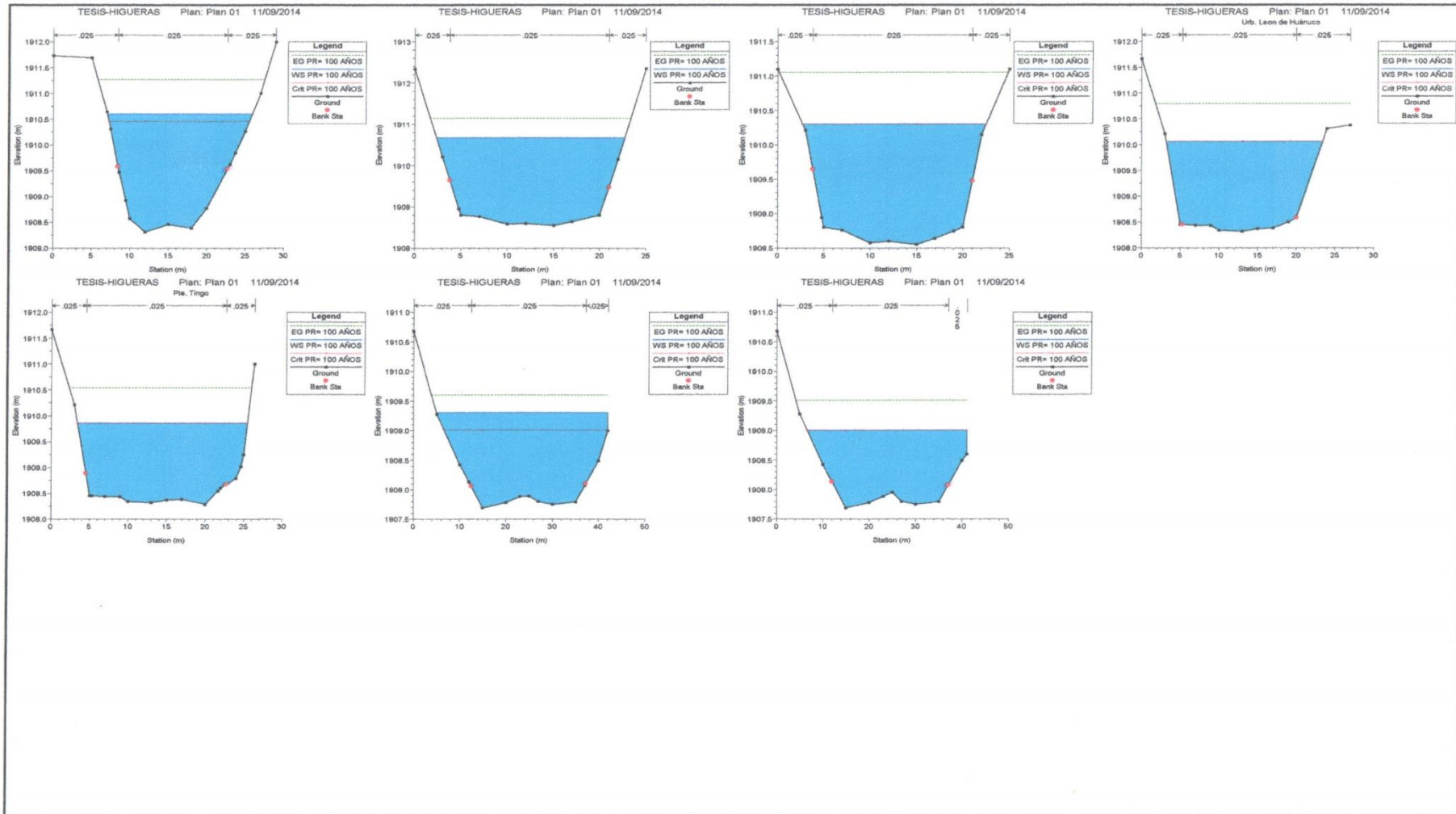
SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r= 100$ AÑOS, KM 600 - 380.



SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 100$ AÑOS, KM 360 - 140.



SIMULACIÓN DEL FLUJO EN CADA SECCIÓN DEL TERRENO PARA $T_r = 100$ AÑOS, KM 120 - 0.



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN - ESTACIÓN TOTAL



Av. Del Parque Sur N° 185 Of. 405 - San Isidro - Lima, Perú
Tel. 475-2727 / 224-1348 Fax: 224-2516
Nextel: 98104*4865 Cel. 995504199
E-mail: geincor@terra.com.pe www.geincor.com

CERTIFICADO DE CALIBRACION

OTORGADO A:

2005V/14

MACHUCA GUARDIA RISSEL

Equipo	Marca	Modelo	Serie
ESTACION TOTAL	TOPCON	GTS-246N	GK0152

MEDICION DE SISTEMA ANGULAR

VALOR DE PATRON DE MEDICION		
GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
360	00	00

VALOR LEIDO EN EL INSTRUMENTO			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
VERT.	360	00	00
HORIZ.	360	00	00

VALOR A CORREGIR			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
VERT.	00	00	00
HORIZ.	00	00	00

RANGO DE TOLERANCIA			
	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
+	360	00	06
-	359	59	54

COMPENSADORES - TILT	HORIZONTAL	VERTICAL
VALOR LEIDO	00 seg.	00 seg.
VALOR A CORREGIR	00 seg.	00 seg.

SISTEMA DE MEDICION DE DISTANCIA

PATRON DE MEDICION	15.000mts	30.000mts	60.000mts	90.000mts	209.000mts
VALOR LEIDO EN EL INSTRUMENTO	15.000	30.000	60.000	90.000	209.000
ERROR A CORREGIR	00mm	00mm	00mm	00mm	00mm

PRECISION DEL INSTRUMENTO:

* Sistema Angular según normas DIN 18723 la precisión angular es de 6", lectura mínima en Display 1".
* Sistema de Medición de Distancia $\pm(2mm+2ppmXD)m.s.e.$

PATRON UTILIZADO:

Colimador Modelo ITC-509, indicado por el Fabricante Topcon en su manual de mantenimiento y reparación. Se hace una línea al horizonte enfocando al infinito con un grosor de 1.5" del trazo del retículo; este colimador es patronado periódicamente con un teodolito Kern Modelo DKM-2A desviación estándar 1" y estima al décimo del segundo con lectura directa 90° 00' 00" e invertido 270° 00' 00".

GEINCOR SAC mediante su Laboratorio de Servicio Técnico Autorizado por la Marca Topcon certifica que los Equipos en mención se encuentran totalmente revisados, controlados, calibrados y 100% operativos; se sugiere efectuar una recalibración en un periodo máximo de 06 meses, se estima que sea el **20 de Noviembre del 2014**

Se expide el presente certificado a solicitud de la parte interesada, para los fines que estime conveniente.

San Isidro, 25 de Mayo del 2014



RAÚL M. MENESES P.
GERENTE GENERAL

Distribuidor Autorizado para PERÚ de:

